

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

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

Кафедра будівельних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

**ВИРОБНИЧО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ ЦЕНТР ЕЛЕКТРОННИХ
КОМПОНЕНТІВ У М. УМАНЬ**

Розробив: студент IV курсу, групи БтаЦІ 2022-1
Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія
ОПП «Промислове та цивільне будівництво»

Рибалко Дмитро Романович

Керівник: канд. техн. наук, доцент Бутенко С.В.

Рецензент: канд. техн. наук, доцент Рюмін В.В.

2026 рік

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

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

ЗАТВЕРДЖУЮ

В.о. завідувача кафедри БК

 _____ доц. Спіранде К.В.

« 01 » червня 2026 року

З А В Д А Н Н Я
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА

РИБАЛКУ ДМИТРУ РОМАНОВИЧУ

Спеціальність 192 –Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи: **Виробничо-технологічний центр електронних компонентів у м. Умань**

затверджена наказом ректора ХНУМГ від « 26 » травня 2026 р. № 447-03

Термін подання завершеної роботи на кафедру « 15 » 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.

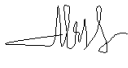
Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

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

- розрахунково-конструктивна частина: конструктивне рішення фундаментів, конструктивне рішення несучих конструкцій будівлі

- технологічні рішення та організація будівництва: технологічна карта на влаштування фундаменту

КОНСУЛЬТАНТИ РОЗДІЛІВ РОБОТИ

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Архітектурно-будівельна частина		Завальний О.В., професор		
2. Розрахунково-конструктивна частина	Розрахунок підземної частини об'єкту	Александрович В.А., доцент		
	Розрахунок надземної частини об'єкту	Бутенко С.В., доцент		
3. Технологічні рішення та організація будівництва		Братішко С.М., доцент		
4. Охорона праці		Косенко Н. О., доцент		
Нормоконтроль		Пустовойтова О.М., доцент		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної 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. Бутенко С.В.

Завдання прийняв до виконання



Рибалко Д.Р.

Дата видачі завдання « 01 » червня 2026 р.

ЗМІСТ

Розділ 1 Архітектурно-будівельна частина	6
1.1 Вихідні дані.....	6
1.2 Генеральний план.....	6
1.3 Об'ємно-планувальні рішення.....	7
1.4 Архітектурно-конструктивні рішення будівлі	9
1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін будівлі.....	12
Розділ 2 Розрахунково-конструктивна частина	14
2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту	14
2.1.1 Геологічна будова та гідрогеологічні умови будівельного майданчика.....	14
2.1.2. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика...	14
2.1.3 Показники стану глинистих ґрунтів.....	14
2.1.4 Показники стану піщаних ґрунтів	15
2.1.5 Вибір глибини закладання фундаментів	17
2.1.6 Визначення розмірів подошви фундаменту	18
2.1.7 Перевірка крайових напружень під подошвою фундаменту.....	19
2.1.8 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування.....	20
2.1.9 Конструювання фундаменту	24
2.1.10 Розрахунок фундаменту на продавлювання.....	25
2.1.11 Фундамент з розвиненим підколонником	25
2.1.12 Армування фундаменту	26
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту	29
2.2.1 Розрахунок і конструювання монолітної колони	29
2.2.1.1 Збір навантажень	29
2.2.1.2 Розрахунок колони із симетричним армуванням	32
2.2.1.3 Розрахунок колони підвалу в напрямку Н.....	33
2.2.1.5 Розрахунок колони 2-го поверху у напрямку в.....	46
Розділ 3 Технологічні рішення та організація будівництва.....	48
3.1 Технологічна карта на влаштування монолітного стрічкового фундаменту	48
3.2 Вибір крана для монтажу конструкцій будинку	57
Розділ 4 Охорона праці	61
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	61
4.2 Аналіз умов праці на будівництві та виявлення потенційних небезпек.....	62
4.2.1 Характеристика умов праці на будівельному майданчику.....	62
4.2.2 Санітарно-гігієнічні умови праці.....	63
4.2.3 Вплив виробничих шкідливостей та заходи захисту.....	64
4.2.4 Виявлення потенційних небезпек.....	65
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проектування.....	66

4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проектування....	69
4.4.1 Організаційні заходи.....	69
4.4.2 Технічні заходи.....	70
4.4.3 Санітарно-гігієнічні заходи.....	71
4.4.4 Архітектурно-планувальні рішення	72
4.5 Висновки	73
Перелік джерел посилання	75

Розділ 1 Архітектурно-будівельна частина

1.1 Вихідні дані

Об'єктом проектування є виробничо-технологічний центр електронних компонентів, розташований у місті Умань. Будівництво здійснюється у межах I кліматичного району. Нижче наведено основні кліматичні та навантажувальні характеристики об'єкта.

Розрахункова температура зовнішнього повітря в найхолодніший день при забезпеченості 0,92 становить -28°C ; температура найхолоднішої п'ятиденки при аналогічній забезпеченості -23°C . Панівний напрямок вітру в зимовий (січневий) період – захід, у літній (липневий) – північ. Річна сума опадів сягає 527 мм.

Нормативне значення снігового навантаження прийнято $S_0 = 1440$ Па, вітрового – $W_0 = 440$ Па. Будівлі присвоєно I ступінь вогнестійкості; ступінь відповідальності – СС1; клас складності — II.

1.2 Генеральний план

Генеральний план центру в місті Умань розроблено відповідно до вимог ДБН Б.2.2-12:2019 [1] з дотриманням принципів раціональної організації технологічного процесу й архітектурно-планувальних рішень. Зазначений населений пункт віднесено до I кліматичного району.

Будівельний майданчик характеризується відносно рівним рельєфом із нахилом у північно-західному напрямку; ухил поверхні становить близько 1%. Планування генерального плану виконано з урахуванням комплексного розміщення будівель і споруд відповідно до технологічного потоку. Компоновка та орієнтація проєктованої будівлі визначаються технологічними процесами, що потребують безперервності виробничого циклу та наявності діючих транспортних комунікацій. До складу генплану включено комплекс необхідних інженерних споруд — зокрема мережу автомобільних доріг для обслуговування підприємства; зазначені шляхи обладнано відповідними

дорожніми знаками згідно з внутрішньовиробничими та вуличними правилами дорожнього руху.

Розташування будівлі на генеральному плані визначено з дотриманням санітарних і протипожежних нормативних вимог. Відстані між спорудами призначено відповідно до чинних нормативних документів. Проектовані шляхи забезпечують можливість проїзду автомобільного транспорту та стикаються з наявною мережею автодоріг.

З метою благоустрою виробничої території та поліпшення умов праці персоналу всю площу озеленено, передбачено влаштування газонів і рекреаційних майданчиків.

Розміри генплану: 83,2 × 67,6 м.

Таблиця 1.1 Основні техніко-економічні показники генерального плану

№ п/п	Найменування показника	Одиниця вим.	Кількість
1	Площа території	м ²	5425
2	Площа забудови	м ²	772.70
3	Коефіцієнт щільності забудови	%	0.140
4	Площа озеленення	м ²	2175.88
5	Коефіцієнт озеленення	%	0.4
6	Протяжність автодоріг	м	1089.87

1.3 Об'ємно-планувальні рішення

Склад та зміст проектної документації на будівництво прийнято з дотриманням вимог ДБН А.2.2–3:2014 [2]. Будівля в плані має прямокутну конфігурацію. Основні геометричні параметри:

довжина в осях – 48 м,

ширина – 20 м,

кількість надземних поверхів – 3.

Висота поверху становить 3,60 м за висоти приміщень 3,3 м.

Дах прийнято плоским; водовідведення – організоване зовнішнє.

Під усією площею будівлі передбачено технічне підпілля висотою 3,0 м.

Ступінь вогнестійкості й довговічності будівлі відповідає I класу.

Техніко-економічні показники об'ємно-планувальних рішень:

- площа забудови: $P_3 = 772,7 \text{ м}^2$;
- загальна площа: $P_{3л} = 5425 \text{ м}^2$;
- будівельний об'єм: $O_б = 11\,395 \text{ м}^3$;
- умовна висота будівлі: $H_y = 14,150 \text{ м}$.

Таблиця 1.2 Експлікація приміщень 1-го поверху

Експлікація приміщень 1-го поверху			
1	Тамбури	15	Кімната відпочинку
2	Тамбур	16	Тамбур гардеробу
3	Вестибюль	17	Вмивальня
4	Кабіна охорони	18	Вбиральня чоловіча
5	Буфет	19	Гардероб чоловічий
6	Приміщення охорони	20	Переддушова
7	Кімната відпочинку охорони	21	Душова
8	Сходові клітини	22	Приміщення для інвентаря
9	Лабораторія монтажу плат	23	Технічна кімната (серверна)
10	Лабораторія складання компонентів	24	Дільниця нанесення тонких плівок
11	Дільниця нанесення захисних покриттів	25	Лабораторія випробувань
12	Світловий карман	26	Склад готових електронних модулів
13	Коридори	27	Котельня
14	Дільниця збірки електронних модулів		

Таблиця 1.3 Експлікація приміщень типового поверху

Експлікація приміщень типового поверху			
1	Кімната для кур'єрів	18	Склад матеріалів
2	Відділ маркетингу та продажу	19	Тамбур для гардеробу
3	Кабінет директора	20	Жіноча вбиральня
4	Кабінет головного інженера	21	Кімната особистої гігієни жінок
5	Медпункт	22	Душова
6	Ідальня	23	Перевдягувальна
7	Коридор	24	Гардероб жіночий

8	Сходові клітини	25	Тамбур гардеробу
9	Санвузол	26	Приміщення для інвентаря
10	Лабораторія складання електронних компонентів	27	Жіноча вбиральня
11	Сховище готових електронних модулів	28	Душові
12	Склад готової продукції	29	Перевдягувальна
13	Дільниця маркування та тестування	30	Гардероб жіночий
14	Лабораторія 3D-друку	31	Світловий карман
15	Дільниця ультразвукової очистки плат	32	Дільниця збірки модулів
16	Лабораторія фінішної обробки корпусів	33	Дільниця пайки та монтажу електронних виробів
17	Сховище компонентів		

1.4 Архітектурно-конструктивні рішення будівлі

Будівля запроектована за каркасною конструктивною системою в осях А–Е, 1–13. Плити перекриттів і покриття виконуються монолітними залізобетонними. Просторова стійкість споруди забезпечується жорсткими дисками перекриттів зі збірного залізобетону, що пов'язані з несучими стінами та колонами. У поздовжньому й поперечному напрямках стійкість будівлі досягається влаштуванням поперечних і поздовжніх рам з жорсткими нижніми та шарнірними верхніми вузлами, а також установленням вертикальних зв'язків.

Стіни технічного підпілля.

Зовнішні стіни підпілля в діапазоні відміток від $-3,600$ до $-0,030$ зведено зі збірних залізобетонних великих цокольних блоків за серією 1.116.1–7 на цементно-піщаному розчині М100. Деталі конструкції прийнято за серією 2.130–1. Бічні поверхні стін, що контактують із ґрунтом, захищено вертикальною гідроізоляцією – двошаровим покриттям з бітумної мастики. Горизонтальна гідроізоляція на відмітці $-0,030$ виконана з двох шарів руберойду на бітумній мастиці.

Стіни.

Несучі стіни вздовж поздовжніх осей і самонесучі вздовж поперечних осей запроектовано із силікатної цегли М75 на розчині М75, товщина – 510 мм, висота до верху плит перекриття – 10,75 м. Обидві поверхні стін оштукатурюються. Внутрішні несучі стіни мають товщину 380 мм. Перемички прорізів виконано за серією 1.038.1–1.

Перекриття.

Плитні перекриття з монолітного залізобетону спираються на зовнішні та внутрішні стіни й колони. Армування монолітних плит здійснюється зварними сітками з робочою арматурою А400С та конструктивною арматурою Ø5 ВрІ.

Перегородки.

Цегляні перегородки товщиною 120 мм спираються на плити перекриттів і кріпляться до стін сталевими вилками. Деталі виконання – за серією 2.130–1.

Сходи.

Сходові марші та площадки виконуються зі збірних залізобетонних елементів [6]: площадки – за серією 1.152.1–8, марші – за серією 1.151.1–6. Ширина сходових площадок – 1230 мм, маршів – 1270 мм; пожежний зазор між маршами – 100 мм. Площадки спираються на стіни сходових кліток із глибиною опирання 250 мм, марші – на уступи площадок. Огородження маршів – ґратчасте сталеве висотою 1000 мм із дерев'яним поручнем за серією 1.100.2–5.

Вікна.

Заповнення віконних прорізів передбачено металопластиковими конструкціями за індивідуальним замовленням; скління – двокамерні склопакети.

Двері.

Внутрішні та зовнішні дверні блоки – дерев'яні, глухі та засклені, за серіями 1.136–10 і 1.136.5–19. Дверні коробки по периметру оздоблюються наличниками або оштукатуреними відкосами.

Підлога.

Покриття підлог – керамічна плитка. Основа під підлоги включає звукоізоляційний шар із керамзитобетону та стяжку з цементно-піщаного розчину М200. У технічному підпіллі підлоги – бетонні по ущільненому ґрунту.

Покриття та покрівля.

Монолітні залізобетонні плити покриття армуються аналогічно плитам перекриттів [4]: робоча арматура А400С, конструктивна – Ø5 ВрІ. По залізобетонних плитах покриття послідовно влаштовуються такі шари (знизу вгору):

- пароізоляція – двократне нанесення гарячого бітуму;
- утеплювач – керамзитовий ґравій завтовшки 220,0 мм;
- стяжка з цементно-піщаного розчину завтовшки 20,0 мм;
- ґрунтувальний шар;
- вентиляційна прокладка із руберойду;
- два шари підкладного руберойду;
- клеюча бітумно-полімерна мастика;
- бронювальна посипка із ґравію.

Місця примикання покрівлі до вертикальних конструкцій ізолюються захисними фартухами з оцинкованої сталі завтовшки 0,5 мм.

Відмостка.

По периметру будівлі влаштовується відмостка шириною 1500 мм з ухилом від цоколя $i = 3\%$. Конструкція: асфальтобетон завтовшки 25 мм по щебеневій підготовці 100 мм. По зовнішньому краю встановлюється збірний залізобетонний бордюр.

Внутрішнє оздоблення

виконується у відповідності до технологічних вимог кожного конкретного приміщення.

Зовнішнє оздоблення.

Фасади утеплюються, штукатуряться, шпаклюються та фарбуються із застосуванням сучасних якісних оздоблювальних матеріалів згідно з паспортом опорядження. Цоколь облицьовується декоративною фасадною плиткою.

Сантехнічні системи:

- опалення – централізоване від теплових мереж міста;
- холодне водопостачання – від міської розподільної мережі;
- гаряче водопостачання – від міської мережі;
- каналізація – з відведенням стоків у міську каналізаційну мережу;
- газопостачання – від міської газорозподільної мережі;
- дощова каналізація – з покрівель із випуском на відмостку.

Електротехнічні та слабострумні системи:

- електропостачання – від міських електричних мереж;
- телефонізація – від міських телефонних мереж;
- блискавкозахист – відповідно до ДСТУ Б В.2.5-38:2008.

1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін будівлі

Вихідні дані:

Район будівництва – м. Умань, І температурна зона (згідно дод. А ДБН В.2.6-31:2021 [3]). Вологісний режим приміщення: нормальний – Б. Розрахунок виконується згідно з нормативними документами [6, 7].

Конструкція зовнішньої стіни включає такі шари:

- шар 1 – зовнішня цементно-піщана штукатурка: $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\delta_1 = 0,02 \text{ м}$, $\lambda_1 = 0,760 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)}$;
- шар 2 – теплоізоляційний шар із жорстких мінераловатних плит на синтетичному зв'язувальному: $\rho = 80 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_2 = 0,045 \text{ Вт/(м} \cdot \text{°C)}$;

– шар 3 – кладка із силікатної цегли на цементно-піщаному розчині: $\delta_3 = 0,51$ м, $\rho = 1800$ кг/м³, $\lambda_3 = 0,870$ Вт/(м·°C).

Мінімально допустиме значення приведенного опору теплопередачі зовнішньої стіни як для громадської будівлі для I температурної зони: $R_{q\min} = 4,0$ м²·К/Вт.

Для опалювальних будівель обов'язковим є виконання умови:

$$R_{\Sigma np} \geq R_{qmin},$$

де $R_{\Sigma np}$ – сумарний приведений опір теплопередачі непрозорої огорожувальної конструкції, м²·К/Вт, що визначається за формулою:

$$R_{\Sigma} = 1/h_{si} + \sum(\delta_i/\lambda_i) + 1/h_{se}$$

де: h_{si} – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні зовнішньої стіни, прийнятий 8,7 Вт/(м²·°C);

h_{se} – коефіцієнт тепловіддачі зовнішньої поверхні стіни в зимових умовах, прийнятий 23,0 Вт/(м²·°C);

λ_i – коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару;

δ_i – товщина відповідного шару, м.

R_{qmin} – мінімально допустиме значення опору теплопередачі (за додатком Б).

$$R_{\Sigma np} = 1/8,7 + \delta_2/0,045 + 0,51/0,87 + 1/23 = 0,11 + 0,03 + \delta_2/0,045 + 0,66 + 0,04$$

$$R_{\Sigma np} = R_{qmin} \rightarrow 0,744 + \delta_2/0,045 = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

звідки $\delta_2 = 0,146$ м.

Таким чином, для забезпечення нормативних параметрів мікроклімату товщина теплоізоляційного шару з жорстких мінераловатних плит має становити не менше 0,146 м. До проєктування приймається $\delta_2 = 0,15$ м.

Розділ 2 Розрахунково-конструктивна частина

2.1 Розрахунок підземної частини об'єкту

2.1.1 Геологічна будова та гідрогеологічні умови будівельного майданчика

Таблиця 2.1.1 Геологічна будова будівельного майданчика

№ шару	Грунт	Свердл. 1	Свердл. 2	Свердл. 3	Свердл. 4
1	Просідаючий ґрунт	2.8	2.9	2.7	3.0
2	Пісок дрібний	3.8	3.9	3.7	3.5
3	Супісок	4.2	4.3	4.2	4.4
4	Суглинок	2.9	2.7	2.8	2.9
5	Глина	8.8	8.9	8.7	8.8
—	Глибина залягання підземних вод, м	8.2	8.0	8.3	8.1
—	Відмітка свердловини, м	200.0	199.55	199.1	198.65

Таблиця 2.1.2 Характеристики фізико-механічних властивостей ґрунтів

Найменування	Позн.	Один.	Шар 1	Шар 2	Шар 3	Шар 4	Шар 5
Щільність	ρ	т/м ³	1.70	2.00	1.98	2.02	2.06
Щільність часток	ρ_s	т/м ³	2.72	2.66	2.69	2.75	2.70
Природна вологість	w	—	0.18	0.24	0.26	0.25	0.22
Вологість на межі текучості	w _L	—	0.41	—	0.28	0.34	0.40
Вологість на межі розкочування	w _P	—	0.26	—	0.22	0.20	0.20
Кут внутрішнього тертя	φ	град	19	31	20	18	15
Питоме зчеплення	c	кПа	20	1	12	11	80
Модуль деформації	E	мПа	21	28	15	17	50

Значення вертикальної сили

$$N = 1525 \text{ кН}$$

Значення моменту

$$M = 25,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2.1.2. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

2.1.3 Показники стану глинистих ґрунтів

Розрахунки проводимо згідно з нормативними документами [8, 9].

Числом пластичності I_p оцінюється різниця між вологістю на межі текучості w_L та вологістю на межі розкочування w_P :

$$I_p = w_L - w_p$$

де w_L — вологість на межі текучості;

w_P — вологість на межі розкочування.

За результатами обчислень:

— шар 1: $I_p = 0,41 - 0,26 = 0,15 \rightarrow$ суглинок;

— шар 3: $I_p = 0,28 - 0,22 = 0,06 \rightarrow$ супісок;

— шар 4: $I_p = 0,34 - 0,20 = 0,14 \rightarrow$ суглинок;

— шар 5: $I_p = 0,40 - 0,20 = 0,20 \rightarrow$ глина.

Показник текучості (консистенції) I_L розраховується за виразом:

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}$$

Отримані значення консистенції:

— шар 1: $I_{L1} = \frac{0,18 - 0,26}{0,41 - 0,26} = -0,53$ — суглинок твердий;

— шар 3: $I_{L3} = \frac{0,26 - 0,22}{0,28 - 0,22} = 0,67$ — супісок пластичний;

— шар 4: $I_{L4} = \frac{0,25 - 0,2}{0,34 - 0,2} = 0,36$ — суглинок тугопластичний;

— шар 5: $I_{L5} = \frac{0,22 - 0,2}{0,4 - 0,2} = 0,10$ — глина напівтверда.

2.1.4 Показники стану піщаних ґрунтів

Коефіцієнт пористості e визначається через щільність скелету ґрунту:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + w) - 1,$$

де $\rho_d = \rho / (1 + w)$.

Отримане значення: $e_2 = \frac{2,66}{2} \cdot (1 + 0,24) - 1 = 0,65$ — пісок дрібний середньої щільності.

Ступінь вологості S_r :

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w},$$

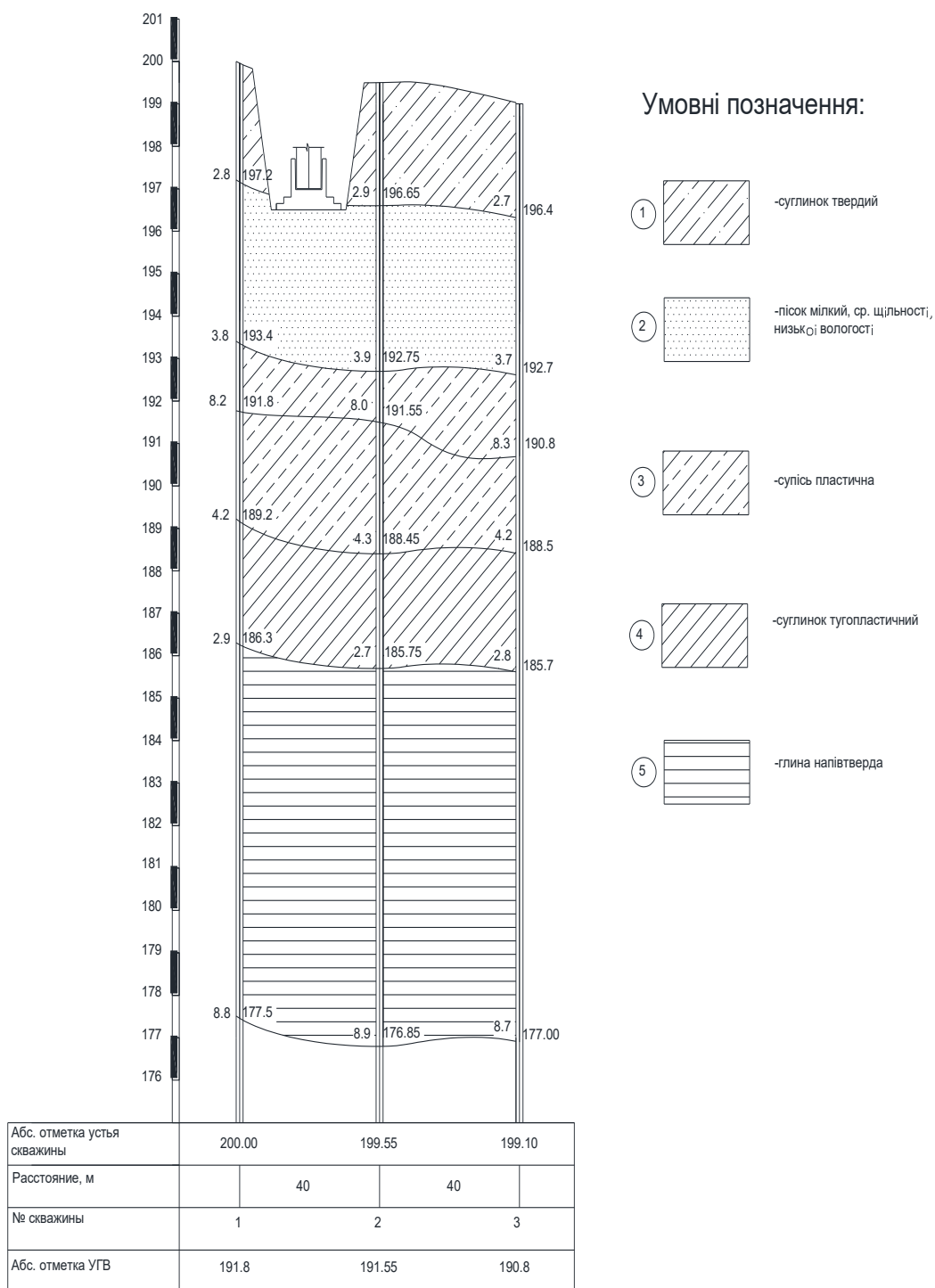
де ρ_w — щільність води.

Отримане значення: $S_{r2} = \frac{0,24 \cdot 2,66}{0,65 \cdot 10} = 0,098$ — ґрунт маловологий.

Таблиця 2.1.3 Характеристика ґрунтових умов будівельного майданчика

№ шару	e	Sr	Ip	IL	Характеристика ґрунтів
1	—	—	0.150	−0.530	Суглинок твердий
2	0.65	0.098	—	—	Пісок дрібний, сер. щільності, маловологий
3	—	—	0.060	0.670	Супісок пластичний
4	—	—	0.140	0.360	Суглинок тугопластичний
5	—	—	0.200	0.100	Глина напівтверда

2.1.5 Вибір глибини закладання фундаментів



Виходячи з геологічної характеристики будівельного майданчика, глибину закладання фундаментів прийнято рівною 3 м.

2.1.6 Визначення розмірів підосви фундаменту

Фундамент прийнято залізобетонним жорстким. З урахуванням попередньо встановленого співвідношення розмірів підосви ($l = b$) ширина фундаменту визначається із залежності:

$$b = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_{\text{mt}} \cdot d - q)}},$$
$$l = b,$$

де N – розрахункове навантаження,

MH (приймається більше з двох розрахункових сполучень);

γ – середня об'ємна вага фундаменту разом із ґрунтом на його уступах, прийнята 20 кН/м^3 ;

d – глибина закладання, м; b і l – ширина та довжина підосви фундаменту відповідно;

q – навантаження на підлогу від будівлі, прийняте 20 кН/м^2 ;

R – розрахунковий опір ґрунту основи на глибині d , кПа .

На першому кроці ітерації приймається початкове значення $R_0 = 400 \text{ кПа}$

$$b = \sqrt{\frac{1,525 \cdot 1000}{1 \cdot (400 - 20 \cdot 3 - 20)}} = 2,18 = 2,5 \text{ м}$$

Розрахункове навантаження: $N = 1.525 \text{ МН}$.

Розрахунковий опір ґрунту основи R визначається за формулою:

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

де γ_{c1} , γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи ґрунту в основі та будівлі відповідно;

M_{γ} , M_q , M_c – безрозмірні розрахункові коефіцієнти;

$k = k_z = 1$ – розрахункові коефіцієнти;

d_b – глибина підвалу;

γ' – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів нижче підшви фундаменту;

γ'_{II} – те саме для ґрунтів вище підшви. $\kappa H / \text{м}^3$;

$$\gamma'_{II} = 10 \cdot \frac{\rho_1 \cdot d}{d}$$

Для Φ_2 знаходимо M_γ , M_q , M_c

$$\gamma = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{2,8 \cdot 17 + 128,7 + 211,86 + 451,72}{2,8 + 3,8 + 4,2 + 2,9 + 8,8} = 37,06 \kappa H / \text{м}^3$$

$$\gamma'_{II} = 10 \cdot 1,7 = 17 \kappa H / \text{м}^3$$

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1} \cdot [0,36 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 37,06 + 2,43 \cdot 3 \cdot 17 + (2,43 - 1) \cdot 2,2 \cdot 17 + 4,99 \cdot 20] = 427,03 \kappa \text{Па}$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{1,525 \cdot 1000}{1 \cdot (427,03 - 20 \cdot 3 - 20)}} = 2,1 \text{ м} = 2,5 \text{ м}$$

$$R_1 - R_0 < 0,1 R_0,$$

$$427 - 400 < 0,1 \cdot 400,$$

Умова виконується; приймається $b = b_1$.

Остаточно прийнято: $l = b_1 = 2,5 \text{ м}$.

2.1.7 Перевірка крайових напружень під підшвою фундаменту

Перевірка крайових контактних тисків виконується за такими співвідношеннями:

$$p_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + \frac{M}{W} \leq 1,2 R,$$

$$p_{\max} = \frac{1525}{2,5 \cdot 2,5} + 20 \cdot 3 + \frac{25,2}{2,6} = 313,69 \leq 1,2 R = 305,86 \cdot 1,2 = 367,032$$

$$p_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0,$$

$$p_{\min} = \frac{1525}{2,5 \cdot 2,5} + 20 \cdot 3 - \frac{25,2}{2,6} = 294,3 > 0$$

$$\text{где } W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,5 \cdot 2,5^2}{6} = 2,6$$

$$p_{cp} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{mt} \cdot d \leq R.$$

$$p_{cp} = \frac{1525}{2,5 \cdot 2,5} + 40 = 284 \leq R = 305,86 \text{ кПа}$$

2.1.8 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Застосування методу пошарового підсумовування є обґрунтованим за умови, що середній тиск під подошвою фундаменту p_{cp} не перевищує розрахункового опору ґрунту R .

Середній контактний тиск під подошвою p_{cp} встановлено на попередньому етапі розрахунку.

Природне вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту:

$$\sigma_{g0} = 10 \cdot \rho \cdot d = 10(\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot (d - h_1)).$$

$$\sigma_{g0} = 10(1,7 \cdot 2,8 + 2 \cdot (3 - 2,9)) = 49,6 \text{ кПа}$$

Ґрунтовий масив під подошвою розбивається на елементарні шари товщиною $h_i \leq 0,4b$, але не більше 1 м.

$$h = 0,4 \cdot 2,5 = 1$$

Глибина від подошви до середини кожного елементарного шару: z_1, z_2 тощо. $z_i = n \cdot h$, де $n = 1, 2, 3$ і

Будується епюра додаткових напружень від зовнішнього навантаження на глибині z :

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p,$$

де p — середній тиск під подошвою;

α — коефіцієнт загасання напружень, що залежить від відносної глибини $\zeta = 2z/b$ та відношення сторін $\eta = l/b$.

Коефіцієнт α визначається за таблицею Б.6 (дод. Б) з урахуванням інтерполяції між значеннями для відповідних ζ та η .

Нижня межа товщі, яка стисткується основи призначається на глибині $z = H_c$, де виконується умова:

$$\sigma_{zp} = k \sigma_{zg}, \text{ где } k = 0,2, \quad \sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i.$$

Будується епюра вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, вийнятого в котловані до рівня підшви фундаменту:

$$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0},$$

де α_k визначається за таблицею Б.6 залежно від співвідношень $\zeta = \frac{2 \cdot z}{B_k}$ та $\eta = l/b$;

B_k — ширина котловану;

$\sigma'_{zg,0}$ — вертикальне напруження від власної ваги витягнутого ґрунту на рівні підшви, яке дорівнює:

$$\sigma'_{zg,0} = \gamma_{гр} \cdot d_n,$$

де d_n — глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу.

Загальне осідання фундаменту як сума деформацій елементарних шарів:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} \cdot h_i}{E_{e,i}},$$

де $\beta = 0,80$ — безрозмірний коефіцієнт;

E_i — модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження, кПа;

$E_{e,i}$ — модуль деформації за гілкою повторного навантаження (модуль пружності), за відсутності даних приймається $E_{e,i} = 5E_i$, кПа;

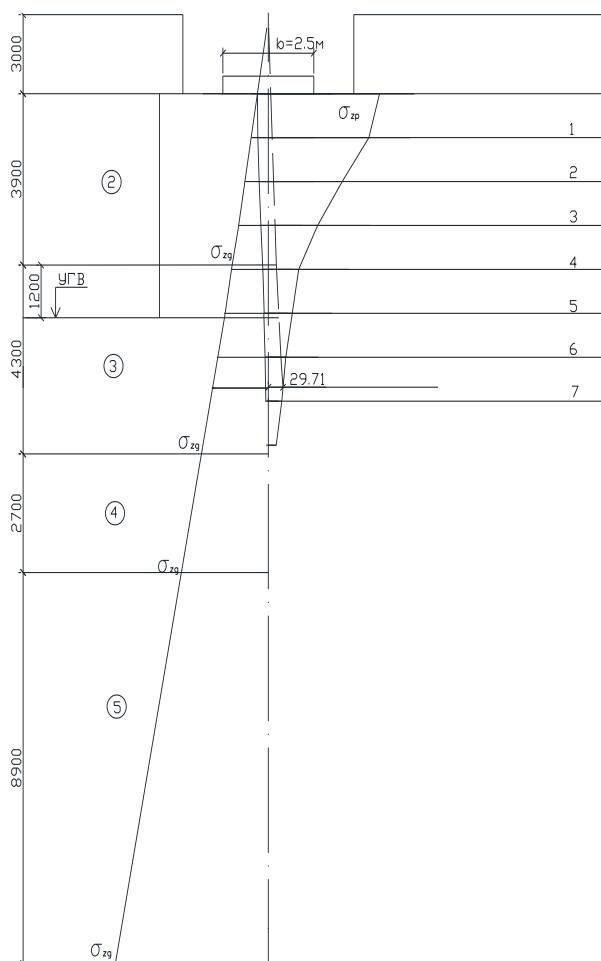
$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{z\gamma,i} = \frac{\sigma_{\gamma i} + \sigma_{\gamma,i+1}}{2};$$

h_i — товщина елементарного шару, м;

n — кількість шарів у межах стисливої товщі H_c .

Розраховане осідання порівнюється з граничнодопустимим нормативним значенням, яке в даному випадку становить 10 см:

$$S \leq Su.$$



Таблиця 2.1.4 Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування

Шар	Ґрунт	h, м	z, м	$\zeta=2 \cdot z/b$	α	$\sigma_{zp}=\alpha \cdot p$ кПа	$\sigma_{zp,cp}$	$\zeta_k=2 \cdot z/B_k$	α_k	$\sigma_{zg}=\alpha \cdot \sigma'_{zg}$ кПа	$\sigma_{zg,cp}$	E_i кПа
2	пісок	3.8	0	0	1	305.9	275.27	0	1	79.8	28000	0.01472
			1	0.80	0.800	244.70	191.01	0.57	0.9190	73.3	28000	
			2	1.60	0.449	137.30	107.97	1.14	0.6150	49.1	28000	
			3	2.40	0.257	78.60	63.77	1.71	0.500	39.9	28000	
3	супісок	4.3	4	3.20	0.160	48.90	40.99	2.29	0.3380	27.0	15000	
			5	4.00	0.108	33.0	28.29	2.86	0.2530	20.2	15000	
4	суглинок	2.7	9	7.20	0.036	11.00	9.94	5.14	0.0930	7.4	17000	
5	глина	8.9	11	8.80	0.024	7.30	6.73	6.29	0.0640	5.1	50000	

2.1.9 Конструювання фундаменту

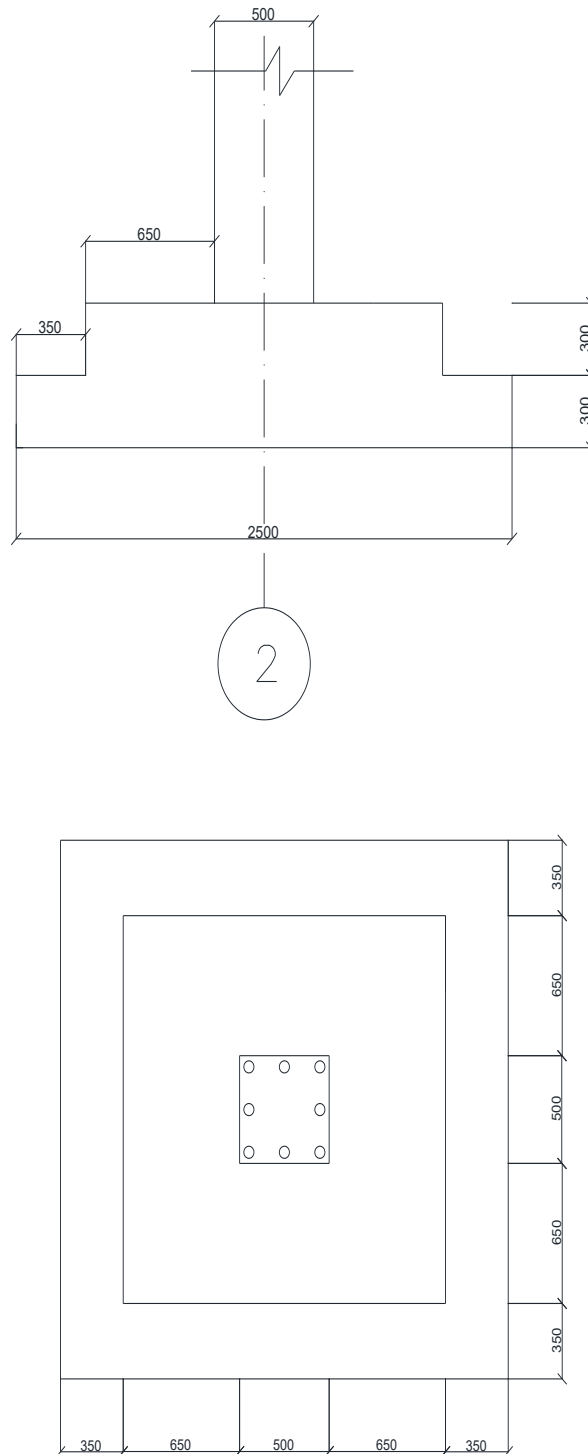


Рисунок 2.1.1 Конструктивне рішення ступінчастого фундаменту під залізобетонну колону

2.1.10 Розрахунок фундаменту на продавлювання

Перевірка несучої здатності бетонного перерізу плитної частини виконується з умови:

$$F \leq f_{ctd} \cdot b_m \cdot h_0,$$

де F – розрахункова сила продавлювання;

f_{ctd} – розрахункова міцність бетону на осьовий розтяг;

b_m – середній розмір контрольованої грані;

h_0 – робоча висота перерізу, для якого виконується перевірка.

2.1.11 Фундамент з розвиненим підколонником

Перевірка нижнього уступу.

Розрахункова сила продавлювання:

$$F_{np} = A_n \cdot p'_{\max},$$

де розрахунковий максимальний тиск під підошвою визначається як:

$$p'_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{1525}{2,5 \cdot 2,5} + \frac{25,2}{2,6} = 253,7 \text{ кПа}$$

де N_p , M_p — розрахункові значення поздовжньої сили та згинального моменту відповідно.

Середній розмір перерізу, що контролюється на продавлювання:

$$u_{m1} = \frac{b_1 + 2h_{01} + b_1}{2} = b_1 + h_{01} = 1800 + 265 = 2,065 \text{ (м)}.$$

Площа, з якої акумулюється навантаження для встановлення сили продавлювання (площа продавлювання):

$$A_1 = b(c_1 - h_{01}) - \frac{(c_1 - h_{01})^2}{2} = 2,5(0,35 - 0,265) - \frac{(0,35 - 0,265)^2}{2} = 0,205 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Перевірка умови міцності на продавлювання:

$$A_1 p'_{\max} = 0,205 \cdot 253,7 = 52 \leq R_{bt} u_{m1} h_{01} = 750 \cdot 2,065 \cdot 0,265 = 410,40$$

де c_1 , c_2 — консольний виліт плити фундаменту першого та другого уступів зі сторони розміру l ;

c'_1 , c'^2 — аналогічні вильоти зі сторони розміру b . Умова виконана.

2.1.12 Армування фундаменту

Підбір арматури виконується відповідно до положень ДБН В.2.6-98:2009 [11]. Площа поперечного перерізу стержнів визначається за результатами розрахунку нормальних перерізів на дію згинального моменту.

$$M_{I-I} = \frac{p_{c1} b \cdot c_1^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c1}) \cdot c_1^2 b}{2} =$$

$$= \frac{305,38 \cdot 2,5 \cdot 0,35^2}{2} + \frac{(313,69 - 305,38) \cdot 0,35^2 \cdot 2,5}{2} \cdot \frac{2}{3} = 47,6 \quad (\text{кНм}).$$

де $p'_{\max}$ – розрахунковий максимальний тиск під подошвою фундаменту, кПа;

p_{c1} – розрахунковий тиск під подошвою фундаменту в перерізі I – I, кПа;

$$p_{c1} = p_{cp} + \frac{p_{\max} - p_{cp}}{l/2} \left(\frac{l}{2} - c_1 \right) = 284 + \frac{313,69 - 284}{1,25} (1,25 - 0,35) = 305,38 \quad (\text{кПа}).$$

b – ширина подошви фундаменту, м;

c_1 – виліт першого уступу відносно підколонника (для одноступінчатого фундаменту) або виліт нижнього уступу відносно того, що вище (для двох- та більше уступів), м.

У другому уступі, кНм

$$M_{II-II} = \frac{p_{c2} b \cdot (c_1 + c_2)^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c2}) \cdot (c_1 + c_2) b}{3} =$$

$$= \frac{297,06 \cdot 2,5 \cdot (0,35 + 0,35)^2}{2} + \frac{(313,69 - 297,06) \cdot (0,35 + 0,35)^2 \cdot 2,5}{3} = 188,74 \quad (\text{кНм}).$$

де c_2 – виліт другого уступу відносно підколонника, м.

$$p_{c2} = p_{cp} + \frac{p_{\max} - p_{cp}}{l/2} \left(\frac{l}{2} - c_1 - c_2 \right) = 284 + \frac{313,69 - 284}{1,25} (1,25 - 0,35 - 0,35) = 297,06$$

$$(\text{кПа}).$$

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту обчислюють

так:

$$\text{першого уступу (перетин I - I)} = \frac{47,6}{0,9 \cdot 0,265 \cdot 365 \cdot 10^3} = 546,8 \text{ мм}^2 \quad \text{— для}$$

$$As1 = M_I - I / (0,9 * h_{01} * f_{yd})$$

– для наступного уступу (перетин II - II)

$$As2 = M'_{II-II} / (0,9 * h_{01} * f_{yd}) = \frac{188,74}{0,9 \cdot 0,565 \cdot 365 \cdot 10^3} = 10169 \text{ мм}^2$$

де f_{yd} – значення розрахункового опору арматури на розтяг.

Максимальна площа арматури:

Визначається необхідна кіль-сть стержнів:

$$n = \frac{b}{S} + 1 = \frac{2,5}{0,2} + 1 = 13 \text{ (шт).}$$

де S – крок арматури.

Остаточню маємо 13 Ø12 A400C з кроком 200мм [14]

Армування розраховується і вздовж другого напрямку фундаменту:

$$M'_{III-III} = \frac{p'_{cp} l (c'_1)^2}{2} = \frac{284 \cdot 2,5 \cdot 0,35^2}{2} = 43,49 \text{ (кНм)}.$$

$$M'_{IV-IV} = \frac{p'_{cp} l (c'_1 + c'_2)^2}{2} = \frac{284 \cdot 2,5 \cdot (0,35 + 0,35)^2}{2} = 173,95 \text{ (кНм)}.$$

де c'_1 та c'_2 – виліт уступів фундаменту з боку b , м;

p'_{cp} – розрахунковий середній тиск під подошвою фундаменту, кПа.

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту обчислюють так:

– значення першого уступу (перетин I - I):

$$As3 = \frac{43,49}{0,9 \cdot 0,265 \cdot 365 \cdot 10^3} = 499,58 \text{ мм}^2$$

– значення другого уступу (перетин II - II)

$$As1 = \frac{173,95}{0,9 \cdot 0,565 \cdot 365 \cdot 10^3} = 937,22 \text{ мм}^2$$

Необхідна кількість стержнів є:

$$m = \frac{b}{S} + 1 = \frac{2,5}{0,2} + 1 = 13 \text{ (шт).}$$

де S – крок арматури.

Остаточно прийнято: 13 стержні d12 A400C із кроком 200 мм.

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту

2.2.1 Розрахунок і конструювання монолітної колони

2.2.1.1 Збір навантажень

Площа вантажної зони середньої колони:

$$A = (2,85 + 2,85) \cdot (3 + 3) = 34,20 \text{ м}^2$$

Таблиця 2.2.1 – Навантаження на 1 м² покриття [9, 10]

Вид навантаження, склад шарів	Характеристичне навант., кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навант. γ_{fn}	Розрахункове навант., кН/м ²
1 Постійне:			
1.1 Захисний шар дрібного гравію в бітумній мастиці. $\delta=15$ мм. $\rho=1600$ кг/м ³	0.24	1.3	0.310
1.2 Шари рулонного покриття (руберойд на мастиці)	0.1	1.3	0.130
1.3 Асфальтова стяжка. $\delta=20$ мм. $\rho=1800$ кг/м ³	0.36	1.3	0.470
1.4 Утеплювач – пористобетонні плити. $\delta=200$ мм. $\rho_0=300$ кг/м ³	0.6	1.3	0.780
1.5 Пароізоляція – один шар пергаменту на мастиці	0.03	1.3	0.040
1.6 Залізобетонне перекриття. $\delta=220$ мм	5.5	1.1	6.050
Разом постійне:	$g_o = 6.83$		$g_o = 7.78$
2 Тимчасове:			
2.1 Снігове на покритті (м. Умань)	1.44	1.14	1.596
Разом тимчасове:	$v_o = 1.44$		$v_o = 1.596$

Примітка. Коефіцієнт надійності за навантаженням прийнятий за таблицею 5.1 ДБН В.1.2-2-2006 [9] «Навантаження і впливи». Коефіцієнт надійності за призначенням для всіх навантажень прийнятий рівним 0.95.

Таблиця 2.2.2 – Навантаження на 1 м² перекриття підвалу

Вид навантаження. склад шарів	Характеристичне навант. кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навант. γ_{fn}	Розрахункове навант. кН/м ²
1 Постійне:			
1.1 Покриття — керамічна плитка. $\delta=10$ мм. $\rho=1900$ кг/м ³	0.190	1.2	0.23
1.2 Прошарок — цементно-піщаний розчин марки 150. $\delta=15$ мм. $\rho=1600$ кг/м ³	0.240	1.3	0.31
1.3 Підстильний шар — наливний бетон. $\delta=55$ мм. $\rho=400$ кг/м ³	0.220	1.3	0.286
1.4 Основа — монолітне залізобетонне перекриття. $\delta=220$ мм. $\rho=2500$ кг/м ³	5.50	1.1	6.05
Разом постійне:	$g_o = 6.150$		$g_o = 6.88$
2 Змінне:			
2.1 Від людей та меблів на житлових поверхах	3	1.3	3.9
Разом змінне:	$v_o = 3$		$v_o = 3.9$

Таблиця 2.2.3 – Навантаження на 1 м² міжповерхового перекриття

Вид навантаження. склад шарів	Характеристичне навантаження. кН/м ²	Коефіцієнт надійності γ_{fn}	Розрахункове навантаження. кН/м ²
1 Постійне:			
1.1 Покриття — керамічна плитка. $\delta=10$ мм. $\rho=1900$ кг/м ³	0.19	1.2	0.23
1.2 Прошарок — цементно-піщаний розчин марки 150. $\delta=15$ мм. $\rho=1600$ кг/м ³	0.24	1.3	0.31
1.3 Підстильний шар — наливний бетон. $\delta=55$ мм. $\rho=400$ кг/м ³	0.22	1.3	0.286

1.4 Основа – монолітне залізобетонне перекриття. $\delta=220$ мм. $\rho=2500$ кг/м ³	5.5	1.1	6.05
Разом постійне:	$g_o = 6.15$		$g_o = 6.88$
2 Змінне:			
2.1 Від людей та меблів на житлових поверхах	3	1.3	3.9
Разом змінне:	$v_o = 3$		$v_o = 3.9$

Примітка. Коефіцієнт надійності за призначенням прийнятий рівним 0.95 для всіх навантажень.

Власна вага колони:

– для підвального поверху: $N_{\text{вв.п}} = 0.5 \cdot 0.5 \cdot 3.6 \cdot 2500 \cdot 1.1 \cdot 0.01 = 24.750$ кН

– для другого поверху: $N_{\text{вв.2}} = 0.5 \cdot 0.5 \cdot 3.6 \cdot 2500 \cdot 1.1 \cdot 0.01 = 24.750$ кН

Центральні колони розраховуються на спільну дію стискаючого зусилля та згинального моменту [13].

Розрахункове стискаюче зусилля:

- для підвалу: $N_{ed,п} = (g_{\text{п}} + g_{\text{покр.}} + 2 \cdot g_{\text{перекр.}}) \cdot A + N_{\text{в.в.п}} \cdot 2 + N_{\text{в.в.2}} \cdot 2 = (10,78 + 9,376 + 10,78 \cdot 2) \cdot 34,2 + 24,75 \cdot 2 + 24,75 \cdot 2 = 1525,69$ кН
- для другого поверху $N_{ed,3} = (g_{\text{покр.}} + g_{\text{перекр.}}) \cdot A + N_{\text{в.в.2}} \cdot 2 = (9,376 + 10,78) \cdot 34,2 + 24,75 \cdot 2 = 738,84$ кН

Розрахунковий згинальний момент:

Для пружного зчленування ригеля і колони моменти у верхньому та нижньому вузлах визначаються з урахуванням погонних жорсткостей:

$$M_{\text{в}} = \frac{pl_2^2 + g(l_2^2 - l_1^2)}{12} \cdot \frac{i_{\text{в}}}{\sum i};$$

$$M_{\text{н}} = \frac{pl_2^2 + g(l_2^2 - l_1^2)}{12} \cdot \frac{i_{\text{н}}}{\sum i}$$

де p і g – тимчасове та постійне навантаження на 1 пог.м замінюючої рами;

l_1 та l_2 – більший та менший з прилеглих прольотів розрахункової рами;
 $i_{\text{в}}$ та $i_{\text{н}}$ – погонні жорсткості верхньої та нижньої колони;

Σi - сума погонних жорсткостей усіх елементів, що сходяться у вузлі.

Погонна жорсткість колони:

$$i_k = E \cdot I / L = E \cdot b \cdot h^3 / (L \cdot 12) = 23000 \cdot 0.5 \cdot 0.5^3 / (3.6 \cdot 12) = 33.28$$

Жорсткість з урахуванням плити:

$$\sum i = i_k + i_{пл} = 33.28 + 0.223^3 \cdot 5.7 \cdot 23000 / (12 \cdot 6) = 33.28 + 19.39 = 52.67$$

Моменти для підвалу:

$$M_{x,п} = \frac{13.293 \cdot 6^2 + 28.42(6^2 - 6^2)}{12} \cdot \frac{33.28}{52.67} = 25.2 \text{ кНм}$$
$$M_{y,п} = \frac{13.293 \cdot 5.7^2 + 28.42(5.7^2 - 5.7^2)}{12} \cdot \frac{33.28}{52.67} = 22.74 \text{ кНм}$$

Моменти на другому поверсі:

$$M_{x.2} = (1.596 + 3.9) \cdot 6^2 / 12 \cdot 33.28 / 52.67 = 10.42 \text{ кНм}$$

$$M_{y.2} = (1.596 + 3.9) \cdot 5.7^2 / 12 \cdot 33.28 / 52.67 = 9.4 \text{ кНм}$$

2.2.1.2 Розрахунок колони із симетричним армуванням

Вихідні дані для розрахунку:

- розміри поперечного перерізу: $b = 500 \text{ мм}$, $h = 500 \text{ мм}$;
- відстань від розтягнутої грані до осі арматури: $c = 50 \text{ мм}$;
- робоча висота перерізу: $d = h - c = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$;
- клас бетону: C20/25; розрахункова міцність на стиск: його розрахункова міцність на стиск f_{cd} , значення відносних деформацій $\varepsilon_{cu3,cd}$ і $\varepsilon_{cu3,cd} f_{cd} = 14.5 \text{ МПа}$;

– клас арматури: A400C; розрахунковий опір: f_{yd} ; модуль пружності: E_s , величина $\varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s$ [14];

Вихідні дані:

$$b = 500 \text{ мм}$$

$$h = 500 \text{ мм}$$

$$d = h - c = 500 - 50 = 450 \text{ мм}$$

C20/25

$$f_{cd} = 14.5 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{c3,cd} = 0,63$$

$$\varepsilon_{cu3,cd} = 3,1$$

A400C

$$f_{yd} = 400 / 1,1 = 364 \text{ МПа}$$

$$E_s = 210000 \text{ МПа}$$

$$\varepsilon_{sy} = f_{yd} / E_s = 1,73$$

2.2.1.3 Розрахунок колони підвалу в напрямку Н

Вихідні дані:

$$l = 3.6 \text{ м}; \quad M_{ed} = 25.2 \text{ кНм}; \quad N_{ed} = 1525.690 \text{ кН}$$

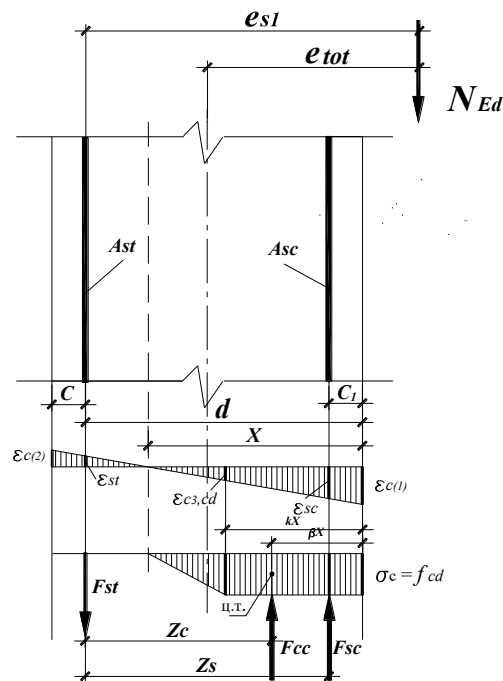


Рисунок 2.2.1 Схема напружень і деформацій при позacentровому стиску

Розрахункова довжина колони підвалу визначається згідно з п. 6.2.2.2.3 ДСТУ [12]:



Рисунок 2.2.2 Форма втрати стійкості та відповідна розрахункова довжина

$$l_0 = 0.7 \cdot l = 0.7 \cdot 3.6 = 2.52 \text{ м} \quad (2.2.1)$$

де l — висота стиснутого елемента між закріпленнями; приймається рівною висоті поверху H .

При розрахунку залізобетонних елементів на дію стискаючого зусилля враховується випадковий ексцентриситет e_0 , що приймається не меншим за:

— $1/600$ розрахункової довжини: $(1/600)l_0 = (1/600)2520 = 4.20 \text{ мм}$;

— $1/30$ висоти перерізу: $(1/30)h = (1/30)500 = 16.670 \text{ мм}$

— 10 мм .

Для статично невизначених конструкцій ексцентриситет приймається за результатами статичного розрахунку, але не менший від $e_0(\min)$:

$$e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}, = 25.2 / 1525.69 = 0.0165 \text{ м}$$

Приймається: $e_d = 34.5 \text{ мм}$.

Гнучкість колони прямокутного перерізу:

$$\lambda = l_0 / (0.2887 \cdot h) = 2520 / (0.2887 \cdot 500) = 17.46 \quad (2.2.2)$$

Урахування позовжнього вигину необхідне, якщо гнучкість перевищує граничне значення:

$$\lambda = l_0 / (0.2887 \cdot h) = 2520 / (0.2887 \cdot 500) = 17.46 \quad (2.2.3)$$

де параметри приймаються: $A = 0.7$; $B = 1.1$; $C = 1.7$; μ — відносна осьова сила ($\mu = N_{Ed} / A_c f_{cd}$).

$$n = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 1525.69 / (0.5 * 0.5 * 14500) = 0.42$$

$$\lambda_{lim} = 26.2 / \sqrt{0.42} = 40.43$$

Відповідно до методу номінальної кривизни додатковий прогин (ексцентриситет від вигину) для стиснутих елементів прямокутного перерізу (при $\lambda < 140$ і $l_0 \geq 0.1h$):

$$e_2 = 0.1 \cdot k_1 l_0^2 (1/r) = 0.1 \cdot 0.123 \cdot 2.52^2 \cdot 0.0084 = 0.00066 \quad (2.2.4)$$

де $k_1 = \lambda / 20 - 0.75$ при $15 \leq \lambda \leq 35$

$$k_1 = 17.46 / 20 - 0.75 = 0.123$$

Кривизна стиснутого елемента:

$$\left(\frac{1}{r} \right) = k_2 \left(\frac{\varepsilon_{s0}}{0.45d} \right),$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0.0017}{0.45 \cdot 0.45} = 0.0084 \text{ м}^{-1}$$

де $\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 364 / 210000 = 0.00173$ - відносна деформація арматури на межі текучості.

Сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центру ваги приведенного перерізу:

$$e_{tot} = e + e_2 = 16.5 + 0.66 = 17.16 \text{ мм}$$

Коефіцієнти, що характеризують форму епюри напружень у бетоні, обчислюються через параметр k :

k, β і ω_c .

$$k = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = \frac{3.1 - 0.63}{3.1} = 0.8 \quad (2.2.5)$$

Де $\varepsilon_{cu3,cd}$ - є розрахунковим значенням граничної відносної деформації стиску бетону для білінійної діаграми деформації;

$\varepsilon_{c3,cd}$ - є розрахунковою відносною деформацією стиску, досягши якої бетон працює з повним розрахунковим опором (точка переходу похилої гілки білінійної діаграми в горизонтальну).

Коефіцієнт β можна виразити через коефіцієнт k , він характеризує положення центра ваги білінійної епюри напружень (відстань ц.в. від верхньої стиснутої грані перерізу $x_c = \beta \cdot x$). :

$$\beta = \frac{k^2 + k + 1}{3(1 + k)} = \frac{0,8^2 + 0,8 + 1}{3(1 + 0,8)} = 0,45 \quad (2.2.6)$$

Коефіцієнт ω_c , (коефіцієнт повноти білінійної епюри напружень), може бути виражений через k :

$$\omega_c = (1 + k) / 2 = 0,5(1 + k) = 0,5(1 + 0,8) = 0,9 \quad (2.2.7)$$

Значення згинаючого моменту відносно центру ваги розтягнутої арматури ϵ :

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed}(e_{tot} + 0,5h - c) = 1525,69(0,01716 + 0,25 - 0,05) = 358,78 \text{кНм} \quad (2.2.8)$$

Де e_{s1} - відстань від лінії дії сили N_{ED} до осі розтягнутої арматури A_{st} (менш стиснутої)

Моментний параметр (безрозмірний момент)

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{358780000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 500 \cdot 450^2} = 0,27 \quad (2.2.9)$$

Параметр осевого навантаження(Силовий параметр)

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{1525690}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 500 \cdot 450} = 0,52 \quad (2.2.10)$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$, отримуємо випадок великих ексцентриситетів,

$$\xi = \alpha_n = 0,520 \quad (2.2.11)$$

$$\text{При } \xi_b = \frac{\epsilon_{cu,cd}}{\epsilon_{cu,cd} + \epsilon_{ud}} < \xi \leq \xi_{lim} = \frac{\epsilon_{cu,cd}}{\epsilon_{cu,cd} + \epsilon_{sy}}, \quad (2.2.12)$$

$$\xi_b = 0,11 < \xi < \xi_{lim} = 0,64$$

переріз працює в області 2 деформування.

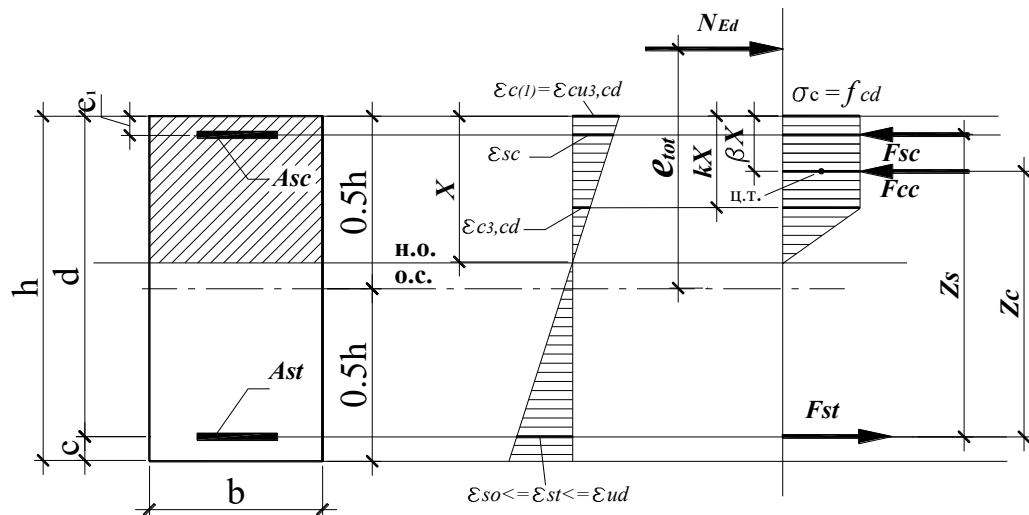


Рисунок 2.2.3 Розподіл напружень і деформацій при роботі перерізу в області 2

При $k_{s2} = k_{sc} = 1$ та $x_i = x_{i_lim}$ площа симетричного армування визначається як:

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - \beta \cdot \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.27 - 0.52(1 - 0.45 \cdot 0.52)}{1 - 0.111} = 0.14 \quad (2.2.13)$$

де $\delta = c_1 / d = 50 / 450 = 0.111$

Необхідна площа симетричної арматури визначається як:

$$A_s = A_{st} = A_{sc} = \frac{\alpha_s \omega_c f_{cd} b d}{f_{yd}} = \frac{0.14 \cdot 0.9 \cdot 14.5 \cdot 500 \cdot 450}{364} = 1129.33 \text{ см}^2 \quad (2.2.14)$$

Кількість поздовжньої арматури за конструктивними вимогами повинна, бути не менше ніж $A_{s,min}$ визначається як:

:

$$A_s = A_{st} \geq A_{s,min} = \frac{0.1 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.1 \cdot 1525690}{364} = 419.15 \text{ см}^2 \quad (2.2.15)$$

$$A_{st} = A_{sc} \geq 0.002 A_c = 0.002 \cdot 500 \cdot 500 = 500 \text{ см}^2$$

Умова виконується.

Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,max}$ і визначається як:

$$A_{s,max} = 0.04 A_c = 0.04 \cdot 500 \cdot 500 = 10000 \text{ мм}^2$$

Умова задовольняється, приймається $A_{st} = A_{sc} = A_{max} = 1129.330 \text{ мм}^2$

Визначаємо фактичне значення коефіцієнта α_m

$$\alpha_m = \frac{358780000 - 1 \cdot 364 \cdot 1129.33(450 - 50)}{14.5 \cdot 500 \cdot 450^2} = 0.13 \quad (2.2.16)$$

при $k_{sc} = 1$.

(відносне плече внутрішньої пари сил) - Коефіцієнт η є:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{\alpha_m \beta}{\omega_c}} = 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{0.13 \cdot 0.45}{0.9}} = 0.93 \quad (2.2.17)$$

Знаходимо плече внутрішньої пари сил (z_c) із рівнянь

$$z_c = \eta d = 0.93 \cdot 0.45 = 0.42 \text{ м} \quad (2.2.18)$$

Висота стиснутої зони становить:

$$X = d - z_c / \beta = (0.45 - 0.42) / 0.45 = 0.067 \text{ м} \quad (2.2.19)$$

Розраховуємо відносні деформації арматури A_{st} , яка розташована біля розтягнутої грані перерізу (менш стиснутої)

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}(d - X)}{X} = \frac{3.1(0.45 - 0.067)}{0.067} = 17.72 \quad (2.2.20)$$

Виконується перевірка умови

$$\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{ud} \quad (2.2.21)$$

$$1.73 \leq 17.72 \leq 25$$

Умова виконується, арматура (A_{st}) використовується з повним розрахунковим опором (f_{yd}) і елемент працює з великим ексцентриситетом на позацентровий стиск.

Розрахункова площа арматури $A_s = 1129.33 \text{ мм}^2$.

Для армування колони приймається (3Ø22) ($A_s = 1140 \text{ мм}^2$)

При поперечному армуванні приймаються стержні діаметром 6мм (за умови зварювання - $0.25d_s$), крок приймається за умови забезпечення місцевої стійкості повздовжніх стиснутих арматурних стержнів:

не більше ($20d_s=20 \cdot 22=440$ мм).

2.2.1.4 Розрахунок колони підвалу у напрямку b

$$l=3.60 \text{ м}$$

$$M_{ed}=22,740 \text{ кНм}$$

$$N_{ed}=1525,690 \text{ кН}$$

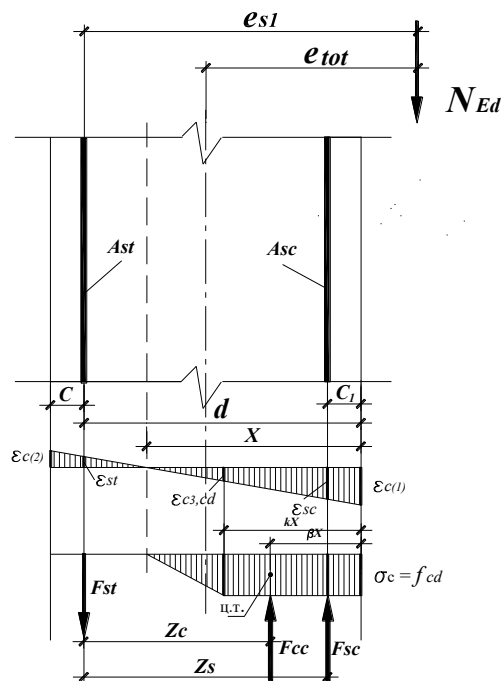


Рисунок 2.2.4 Напруження й деформації в перерізі (при позацентровому стиску)

Приймається розрахункова довжина елемента за п.6.2.2.2.3 ДСТУ [12], для колони підвалу відповідно рис. 2.2

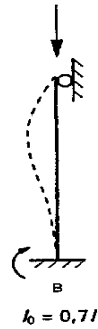


Рисунок 2.2.5 Форма втрати стійкості, відповідна розрахункова довжина

Розрахункова довжина колони підвалу визначається:

$$l_0 = 0.7 \cdot l = 0.7 \cdot 3.6 = 2.52 \text{ м}, \quad (2.2.22)$$

де l - висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленнями кінців, ($l=H$ - висота поверху).

Під час виконання розрахунків залізобетонних конструкцій, що перебувають під впливом поздовжнього стиску, необхідно брати до уваги випадковий ексцентриситет e_0 . Його значення не може бути меншим, ніж:

- $\frac{1}{600}$ від загальної довжини конструктивного елемента або від проміжку між перерізами, зафіксованими від переміщення l_0 .

$$(1/600)l_0 = (1/600)2520 = 4,20 \text{ мм}$$

- $1/30$ висоти перерізу h (діаметра):

$$(1/30)h = (1/30)500 = 16,670 \text{ мм}$$

- 10 мм.

Для конструктивних елементів статично невизначуваних систем величину ексцентриситету поздовжньої сили відносно центра ваги приведенного поперечного перерізу визначають за результатами статичного аналізу конструкції. Водночас прийняте значення не повинно бути меншим за встановлену нормативну межу.

$$e_0 (e = e_d \geq e_0).$$

$$e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{22.74}{1525,69} = 0.0149 \text{ м}$$

Приймаємо значення $e_d = 14,9 \text{ мм}$.

Подальші розрахунки виконуємо за аналогією з попереднім етапом.

Для поздовжнього армування колони обираємо 3Ø22, при цьому площа арматури становить $A_s = 1140 \text{ мм}^2$.

Поперечне армування передбачає використання стержнів діаметром 6 мм, що відповідає вимогам зварювання ($0,25d_s$). Крок поперечних елементів визначається умовою забезпечення локальної стійкості поздовжньої стиснутої арматури та не повинен перевищувати:

$$20d_s = 20 \cdot 22 = 440 \text{ мм}$$

2.2.1.5 Розрахунок колони 2-го поверху у напрямку Н

$$l = 3.60 \text{ м}$$

$$h = 450 \text{ мм}$$

$$c = c_l = 50 \text{ мм}$$

$$M_{ed} = 10.42 \text{ кНм}$$

$$N_{ed} = 738.84 \text{ кН}$$

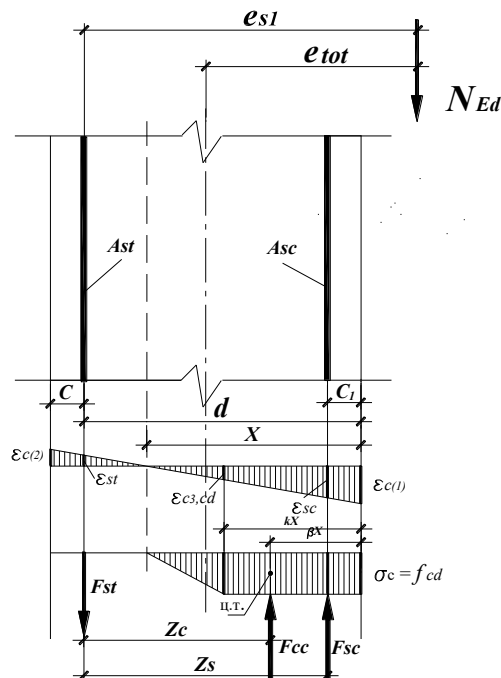


Рисунок 2.2.6 Деформації і напруження в перерізі при позацентровому стиску

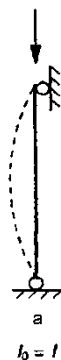


Рисунок 2.2.7 Відповідна розрахункова довжина та форма втрати стійкості

Розрахункова довжина колони (2-го поверху) становить:

$$l_0 = 1 \cdot l = 1 \cdot 3.6 = 3,6 \text{ м}, \quad (2.2.23)$$

де l — розрахункова висота стиснутого елемента між точками закріплення його кінців. У даному випадку приймаємо $l = H$, тобто висоті поверху.

Під час розрахунку залізобетонних конструкцій на дію поздовжнього стиску необхідно враховувати випадковий ексцентриситет e_0 . Його значення слід приймати не меншим за одну з наведених величин:

- $\frac{1}{600}$ довжини елемента або відстані між закріпленими від зміщення перерізами l_0 :

$$\frac{1}{600} l_0 = \frac{1}{600} \cdot 3600 = 6 \text{ мм}$$

$$\frac{1}{600} l_0 = \frac{1}{600} \cdot 3600 = 6$$

- $\frac{1}{30}$ висоти поперечного перерізу h (або діаметра елемента):

$$\frac{1}{30} h = \frac{1}{30} \cdot 450 = 15 \text{ мм}$$

$$\frac{1}{30} h = \frac{1}{30} \cdot 450 = 15$$

- 10 мм.

Для елементів статично невизначуваних систем ексцентриситет поздовжньої сили відносно центра ваги приведенного перерізу e приймають

рівним значенню, отриманому в результаті статичного розрахунку. Однак це значення не може бути меншим за випадковий ексцентриситет e_0 .

$$e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{10,42}{738,84} = 0.0141\text{м}$$

Приймається $e_d = 14.10 \text{ мм}$.

Для колон прямокутної форми показник гнучкості визначають за виразом:

$$\lambda = \frac{3600}{0,2887 \cdot 450} = 27,71$$

Урахування впливу поздовжнього вигину є необхідним у випадку, коли значення гнучкості колони λ перевищує граничну величину λ_{lim} , яку допускається визначати за спрощеним співвідношенням:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \frac{1}{\sqrt{n}}$$

де приймаються коефіцієнти:

$$A = 0,7;$$

$$B = 1,1;$$

$$C = 1,7;$$

n – відносна осьова сила, що визначається як відношення поздовжнього навантаження до несучої здатності бетонного перерізу колони.

Відповідно до методу номінальної кривизни додатковий максимальний прогин (або ексцентриситет) e_2 , спричинений поздовжнім вигином стиснутого елемента прямокутного перерізу, при умові $15 < \lambda < 30$, допускається визначати за спрощеною формулою:

$$e_2 = \frac{1}{r} \cdot \frac{l_0^2}{10}$$

Кривизну стиснутого елемента в розрахунковому перерізі визначають за залежністю:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,0017}{0,45 \cdot 0,4} = 0,0094 \text{ м}^{-1}$$

де ε_{yd} — відносна деформація арматури в момент досягнення межі текучості.

Коефіцієнт k_2 , що враховує зміну кривизни при збільшенні поздовжнього навантаження N , визначають за відповідною залежністю, у якій:

$$k_2 = \frac{N_{ud} - N_{Ed}}{N_{ud} - N_{bal}} \leq 1,$$

де $N_{ud} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_{s,tot}$ - максимальне зусилля, яке сприймається перерізом при його осьовому прикладанні ($A_{s,tot}$ - загальна площа поздовжньої арматури в перерізі);

N_{bal} — найбільше зусилля, яке може бути сприйняте перерізом за умов осьового прикладання сили $N_{bal} = 0.4 f_{cd} A_c$;

- A_s — сумарна площа поздовжньої арматури;
- N_{Ed} — поздовжня сила, що відповідає максимальному згинальному моменту.

Для прямокутних симетрично армованих перерізів приймаємо коефіцієнт:

$$k_2 = 1$$

що забезпечує підвищення рівня надійності конструктивного елемента.

$$e_2 = 0.1 \cdot k_1 l_0^2 (1/r) = 0.1 \cdot 0.636 \cdot 3.6^2 \cdot 0.0094 = 0.0077 \text{ м}$$

Після визначення додаткового ексцентриситету e_2 обчислюють сумарний розрахунковий ексцентриситет відносно центра ваги приведенного перерізу:

$$e_{tot} = e + e_2 = 14,1 + 7,7 = 21,8 \text{ м} \quad (2.2.24)$$

Далі, аналогічно попереднім етапам розрахунку, визначають значення коефіцієнтів k, β і ω_c .

Розрахунковий згинальний момент відносно центра ваги розтягнутої арматури визначається за формулою:

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{Ed}(e_{tot} + 0.5h - c) \quad (2.2.25)$$

$$M_{Ed1} = 738,84(0,0218 + 0,225 - 0,05) = 145,4 \text{ кНм}$$

Після цього визначають моментний параметр, або безрозмірний момент:

$$\alpha_{m1} = \frac{M_{Ed1}}{\omega_c f_{cd} b d^2} = \frac{145400000}{0.9 \cdot 14.5 \cdot 450 \cdot 400^2} = 0.15 \quad (2.2.26)$$

Силовий параметр, який характеризує рівень осьового навантаження, обчислюють за залежністю:

$$\alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega_c f_{cd} b d} = \frac{738840}{0.9 \cdot 14.5 \cdot 450 \cdot 400} = 0.31 \quad (2.2.27)$$

У випадку, коли виконується умова великих ексцентриситетів, отримуємо:

$$\xi = 0,31 \quad (2.2.28)$$

При виконанні нерівності:

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu,cd}}{\varepsilon_{cu,cd} + \varepsilon_{ud}} < \xi \leq \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu,cd}}{\varepsilon_{cu,cd} + \varepsilon_{sy}} \quad (2.5.10)$$

$$\xi_b = 0,11 < \xi < \xi_{lim} = 0,64$$

поперечний переріз працює у другій розрахунковій області.

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - \beta \cdot \alpha_n)}{(1 - \delta)} = \frac{0.15 - 0.31(1 - 0.45 \cdot 0.31)}{1 - 0.125} = 0.13 \quad (2.2.29)$$

де $\delta = c_1 / d = 50 / 400 = 0.125$.

Необхідну площу симетричного армування визначають за відповідною розрахунковою залежністю:

$$A_s = A_{st} = A_{sc} = \frac{\alpha_s \omega_c f_{cd} b d}{f_{yd}} = \frac{0.13 \cdot 0.9 \cdot 14.5 \cdot 450 \cdot 400}{364} = 838.93 \text{ мм}^2 \quad (2.2.30)$$

де z — внутрішнє плече пари сил.

Згідно з конструктивними вимогами, площа поздовжньої арматури не повинна бути меншою за мінімально допустиме нормативне значення.

Армування колони - 3Ø20 ($A_s=942,5 \text{ мм}^2$)

Поперечне армування – стержні діаметром 6мм (за умови зварювання $0.25d_s$),

крок – з умови забезпечення місцевої стійкості повздовжніх стиснутих арматурних стержнів: не більше ніж $20d_s=20 \cdot 20=400,0$ мм

2.2.1.5 Розрахунок колони 2-го поверху у напрямку b

$l = 3,60$ м; $b = 450,0$ мм; $M_{ed} = 9,40$ кНм; $N_{ed} = 738,840$ кН.

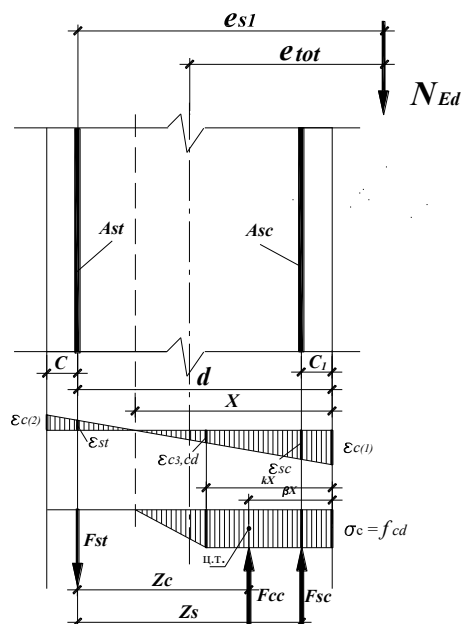


Рисунок 2.2.8 Напруження і деформації у перерізі при позацинтровому стиску



Рисунок 2.2.9 Форма втрати стійкості і відповідна розрахункова довжина

Розрахункова довжина колони 2-го поверху:

$$l_0 = 1 \cdot l = 1 \cdot 3,6 = 3,6 \text{ м.} \quad (2.2.31)$$

де l_0 – висота стиснутого елемента між точками закріплення;
(приймається $l_0 = H$ – висота поверху).

При розрахунку залізобетонних елементів на стискальну поздовжню силу враховується випадковий ексцентриситет e_0 , що за нормами повинен бути не менший за:

- $(1/600) \cdot l_0 = (1/600) \cdot 3600 = 6,0$ мм;
- $(1/30) \cdot h = (1/30) \cdot 450 = 15,0$ мм;
- 10 мм.

Для елементів статично невизначених систем ексцентриситет поздовжнього зусилля відносно центра ваги приведенного перерізу визначається зі статичного розрахунку $e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$ і приймається не меншим за e_0 , тобто $e_0 (e = e_d \geq e_0)$

$$e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{9,4}{738,84} = 0.01272 \text{ м}$$

Подальший розрахунок виконується аналогічно. Для армування колони приймається 3Ø20 ($A_s = 942,5 \text{ мм}^2$). Для поперечного армування приймаються стержні діаметром 6 мм (з умови зварювання $0,25d_s$), крок яких визначається з умови забезпечення місцевої стійкості поздовжніх стиснутих стержнів і не перевищує:

$$s \leq 20 \cdot d_s = 20 \cdot 20 = 400 \text{ мм.}$$

Розділ 3 Технологічні рішення та організація будівництва

3.1 Технологічна карта на влаштування монолітного стрічкового фундаменту

До початку виконання основних будівельних робіт мають бути завершені наступні підготовчі заходи [18]:

- улаштування тимчасових внутрішньомайданчикових доріг і під'їзних шляхів до зони бетонування;
- підключення тимчасового електропостачання та організація освітлення;
- доставка, перевірка та підготовка до роботи механізмів, інвентарю і пристосувань;
- підготовка і планування горизонтальної поверхні в зоні бетонування та монтажу конструкцій;
- встановлення арматури і закладних деталей відповідно до робочих креслень; оформлення акта на приховані роботи;
- приймання майстром змонтованої опалубки та засобів підмоцнування для бетонярів.

Виконавці

Ланка для бетонування фундаменту у складі 5 осіб:

- зварювальник V розряду – 1 особа;
- бетоняр II розряду – 2 особи;
- такелажник II розряду – 1 особа;
- монтажник IV розряду – 2 особи;
- машиніст IV розряду – 1 особа.

Примітка: бетоняри, що взаємодіють із краном, зобов'язані мати посвідчення стропальника.

Основні вказівки щодо організації виробництва

Доставка та приймання бетонної суміші

Розбавлення бетонної суміші водою безпосередньо на місці укладання з метою підвищення її рухливості категорично забороняється. Транспортування і подавання суміші здійснюється спеціалізованими засобами, які забезпечують збереження заданих технологічних властивостей бетону. Доставка здійснюється автобетонозмішувачами.

Підготовка до бетонування

Укладання бетонної суміші виконується на заздалегідь підготовлену й очищену основу, відмітка якої відповідає проєктній. Безпосередньо перед початком бетонування опалубка звільняється від сміття і бруду, арматура – від відшаровуваної іржі. Щілини металевої опалубки ущільнюються мастилом; поверхні бетонної та залізобетонної опалубки зволожуються. Раніше укладений бетон очищається від цементної плівки і зволожується або вкривається цементним розчином.

Бетонування монолітного стрічкового фундаменту

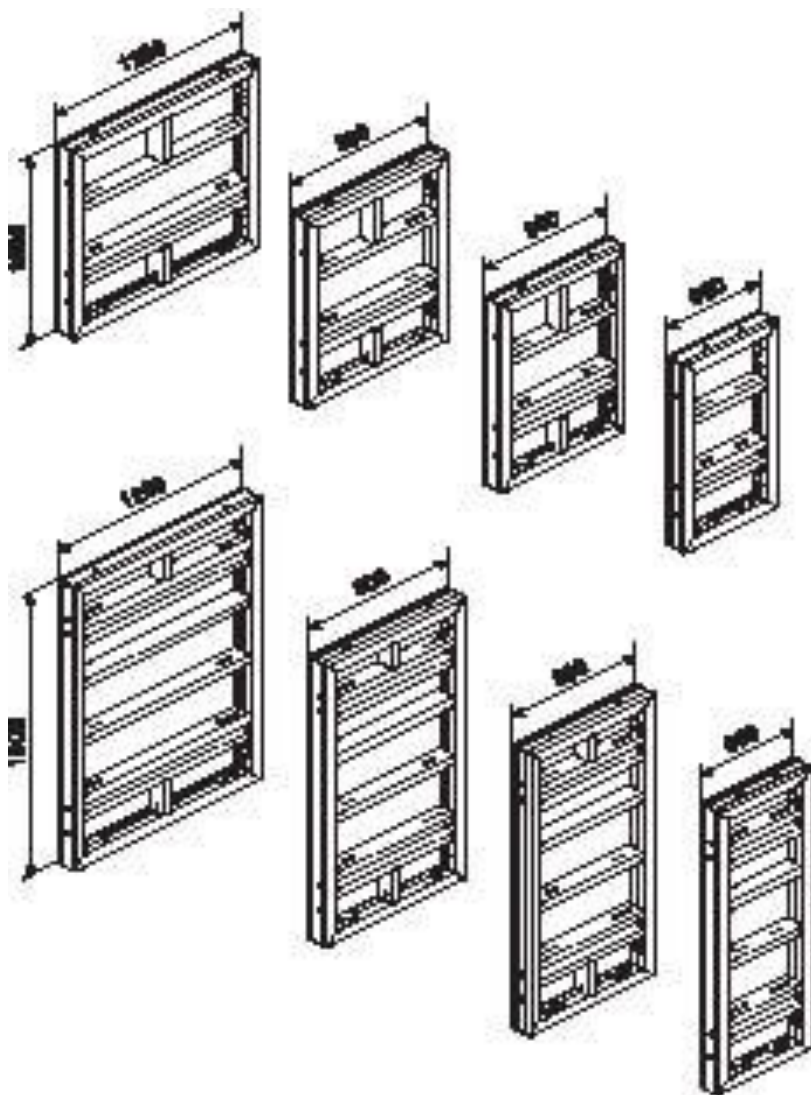
Комплексний процес зведення монолітної залізобетонної конструкції охоплює такі технологічно взаємопов'язані та послідовні операції:

1. Встановлення опалубки.
2. Монтаж арматурних конструкцій.
3. Укладання та ущільнення бетонної суміші.
4. Знімання опалубки.

Між операціями 3 і 4 передбачається технологічна пауза для витримання бетону та догляду за ним. Ведучим процесом, що в основному визначає загальну тривалість циклу, є укладання бетонної суміші.

Опалублення монолітного стрічкового фундаменту

Для формування фундаменту застосовується розбірно-переставна великощитова опалубка. Рівень верху опалубки перевищує позначку верху фундаменту на 6–8 см. Використовується опалубочна система фірми «Peri». Висота щита: $H = 400$ мм.



Армування

Фундаментна плита армується просторовими арматурними каркасами, що збираються в'язальним дротом або зварюванням. Каркаси встановлюються на спеціальні фіксатори, що забезпечують нормативний захисний шар і спільну роботу арматури з бетоном. Застосовуються фіксатори фірми «Імперія металу і пластика».

Фіксатори «Стійка»



Фіксатори «Стійка», що випускаються ТОВ «Імперія металу та пластику», здобули величезну популярність завдяки своїй універсальності. Перевертаючи корпус фіксаторів «Стійка», ми отримуємо необхідну висоту захисного шару.

Ці фіксатори застосовуються при зведенні горизонтальних конструкцій та дозволяють сформувати один і чотирьох необхідних Вам захисних шарів. Під дані фіксатори нашою компанією випускаються спеціальні підставки, які служать основою при встановленні на сипучі поверхні, утеплювач чи гідроізоляцію.

Рекомендована витрата фіксаторів: 4–10 штук на квадратний метр.
Випускаються у мішках по 1000 штук.

Висока якість, привабливі ціни, сезонні знижки!

Подавання та укладання бетонної суміші

Бетонна суміш укладається горизонтальними шарами рівної товщини (~0,3–0,5 м) без перерв, з рухом в одному напрямку в усіх шарах. Кожен наступний шар укладається до початку схоплювання попереднього. Верхня відмітка укладеної суміші підтримується на рівні 60–80 мм нижче верху щитів опалубки. Упродовж бетонування та після його завершення вживаються заходи для запобігання зчепленню опалубки і тимчасових кріплень із твердіючим бетоном.

Ущільнення бетонної суміші

Ущільнення здійснюється глибинними вібраторами. Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати 1,5 його радіуса дії. Гранична товщина шару, що укладається, – не більше 1,25 довжини робочої частини вібратора; при нахилі вібратора до 35° – не більше вертикальної проєкції його робочої частини. Глибина занурення вібратора повинна забезпечувати заглиблення в попередній шар. У місцях, де арматура, закладні вироби або опалубка унеможливають нормальне ущільнення вібратором, застосовується додаткове штикування. Не допускається обпирання вібраторів на арматурні каркаси, закладні вироби, тяжі та елементи кріплення опалубки.

Витримування та догляд за бетоном

Упродовж набирання міцності бетон захищається від атмосферних опадів і висихання. Надалі підтримується температурно-вологісний режим, що забезпечує стабільне наростання міцності. При провадженні робіт у зимовий період заходи з догляду за бетоном, послідовність і терміни їх виконання, а також терміни розпалублення встановлюються ППР. Рух людей по забетонованих конструкціях і встановлення опалубки вищерозташованих конструкцій допускаються після досягнення бетоном міцності не менше 1,5 МПа.

Вимоги до якості виконання робіт

Контроль якості та приймання конструкцій

1. На будівельному об'єкті щозміни ведеться журнал бетонних робіт.

2. При прийомі забетонованих конструкцій відповідно до державних стандартів встановлюються:

- якість бетону за міцністю, а в необхідних випадках – морозостійкістю, водонепроникністю та іншими показниками, передбаченими проєктом;
- якість поверхонь конструкцій;
- наявність і відповідність проєкту отворів, прорізів і каналів;
- наявність і правильність виконання деформаційних швів;
- допустимість відхилень конструкцій згідно з таблицею 3.1.

Таблиця 3.1 Гранично допустимі відхилення закінчених бетонних і залізобетонних конструкцій

Параметр	Допустимі граничні відхилення
Відхилення ліній площин перерізу від вертикального положення або заданого проєктом нахилу на всю висоту конструкції: для колон, що сприймають навантаження від монолітних перекриттів і покриттів; для колон під збірні балкові елементи	15 мм
Відхилення горизонтальності площин по всій протяжності контрольованої ділянки	10 мм
Локальні нерівності бетонної поверхні при контролі двометровою рейкою, за винятком опорних зон	5 мм
Відхилення фактичної довжини або прольоту елементів	±20 мм
Відхилення розмірів поперечного перерізу конструктивних елементів	+6 мм
Відхилення висотних позначок поверхонь та закладних деталей, які виконують функцію опор для сталевих або збірних залізобетонних колон та інших збірних конструкцій	5 мм
Допустимий ухил опорних поверхонь фундаментів при встановленні сталевих колон без улаштування підливки	0,007
Відхилення положення анкерних болтів: у межах контуру опори в плані; за межами контуру; по висоті	5 мм / 10 мм / +20 мм
Різниця висотних відміток у місці стикування двох суміжних поверхонь	3 мм

Для підтвердження якості застосованих матеріалів, виробів і напівфабрикатів надаються супровідні документи: накладні, сертифікати відповідності, акти на приховані роботи тощо.

3. Приймання закінчених бетонних і залізобетонних конструкцій або частин споруди оформляється актом огляду прихованих робіт або актом приймання відповідальних конструкцій.

Контроль якості бетонних робіт проводиться на таких технологічних етапах:

- підготовчому;
- бетонування (приготування, транспортування та укладання суміші);
- витримування бетону і розпалублення конструкцій;
- приймання бетонних і залізобетонних конструкцій.

На підготовчому етапі перевіряються: готовність бетонозмішувального, транспортного та допоміжного обладнання до провадження бетонних робіт; правильність підбору складу бетонної суміші та призначення рухливості (жорсткості) відповідно до вимог проєкту; результати випробувань контрольних зразків при підборі складу.

Склад бетонної суміші підбирається будівельною лабораторією та коригується в процесі виробництва з урахуванням мінливих характеристик вихідних матеріалів (в'язучих і заповнювачів).

Транспортування суміші здійснюється спеціалізованими засобами відповідно до ППР. Обраний спосіб транспортування повинен: виключати потрапляння атмосферних опадів і прямого сонячного випромінювання; унеможливлювати розшарування та порушення однорідності суміші; не допускати втрати цементного молока. Максимальна тривалість транспортування встановлюється лабораторією.

Перед укладанням бетонної суміші перевіряються: стан основи (грунтової або штучної), правильність монтажу опалубки, арматурних

конструкцій і закладних деталей. Бетонні основи та робочі шви очищаються від цементної плівки без пошкодження бетону, опалубка – від сміття і бруду, арматура – від нальоту іржі. Внутрішня поверхня інвентарної опалубки вкривається спеціальним мастилом.

У процесі укладання бетонної суміші контролюються:

- стан лісів, опалубки і положення арматури;
- якість укладання суміші;
- дотримання правил вивантаження й розподілу бетонної суміші;
- товщина укладених шарів;
- режим ущільнення;
- дотримання встановленого порядку бетонування та правил влаштування робочих швів;
- своєчасність і правильність відбору проб для виготовлення контрольних зразків.

Результати контролю фіксуються в журналі бетонних робіт.

Рухливість (жорсткість) бетонної суміші перевіряється не рідше двох разів на зміну: на місці приготування – в умовах сталої погоди та постійної вологості заповнювачів; на місці укладання – систематично.

Подавання і розподіл суміші здійснюються відповідно до ППР (лотками, хоботами, віброхоботами, баддями, стрічковими конвеєрами, бетононасосами тощо). За будь-якого способу подавання необхідно виключити розшарування та витікання цементного молока.

Бетонна суміш укладається горизонтальними шарами рівної товщини без розривів, в одному напрямку в усіх шарах. Товщина шару встановлюється залежно від ступеня армування конструкції і типу засобів ущільнення. Опирання вібраторів на арматуру, закладні вироби, тяжі та елементи кріплення опалубки не допускається. Глибина занурення глибинного вібратора забезпечує заглиблення в попередній шар на 5–10 см; крок перестановки – не

більше 1,5 радіуса дії. Крок поверхневих вібраторів забезпечує перекриття 100 мм по межі вже завіброваної ділянки.

Укладання наступного шару допускається до початку схоплювання попереднього. Тривалість перерви між шарами встановлює лабораторія. Верхній рівень суміші – на 50–70 мм нижче верху щитів опалубки. Поверхня робочих швів повинна бути перпендикулярна до осі колон і балок, до площини плит і стін. Поновлення бетонування після технологічної перерви допускається після досягнення міцності бетону не менше 1,5 МПа.

Робочі шви, за погодженням із проєктною організацією, влаштовуються при бетонуванні колон на рівнях: верх фундаменту, низ прогонів і балок, низ підкранових консолей, верх підкранових балок, низ капітелей колон.

Комплекс заходів із витримування бетону та розпалублення встановлюється ППР і передбачає: підтримання температурно-вологісного режиму, що забезпечує наростання міцності бетону в заданому темпі; запобігання суттєвим температурно-усадковим деформаціям і тріщиноутворенню; захист від ударів та інших механічних впливів; захист у початковий період тужавіння від атмосферних опадів та пересихання.

Рух персоналу по забетонованих конструкціях і встановлення опалубки вищих конструкцій допускаються після досягнення бетоном міцності не менше 1,5 МПа. Розпалублення виконується після набирання бетоном розпалубочної міцності. Дефектні ділянки поверхні, виявлені після розпалублення (каверни, гравелісті місця), розчищаються, промиваються водою під тиском і заповнюються цементним розчином складу 1:2–1:3.

Контроль якості бетону охоплює перевірку відповідності фактичної міцності проєктним значенням і значенням проміжного контролю, а також морозостійкості й водонепроникності вимогам проєкту. Обов'язковими є випробування контрольних зразків на стиск.

Контрольні зразки виготовляються з проб суміші, відібраних на місці приготування та в зоні бетонування. На місці бетонування відбирається не

менше двох проб на добу при безперервному бетонуванні для кожного складу і кожної групи конструкцій; з кожної проби – одна серія не менше ніж із трьох зразків.

Випробування на водонепроникність і морозостійкість проводяться за пробами з місця приготування – не рідше одного разу на 3 місяці та при зміні складу або характеристик матеріалів. Результати фіксуються в журналі і актах приймання.

Підрахунок обсягів бетонних робіт при влаштуванні фундаменту

Комплексний цикл зведення монолітних залізобетонних конструкцій складається з технологічно взаємопов'язаних і послідовно виконуваних процесів [18, 19]:

- встановлення опалубки;
- монтаж арматури;
- приймання, подавання та укладання бетонної суміші;
- знімання опалубки.

Між укладанням суміші та зніманням опалубки передбачається технологічна пауза для витримування бетону; час, необхідний для набирання бетоном розпалубочної міцності, включається до загального технологічного циклу. Для розрахунку загальної тривалості робіт попередньо визначаються: площа опалубки; витрати арматури; об'єм бетону, що укладається в опалубку.

Площа опалубки:

$$S_{\text{оп}} = P_c \cdot h_{\text{ф}} + (1/3) \cdot S_{\text{оп.к}},$$

де P_c – периметр стін стрічкового фундаменту; $h_{\text{ф}}$ – висота фундаменту; $S_{\text{оп.к}}$ – площа опалубки стакана колони.

$$S_{\text{оп}} = 418,92 \cdot 1 + (1/3) \cdot 0,8 = 429,32 \text{ м}^2$$

Витрати арматури:

$$A = V_6 \cdot a,$$

де V_6 – об'єм бетону у фундаментній плиті; $a = 60 \text{ кг/м}^3$ – питомі витрати арматури.

Об'єм бетону у фундаментній плиті:

$$V_6 = S_{\phi} \cdot h_{\phi} + (1/3) \cdot V_k,$$

де S_{ϕ} – площа фундаменту; V_k – об'єм бетону стакана колони.

$$V_6 = 88,17 \cdot 1 + (1/3) \cdot 0,02 = 88,43 \text{ м}^3$$

$$A = 88,43 \cdot 60 = 5305,8 \text{ кг}$$

3.2 Вибір крана для монтажу конструкцій будинку

Подавання бетонної суміші здійснюється поворотною баддею з використанням самохідного крана. Для обґрунтованого вибору крана визначаються такі монтажні параметри: монтажна маса Q_M ; монтажна висота H_M ; монтажний виліт L_M .

1. Визначення монтажної маси

Монтажна маса обчислюється за формулою:

$$Q_M = Q_{\text{бет}} + Q_{\text{стр}},$$

де $Q_{\text{бет}}$ – маса бетонної суміші у бадді; $Q_{\text{стр}}$ – маса стропувального елемента; $\rho_{\text{бет}} = 2500 \text{ кг/м}^3$.

Приймається чотиригілковий строп вантажопідйомністю 3 т, маса $Q_{\text{стр}} = 0,09 \text{ т}$, висота стропування 4,2 м.

$$Q_{\text{бет}} = V_{\text{бет}} \cdot \rho_{\text{бет}} = 1 \cdot 2,5 = 2,5 \text{ т}$$

$$Q_M = 2,5 + 0,09 = 2,59 \text{ т}$$

2. Визначення монтажної висоти

Монтажна висота визначається за формулою:

$$H_M = h_0 + h_3 + h_e + h_c,$$

де h_0 – відмітка найвищої точки надземної частини будинку; $h_3 = 0,5 \text{ м}$ – технологічний запас; $h_e = 2,9 \text{ м}$ – висота елемента (бадді); $h_c = 4,2 \text{ м}$ – довжина стропу.

$$h_0 = H_{\text{підз.пов.}} + h_{\text{п}} - h_{\text{к}} = 14,15 \text{ м}$$

$$H_M = 14,15 + 0,5 + 2,9 + 4,2 = 21,75 \text{ м}$$

3. Монтажний виліт стріли

$$L_m = d + B/2$$

де $d = 5,8$ м – відстань від осі крана до будівлі;

B – ширина будівлі.

$$L_m = 5,8 + 10 = 15,8 \text{ м.}$$

За результатами розрахунків приймається кран Kato CR-100 (Японія).

Технологічні розрахунки

Таблиця 3.2 Калькуляція трудозатрат

№	Найменування технологічного процесу	Одиниця виміру	Нормативне обґрунтування	Обсяг робіт	Норма трудових витрат, люд.-год./од.	Загальні трудовитрати, люд.-год.	Чисельність робітників	Кількість змін	Тривалість виконання, діб
1	Монтаж опалубної системи	м ²	Е4-1-37	429.32	0.37	158.850	2	2	5
2	Встановлення арматурних елементів	т	Е4-1-44	5.3	2.7	14.310	2	1	1
3	Подача та бетонування конструкцій бетонною сумішшю	100 м ³	Е2-1-49	0.88	6.1	5.360	3	2	1
4	Демонтаж опалубки	м ²	Е4-1-37	429.32	0.26	111.620	2	2	3.5

Техніко-економічні показники

Для узагальненої оцінки ефективності прийнятих проєктних рішень розраховуються техніко-економічні показники зведення конструкцій.

1. Тривалість виконання робіт: $T = 11$ днів.

2. Питома трудомісткість:

$$3. q = \Sigma Q / \Sigma V = 40,96 / 88.43 = 0.46 \text{ л-зм/м}^3,$$

де ΣQ – загальні витрати праці, л-зм; ΣV – об'єм залізобетону в ділі, м³.

Виробіток одного робітника за зміну:

$$B = \Sigma V / \Sigma Q = 88.43 / 40.96 = 2.15 \text{ м}^3/\text{л-зм}.$$

Розділ 4 Охорона праці

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Забезпечення безпечних умов праці під час будівництва житлових будівель здійснюється відповідно до чинної законодавчої та нормативної бази України, яка регламентує вимоги щодо охорони праці, промислової безпеки, пожежного захисту, санітарно-гігієнічних умов праці та безпечної експлуатації будівельних об'єктів.

Основою правового забезпечення охорони праці є: Конституція України, Кодекс законів про працю, Закон України «Про охорону праці», Закон «Про регулювання містобудівної діяльності».

Одним із базових нормативних документів є ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві» [25], який встановлює загальні вимоги до організації безпечного виконання будівельних робіт, експлуатації будівельних машин і механізмів, а також визначає порядок управління ризиками на будівельному майданчику.

Вимоги до організації освітлення території будівництва визначаються ДБН А.3.2-15:2011 [29], які регламентують параметри штучного освітлення робочих зон, проходів та місць виконання будівельно-монтажних робіт. Дотримання зазначених норм сприяє зниженню виробничого травматизму та підвищенню безпеки працівників.

Безпечна експлуатація електрообладнання забезпечується відповідно до Правил улаштування електроустановок (ПУЕ), які встановлюють вимоги до проєктування, монтажу та експлуатації електричних мереж і обладнання.

При проєктуванні конструктивних елементів будівлі враховуються положення ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції» [11], які регламентують порядок розрахунку, проєктування та зведення залізобетонних елементів будівель.

Питання пожежної безпеки регламентуються ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги» [30], що визначають вимоги до

забезпечення евакуації людей, обмеження поширення пожежі та застосування протипожежних конструктивних рішень.

Важливе значення для створення комфортних та безпечних умов праці мають ДБН В.2.5-28:2018 «Природне і штучне освітлення» [28] і ДСТУ Б.А.3.2-15:2011 Норми освітлення будівельних майданчиків» [29], які встановлюють нормативні показники освітленості виробничих і громадських приміщень.

Енергоефективність та забезпечення нормативного температурного режиму будівлі регулюються положеннями ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» [3], що встановлюють вимоги до теплоізоляційних характеристик огорожувальних конструкцій.

Під час розроблення проєктної документації застосовуються вимоги ДБН А.2.2-3-2012 [2], які визначають склад, порядок розроблення, погодження та затвердження проєктної документації для будівництва.

Таким чином, нормативно-правова база охорони праці охоплює широкий комплекс законодавчих, будівельних, санітарних і пожежних вимог, дотримання яких є обов'язковою умовою безпечного виконання будівельних робіт та експлуатації об'єкта.

4.2 Аналіз умов праці на будівництві та виявлення потенційних небезпек

4.2.1 Характеристика умов праці на будівельному майданчику

Будівництво виробничо-технологічного центру належить до робіт підвищеної небезпеки, оскільки супроводжується виконанням значного обсягу будівельно-монтажних операцій із застосуванням вантажопідіймальної техніки, механізованого інструменту та робіт на висоті. Умови праці на будівельному майданчику характеризуються впливом комплексу небезпечних і шкідливих виробничих факторів, які можуть негативно впливати на здоров'я працівників та безпеку виробничого процесу [22 - 26].

Одним із характерних факторів є значні фізичні навантаження, пов'язані з виконанням монтажних, бетонних, арматурних та оздоблювальних робіт.

Працівники здійснюють переміщення будівельних матеріалів, монтаж конструкцій, складання опалубки та інші операції, що потребують значних енерговитрат.

Особливу небезпеку становить виконання робіт на висоті. Монтаж конструкцій каркаса будівлі, улаштування перекриттів, виконання фасадних і покрівельних робіт супроводжуються ризиком падіння працівників або інструменту з висоти. Такі роботи потребують використання страхувальних систем, захисних огорожень та спеціальних засобів індивідуального захисту.

Важливим фактором ризику є експлуатація будівельної техніки. На будівельному майданчику використовуються баштові крани, екскаватори, бетононасоси, вантажні автомобілі та інше обладнання, робота якого створює небезпеку травмування працівників у разі порушення правил експлуатації або перебування людей у зоні дії механізмів.

Значний вплив на умови праці мають метеорологічні фактори. Роботи виконуються у відкритому середовищі, тому працівники піддаються впливу високих і низьких температур, атмосферних опадів, сильного вітру та сонячного випромінювання. Неприятливі погодні умови можуть спричиняти зниження працездатності та підвищення ризику виробничого травматизму.

У процесі виконання будівельних робіт утворюються пил та аерозолі, особливо під час земляних робіт, різання матеріалів, шліфування поверхонь і приготування будівельних сумішей. Їх тривалий вплив може викликати захворювання органів дихання та алергічні реакції.

Додатковим фактором ризику є контакт працівників із будівельними матеріалами та хімічними речовинами, зокрема цементом, фарбами, клеями, ґрунтовками, розчинниками та гідроізоляційними матеріалами, які можуть чинити подразнювальну або токсичну дію на організм людини.

4.2.2 Санітарно-гігієнічні умови праці

Для забезпечення належних умов праці на будівельному майданчику передбачено комплекс санітарно-побутових приміщень, розміщення яких

здійснюється відповідно до вимог чинних будівельних норм та правил охорони праці.

Санітарно-побутові об'єкти повинні розташовуватися на безпечній відстані від зон виконання будівельних робіт і забезпечувати зручний доступ для працівників. При виборі місця розташування враховуються умови природного освітлення, можливість підключення до інженерних мереж та дотримання вимог пожежної безпеки.

До складу побутового комплексу входять гардеробні для зберігання особистого та спеціального одягу, душові кабінки, умивальники, санітарні вузли, приміщення для обігріву та відпочинку працівників, кімнати для приймання їжі та сушіння спецодягу.

Особлива увага приділяється створенню місць короткочасного відпочинку персоналу, які дозволяють відновити працездатність під час робочої зміни. У холодний період року працівникам повинні бути забезпечені приміщення для обігріву, а в теплий період — захищені від сонячного випромінювання зони відпочинку.

Медичне забезпечення будівельного майданчика включає наявність аптечок першої допомоги, засобів для надання домедичної допомоги та організацію оперативного зв'язку з медичними службами. Працівники, зайняті на роботах підвищеної небезпеки, повинні проходити попередні та періодичні медичні огляди.

4.2.3 Вплив виробничих шкідливостей та заходи захисту

Під час виконання будівельно-монтажних робіт працівники можуть піддаватися впливу низки шкідливих виробничих факторів, серед яких найбільше значення мають шум, вібрація, пил та шкідливі гази.

Джерелами виробничого шуму є будівельні машини, компресори, електроінструмент, транспортні засоби та інше обладнання. Тривалий вплив підвищеного рівня шуму може спричинити погіршення слуху, підвищену втому та зниження концентрації уваги [27]. Для зменшення негативного впливу шуму

застосовуються організаційні заходи, а також протишумові навушники та вкладиші.

Виробнича вібрація виникає під час експлуатації ущільнювачів бетону, відбійних молотків, перфораторів та іншого механізованого інструменту. Для захисту працівників використовуються антивібраційні рукавиці, а тривалість роботи з джерелами вібрації регламентується санітарними нормами.

Будівельний пил є одним із найбільш поширених шкідливих факторів. Його джерелами є земляні роботи, різання та шліфування будівельних матеріалів, транспортування сипучих сумішей. Для зниження концентрації пилу застосовується зволоження поверхонь, використання локальних систем пилопригнічення та засобів захисту органів дихання.

Шкідливі гази можуть утворюватися внаслідок роботи двигунів внутрішнього згоряння, виконання зварювальних робіт або використання лакофарбових матеріалів. Для забезпечення безпеки працівників необхідно організовувати вентиляцію робочих зон та контролювати склад повітряного середовища.

Для захисту працівників від впливу небезпечних і шкідливих виробничих факторів застосовуються засоби індивідуального захисту: захисні каски, респіратори, окуляри, рукавиці, спецодяг, спеціальне взуття, страхувальні пояси та засоби захисту органів слуху. Використання засобів індивідуального захисту є обов'язковою умовою безпечного виконання будівельних робіт.

4.2.4 Виявлення потенційних небезпек

На підставі аналізу технології будівництва, умов праці та характеристик будівельного майданчика визначено основні небезпеки, які можуть виникати під час виконання робіт.

Таблиця 4.1 Основні потенційні небезпеки на будівельному майданчику

Небезпечний фактор	Можливі наслідки
Падіння працівників з висоти	Травми різного ступеня тяжкості, інвалідність, летальні наслідки
Падіння інструментів або будматеріалів	Травмування працівників і сторонніх осіб
Ураження електричним струмом	Опіки, електротравми, летальні наслідки

Травмування будівельною технікою	Механічні пошкодження, переломи, смертельні випадки
Пожежа або займання матеріалів	Опіки, пошкодження майна, зупинка будівництва
Руйнування тимчасових конструкцій	Травмування персоналу, аварійні ситуації
Несприятливі погодні умови	Переохолодження, теплові удари, зниження безпеки робіт
Вплив пилу та токсичних речовин	Захворювання органів дихання, алергічні реакції
Воєнні ризики (повітряні тривоги, ракетні удари, атаки БПЛА)	Загроза життю та здоров'ю працівників, пошкодження об'єкта будівництва

Проведений аналіз свідчить, що найбільш небезпечними факторами під час будівництва є роботи на висоті, експлуатація будівельної техніки, можливість ураження електричним струмом та вплив воєнних загроз. Виявлені небезпеки потребують подальшого оцінювання ризиків і розроблення комплексу заходів, спрямованих на їх мінімізацію.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Будівництво подібного роду будівель належить до видів діяльності з підвищеним рівнем виробничого ризику, що обумовлено виконанням значної кількості технологічних операцій у складних виробничих умовах. Наявність робіт на висоті, використання вантажопідіймальної техніки, експлуатація електрообладнання та вплив зовнішніх факторів потребують проведення систематичного аналізу небезпек і оцінювання рівня ризику їх реалізації.

Оцінювання ризиків є важливим елементом системи управління охороною праці, оскільки дозволяє визначити найбільш небезпечні виробничі процеси, встановити пріоритетність заходів безпеки та знизити ймовірність виникнення нещасних випадків.

Класифікація ризиків

Залежно від джерела виникнення ризику на будівельному майданчику можуть бути поділені на такі групи:

- технічні ризики, пов'язані з експлуатацією будівельної техніки, механізмів, інструменту та електрообладнання;

- організаційні ризики, що виникають унаслідок порушення технологічної дисципліни, недостатнього контролю за виконанням робіт або неналежного проведення інструктажів;
- виробничі ризики, пов'язані з виконанням робіт на висоті, монтажем конструкцій, проведенням земляних і бетонних робіт;
- санітарно-гігієнічні ризики, зумовлені впливом шуму, вібрації, пилу, шкідливих газів та несприятливих метеорологічних умов;
- пожежні ризики, що виникають під час проведення зварювальних робіт, експлуатації електроустановок та зберігання горючих матеріалів;
- воєнні ризики, пов'язані з можливістю повітряних атак, ракетних ударів та іншими загрозами воєнного характеру.

Аналіз небезпечних факторів. На підставі аналізу технології зведення будівлі встановлено, що найбільшу небезпеку становлять роботи на висоті, виконання монтажних операцій із застосуванням вантажопідіймальних механізмів, використання електроінструменту та перебування працівників у зоні руху будівельної техніки.

Додатковими факторами ризику є падіння будівельних матеріалів і конструкцій, руйнування тимчасових споруд, несприятливі погодні умови, а також вплив пилу та токсичних речовин, які утворюються під час виконання будівельно-монтажних робіт.

В умовах воєнного стану до традиційних виробничих небезпек додаються ризики, пов'язані з необхідністю оперативної евакуації працівників під час сигналу повітряної тривоги та можливим пошкодженням будівельного майданчика внаслідок надзвичайних подій воєнного характеру.

Оцінка ризиків

Для визначення рівня ризику використовується метод якісно-кількісного оцінювання, згідно з яким ризик визначається як добуток ймовірності виникнення небезпечної події та тяжкості її можливих наслідків:

$$R = P \times S, \quad (4.1)$$

де:

R – рівень ризику;

P – імовірність виникнення небезпечної події;

S – тяжкість наслідків реалізації небезпеки.

Для проведення оцінювання приймається така шкала:

- 1 – низький рівень;
- 2 – середній рівень;
- 3 – високий рівень;
- 4 – дуже високий рівень;
- 5 – критичний рівень.

Результати оцінювання основних небезпек наведено в табл. 4.2.

Таблиця 4.2 Оцінка ризику реалізації потенційних небезпек

Небезпечний фактор	Імовірність P	Наслідки S	Ризик R = P×S	Рівень ризик
Падіння працівника з висоти	4	5	20	Високий
Падіння предметів з висоти	3	4	12	Середній
Ураження електричним струмом	3	5	15	Високий
Травмування будівельною технікою	4	4	16	Високий
Пожежа	2	5	10	Середній
Вплив пилу та шкідливих речовин	3	3	9	Середній
Вплив шуму та вібрації	3	2	6	Низький
Воєнні ризики	2	5	10	Середній

Результати оцінювання свідчать про наявність на будівельному майданчику небезпек різного рівня. Найбільші значення ризику отримані для падіння працівників з висоти та травмування будівельною технікою. Це пояснюється високою ймовірністю виникнення таких подій та значною тяжкістю їх можливих наслідків.

Високий рівень ризику також характерний для ураження електричним струмом, оскільки електротравми можуть призводити до тяжких ушкоджень здоров'я або смертельних випадків.

Середній рівень ризику мають пожежі, падіння предметів з висоти, вплив пилу та шкідливих речовин, а також ризики, пов'язані з воєнним станом. Незважаючи на нижчу ймовірність виникнення окремих подій, їх наслідки можуть бути досить серйозними та потребують впровадження відповідних профілактичних заходів.

Найнижчий рівень ризику визначено для впливу шуму та вібрації, оскільки їх дія переважно має накопичувальний характер і контролюється шляхом застосування засобів індивідуального захисту та дотримання регламентованих режимів праці.

Таким чином, результати проведеного дослідження свідчать, що найбільший рівень ризику на об'єкті проєктування мають роботи на висоті та роботи, пов'язані з перебуванням працівників у зоні дії будівельної техніки. Саме ці небезпеки потребують першочергової уваги під час розроблення організаційно-технічних та архітектурно-планувальних заходів із забезпечення безпечних умов праці.

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

За результатами проведеного аналізу умов праці та оцінювання ризиків на об'єкті будівництва встановлено необхідність впровадження комплексу взаємопов'язаних організаційних, технічних, санітарно-гігієнічних та архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на мінімізацію виробничих ризиків, попередження нещасних випадків та створення безпечного виробничого середовища.

4.4.1 Організаційні заходи

Організаційні заходи є основою функціонування системи управління охороною праці на будівельному майданчику. Їх реалізація дозволяє забезпечити належний рівень виробничої дисципліни та своєчасне виявлення потенційних небезпек.

До початку виконання робіт усі працівники повинні проходити вступний та первинний інструктажі з питань охорони праці. Під час виконання робіт підвищеної небезпеки необхідно проводити повторні, позапланові та цільові інструктажі відповідно до вимог чинного законодавства.

Важливим елементом профілактики виробничого травматизму є систематичне навчання працівників безпечним методам виконання робіт, правилам користування засобами індивідуального захисту та порядку дій у разі виникнення аварійних ситуацій.

Контроль за дотриманням вимог охорони праці повинен здійснюватися відповідальними посадовими особами шляхом проведення регулярних перевірок технічного стану обладнання, будівельних машин, риштувань, електроустановок та засобів захисту.

В умовах воєнного стану особливого значення набуває розроблення алгоритму дій під час сигналу «Повітряна тривога». На будівельному майданчику необхідно визначити порядок припинення робіт, маршрути евакуації персоналу та місця розташування найближчих захисних споруд. Усі працівники повинні бути ознайомлені з відповідними інструкціями та брати участь у практичних тренуваннях.

Управління професійними ризиками повинно здійснюватися на постійній основі шляхом регулярного перегляду переліку небезпек, оцінювання ризиків та впровадження коригувальних заходів.

4.4.2 Технічні заходи

Для зниження рівня виробничих ризиків на будівельному майданчику передбачається впровадження комплексу технічних заходів безпеки.

Під час виконання робіт на висоті необхідно встановлювати тимчасові захисні огороження по периметру перекриттів, сходових маршів, технологічних прорізів та робочих майданчиків. Висота огорожень повинна відповідати нормативним вимогам охорони праці.

Для запобігання падінню інструментів і будівельних матеріалів передбачається використання захисних сіток та козирків. Такі конструкції забезпечують захист працівників і сторонніх осіб, які можуть перебувати поблизу будівельного майданчика.

Важливим елементом безпеки є забезпечення нормативного освітлення території будівництва, проходів, робочих зон та місць складування матеріалів.

З метою зменшення фізичних навантажень на працівників доцільно максимально використовувати механізовані засоби виконання робіт, зокрема вантажопідіймальні крани, бетононасоси, підйомники та інші механізми.

Працівники повинні бути забезпечені необхідними засобами індивідуального захисту, до яких належать захисні каски, страхувальні пояси, спецодяг, спеціальне взуття, захисні окуляри, респіратори, рукавиці та засоби захисту органів слуху.

4.4.3 Санітарно-гігієнічні заходи

Створення безпечних та комфортних умов праці неможливе без забезпечення належного санітарно-гігієнічного середовища.

На території будівельного майданчика необхідно обладнати побутові приміщення для працівників, до складу яких входять гардеробні, душові, санітарні вузли, кімнати для приймання їжі та приміщення для відпочинку й обігріву персоналу.

Для підтримання нормативних параметрів повітряного середовища в закритих приміщеннях повинні функціонувати системи природної або механічної вентиляції. Особливу увагу необхідно приділяти приміщенням, де виконуються роботи із застосуванням лакофарбових матеріалів та інших хімічних речовин.

Параметри мікроклімату повинні відповідати санітарним нормам щодо температури повітря, відносної вологості та швидкості руху повітря. У холодний період року необхідно забезпечити опалення побутових приміщень, а в літній період – захист працівників від перегрівання.

Для боротьби з пилом під час земляних робіт, різання будівельних матеріалів та транспортування сипучих речовин доцільно використовувати зволоження поверхонь, локальні системи пилопригнічення та респіратори.

Зниження впливу шуму та вібрації забезпечується шляхом застосування сучасного обладнання зі зниженими шумовими характеристиками, використання антивібраційних пристроїв та засобів індивідуального захисту.

4.4.4 Архітектурно-планувальні рішення

Архітектурно-планувальні рішення спрямовані на створення безпечної організації простору будівельного майданчика та раціональне розміщення його функціональних зон.

Для забезпечення безпечного руху будівельної техніки необхідно передбачити окремі транспортні маршрути з відповідним дорожнім маркуванням та інформаційними знаками. Маршрути руху техніки не повинні перетинатися з основними шляхами пересування працівників.

Місця складування будівельних матеріалів необхідно розташовувати з урахуванням вимог технологічного процесу та забезпечення безпечного доступу до них. Зони складування повинні бути розміщені поза межами шляхів евакуації та зон роботи вантажопідіймальних механізмів.

Побутові приміщення рекомендується розташовувати на безпечній відстані від основних виробничих процесів, джерел шуму та зон підвищеної небезпеки.

Для зменшення негативного впливу шуму на працівників і населення прилеглих територій доцільно застосовувати тимчасові шумозахисні екрани в місцях розташування найбільш потужних джерел шуму.

В умовах воєнного стану особливе значення має організація безпечних маршрутів евакуації до захисних споруд цивільного захисту. Відповідні маршрути повинні бути позначені покажчиками, добре освітлені та вільні від сторонніх предметів.

Запропонований комплекс організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних та архітектурно-планувальних заходів дозволяє суттєво знизити рівень виробничих ризиків, підвищити безпеку праці персоналу та забезпечити ефективне виконання будівельно-монтажних робіт на об'єкті проєктування.

4.5 Висновки

У процесі виконання розділу «Охорона праці» було проведено комплексне дослідження умов праці під час будівництва виробничо-технологічного центру та розроблено заходи, спрямовані на забезпечення безпечного виконання будівельно-монтажних робіт.

На основі аналізу чинної нормативно-правової бази встановлено, що організація охорони праці на об'єкті повинна здійснюватися відповідно до вимог законодавства України, державних будівельних норм, нормативно-правових актів з охорони праці, санітарних правил та вимог пожежної безпеки. Особливе значення для реалізації проекту мають вимоги щодо безпечного виконання робіт на висоті, експлуатації будівельної техніки, організації будівельного майданчика та забезпечення належних санітарно-гігієнічних умов праці.

Проведений аналіз умов праці дозволив виявити основні небезпечні та шкідливі виробничі фактори, характерні для будівництва такого роду будівель. До найбільш небезпечних факторів віднесено падіння працівників з висоти, падіння будівельних матеріалів та інструменту, ураження електричним струмом, травмування внаслідок роботи будівельної техніки, виникнення пожеж, вплив пилу, шуму та вібрації. Додатковим джерелом небезпеки в сучасних умовах є ризики воєнного характеру, пов'язані з можливими повітряними атаками та необхідністю оперативної евакуації персоналу.

Оцінювання рівня ризику реалізації потенційних небезпек виконано методом визначення добутку ймовірності виникнення небезпечної події та тяжкості її наслідків. Результати розрахунків показали, що найвищі показники ризику характерні для робіт на висоті та робіт, які виконуються в зоні дії будівельної техніки. Високий рівень ризику також встановлено для випадків ураження електричним струмом. Середній рівень ризику мають пожежі, падіння предметів з висоти, вплив шкідливих речовин та воєнні загрози. Найменший рівень ризику визначено для впливу шуму та вібрації за умови застосування відповідних засобів захисту.

Для мінімізації виявлених ризиків запропоновано комплекс організаційних, технічних, санітарно-гігієнічних та архітектурно-планувальних заходів. Організаційні заходи передбачають проведення навчання та інструктажів з охорони праці, постійний контроль за дотриманням вимог безпеки, впровадження системи управління ризиками та організацію дій персоналу в надзвичайних ситуаціях. Технічні заходи включають використання захисних огорожень, страхувальних систем, захисних сіток, механізацію трудомістких процесів та забезпечення працівників необхідними засобами індивідуального захисту.

Значну увагу приділено створенню належних санітарно-гігієнічних умов праці. Передбачено облаштування побутових приміщень, забезпечення нормативних параметрів мікроклімату, вентиляції, освітлення, а також впровадження заходів щодо зниження рівнів пилу, шуму та вібрації. Для забезпечення безпечного виконання робіт у темний час доби виконано розрахунок системи освітлення будівельного майданчика, за результатами якого визначено необхідність встановлення п'яти прожекторів потужністю 1000 Вт кожний.

Особливістю організації охорони праці на об'єкті є врахування умов воєнного стану. З цією метою передбачено розроблення алгоритму дій під час повітряної тривоги, визначення безпечних маршрутів евакуації, організацію доступу до захисних споруд цивільного захисту та проведення відповідних інструктажів для працівників. Реалізація зазначених заходів спрямована на зниження рівня додаткових ризиків, які виникають унаслідок воєнних загроз.

Таким чином, запропонований комплекс заходів з охорони праці забезпечує підвищення рівня безпеки виробничих процесів, зниження ймовірності виникнення нещасних випадків та професійних захворювань, створення належних умов праці для персоналу і безпечне виконання будівельно-монтажних робіт на об'єкті проєктування.

Перелік джерел посилання

1. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. - 185 с.
2. ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 40 с.
3. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – Київ. Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 27 с.
4. ДСТУ 9191:2022. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2023. 62 с.
5. ДБН В.2.6-220:2017. Покриття будівель і споруд. - К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 46 с.
6. ДСТУ Б В. 2.6-62:2008. Конструкції будинків і споруд. Марші та сходові площадки залізобетонні. Технічні умови. - К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 39 с.
7. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
8. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення - К.: Мінрегіон України, 2018. – 36 с.
9. ДБН В.1.2-2:2006*. Навантаження і впливи. Норми проектування із зміною № 1 та № 2. - Київ: Мінбуд України, 2020. - 72 с.
10. ДСТУ 8855:2019. Будівлі та споруди. Визначення класу наслідків (відповідальності). - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. 26 с.
11. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1- К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
12. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. - К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 166 с.
13. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини :

Підручник / А.М. Павліков. Полтава, ПолтНТУ, 2017. 284 с.

14. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. - Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. - 18 с.

15. ДСТУ Б В.2.6-207:2015. Розрахунок і конструювання кам'яних та армокам'яних конструкцій будівель та споруд. К.: Мінрегіон України, 2016. – 258 с.

16. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 46 с.

17. Технологія монтажу будівельних конструкцій: Навчальний посібник /В.К.Черненко, О.Ф. Осипов, Г.М. Тонкачєєв та ін.; За ред. В.К. Черненка. – Вид. 2-ге. – К.: Горобець Г.С., 2011 – 372 с.

18. Організація будівництва / С.А. Ушацький, Ю.П. Шейко, Г.М.Тригер та ін.; За редакцією С.А. Ушацького: Підручник. Кондор, 2007.

19. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт (к ДБН А.3.1–5–96 «Організація будівельного виробництва»). – Київ, 1997. – 125 с.

20. ДБН Д.2.2-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи /РЕКН/. – К.: Держбуд України, 2000.

21. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та інші. –К.: Вища шк., 2002.–430 с.

22. Методичні вказівки до виконання розділу «Охорона праці» в дипломних роботах здобувачів першого (бакалаврського) рівня освіти (для студентів спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія). - Харків: ХНУМГ, 2024.

23. Сивко В. Й. Розрахунки з охорони праці : Навч. посіб. / В. Й. Сивко. – Житомир : ЖІТІ, 2001. – 152 с.

24. ДСТУ 2293:2014. Охорона праці. Терміни та визначення основних понять. – К.: Мінекономрозвитку України, 2015. – 18 с.

25. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 116 с.

26. ДСТУ-Н Б А 3.2-1:2007. Настанова щодо визначення небезпечних і шкідливих факторів та захисту від їх впливу при виробництві будівельних матеріалів і виробів та їх використанні в процесі зведення та експлуатації об'єктів будівництва. – К.: Мінбуд України, 2007. – 22 с.
27. ДБН В.1.1-31:2013. Захист територій, будинків і споруд від шуму. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 48 с.
28. ДБН В.2.5-28:2018 Природне і штучне освітлення. - К.: Мінрегіон України, 2018. – 137 с.
29. ДСТУ Б.А.3.2-15:2011. Норми освітлення будівельних майданчиків. - К.: Мінрегіон України, 2012. – 25 с.
30. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 41 с.