

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

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

Кафедра будівельних конструкцій

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА БАКАЛАВРА

БАГАТОКВАРТИРНИЙ ЖИТЛОВИЙ БУДИНОК У М. ЧУГУЇВ

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

Андрієнко Рената Станіславівна

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

**ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ БАКАЛАВРА**

АНДРІЄНКО РЕНАТІ СТАНІСЛАВІВНІ

Спеціальність 192 – Будівництво та цивільна інженерія

Освітньо-професійна програма Промислове та цивільне будівництво

Тема кваліфікаційної роботи: **Багатоквартирний житловий будинок у м. Чугуїв**

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.




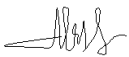








Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

- 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 зведення цегляної кладки і монтажу плит перекриття

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



Андрієнко Р.С.

Дата видачі завдання « 01 » червня 2026 р.

ЗМІСТ

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	6
1.1 Вихідні дані	6
1.2 Характеристика генерального плану	6
1.3 Об'ємно-планувальні рішення	9
1.4 Архітектурно-конструктивні рішення	10
1.5 Теплотехнічний розрахунок стіни.....	12
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	15
2.1. Розрахунок підземної частини об'єкту	15
2.1.1 Описання конструкції.....	15
2.1.2 Геологічна будова і гідрогеологічні умови	15
2.1.3 Характеристики властивостей ґрунтів.....	16
2.1.4 Інженерно-геологічні умови площадки	17
2.1.5 Збір навантажень	20
2.1.6 Визначення розрахункового навантаження на палю	21
2.1.7 Проектування пальового куща	23
2.1.8 Перевірка пальового фундаменту за деформаціями	26
2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту. Збірне перекриття.....	28
2.2.1 Вихідні дані	28
2.2.2 Компонування збірного перекриття.....	28
2.2.3 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за I-ю групою граничних станів.....	28
2.2.4 Розрахунок міцності похилих перерізів	33
2.2.5 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи.....	35
РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	50
3.1 Підготовчі роботи	50
3.2 Схеми та методи технології і організації будівництва.....	50
3.3 Технологія будівельно-монтажних робіт	52

3.5 Технологічна на карта виконання кам'яної кладки.....	61
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ	68
4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні	68
4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування.....	69
4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування.....	72
4.4 Розробка організаційно-технічних, архітектурно-планувальних заходів, спрямованих на покращення умов праці на об'єкті проєктування	75
4.5 Висновки	78
Перелік джерел посилання.....	79

РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Вихідні дані

Призначена для будівництва будинку ділянка знаходиться в спальному районі м. Чугуїв. Тут формуються специфічні умови, а саме оточення існуючими житловими будинками з півночі та заходу. Вулиці з міським транспортом розташовані з півдня і сходу.

Майданчик має рівнинний рельєф. Це сприяє прискоренню підготовчого періоду.

Місто Чугуїв віднесено до I кліматичного району. Для нього збираємо з ДБН [1] наступні дані :

- характеристичне вітрове навантаження, P_a – 430 ;
- характеристичне сніжне навантаження, P_s – 1600;
- висота сніжного килима 0,7 м, його щільність - до 0,45 кг/м²;
- нормативне значення глибина промірзання ґрунтів складає 1,0 м.

Зовнішнє повітря має відповідні температурні характеристики:

- t_{min} температура найбільш прохолодної доби в зимку: $t_{n1} = -28^{\circ}\text{C}$,
- t_{min} температура найбільш прохолодної п'ятиденки: $t_{n5} = -23^{\circ}\text{C}$.
- липнева середня температура - $20,7^{\circ}\text{C}$.

Характеристики проектуемого будинку за класами :

Клас відповідальності: СС2, ступень вогнестійкості: I, категорія складності: III.

1.2 Характеристика генерального плану

Майданчик для будови межує з вже зведеними житловими будинками та міськими автомагістралями.

Передбачається крім основної будівлі влаштування зони відпочинку та місця для автотранспорту майбутніх мешканців.

Переважно рівнинним рельєф місцевості. На окремих ділянках мають місце насипані ґрунти. Незначний ухил поверхні на відмітках від 165,25 м до 165,75 м все ж таки має місце.

Частиною загальної концепції благоустрою є планування зелених насаджень.

Розміщення будинку на генеральному плані здійснювалось з з урахуванням конструктиву та вже існуючих будівель. Це дозволило вписати новий будинок в вже створене середовище.

Планувальні рішення враховували наступні задачі:

1. Інтеграцію нового будинку в існуючу забудову, як у плані, так і у висотному відношенні.
2. Відповідність санітарним нормам та протипожежним вимогам та техніки безпеки.
3. Відповідність завданню на проєктування.

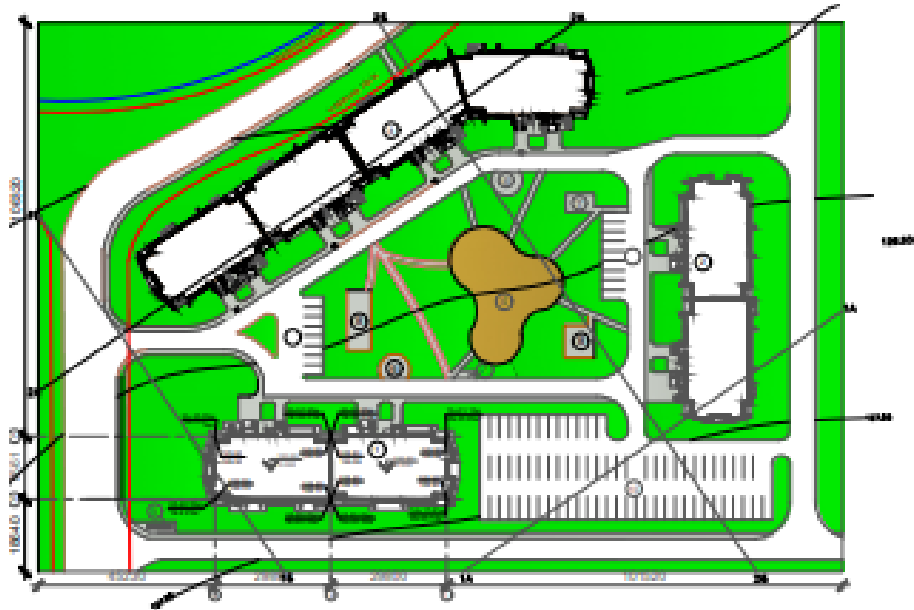
Рішення прийняті відповідно до Державних будівельних норм (ДБН) Б.2.2-12:2021 [2] «Планування та забудова територій».

Проїзди для машин, доріжки для пішоходів передбачають тверде асфальтове покриття.

Ефективна система водовідведення від стін будинку передбачена проєктом.

Атмосферні води відводяться від стін будинку за рахунок влаштування вимощення. Вода спрямовується до системи зливової каналізації.

Навколо будинку заплановано влаштування вимощення з керамзитобетону. Вимощення має ширину 1 м та проєктний ухил для відведення ливневої води від зовнішніх стін по чотирьом фасадам.



Умовні позначення

№ п/п	Найменування	Позначення
1	Існуючі будівлі та споруди	
2	будівля	
3	Асфальтове замощення тип I	
4	Тротуарна плитка	
5	Озеленення	
6	Надгоники	

Рисунок 1.1 Генеральний план

Техніко-економічні показники генплану надані у таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - ТЕП генплану

№ п/п	Найменування показника	Одиниці вимірювань	Кількість
1.	Площа ділянки	м ²	6272
2.	Площа забудови	м ²	982
3.	Площа твердого покриття	м ²	1416
4.	Площа озеленення	м ²	482

1.3 Об'ємно-планувальні рішення

При прямокутній формі в плані розроблений будинок має такі габаритні гарозміри: довжина - 56,4 м, ширина — 15,9 м.

Розміщення інженерних комунікацій передбачено на технічному поверсі та технічному підпіллі.

Висота кожного поверху прийнята рівною 3,0 м.

Сполучення по вертикалі будинку здійснюється по сходам і ліфтам. Їх 2 в на під'їзд. Один для людей, другий – для вантажу.

Сміттєпровід також облаштований в будинку.

Між усіма поверхами розташовані двох-маршові сходи.

Прямий вихід на покрівлю передбачено з 10-го поверху по сходах

Кількість окремих квартир - 72. Всього 36 шт. 2-кімнатних та 36 шт. 3-кімнатних квартир.

10-й поверх включає виключно технічні приміщення. Вони забезпечують функціонування інженерних систем. ТЕП будинку наведені в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 Техніко-економічні показники

Найменування показника	Показник
Будівельний об'єм наземної частини, Vбуд. наз., м ³	29869,0
Будівельний об'єм підземної частини, Vбуд. під., м ³	2453,0
Будівельний об'єм загальний, Vзаг., м ³	32322,0
Житлова площа, Sжитл., м ²	4047,0
Загальна площа, Sзаг., м ²	6272,0

Площа забудови, $S_{зб.}$, м ²	982,0
Площа всієї житлової будівлі, $S_{буд.}$, м ²	7634,0
Умовна висота будинку, H_u	25,2

1.4 Архітектурно-конструктивні рішення

Безкаркасна конструктивна система будівлі забезпечує її стійкість за рахунок повздовжніх та поперечних несучих стін.

Несучі стіни будинку – цегляні (цегла силікатна). Проектом передбачено утеплення зовнішніх стін.

Перекрыття та покриття будинку - збірний залізобетон. Плити прийняті багатопустотні з круглими пустотами.

Фундамент являє собою ростверк під стінами, влаштований на пальову основу.

Ростверк являє собою монолітний залізобетонний елемент.

Збірні бетонні блоки влаштовують на монолітному залізобетонному ростверку. Палі прийняті залізобетонними, діаметром 500 мм. Бетон фундаменту відповідає класу С20/25. Морозостійкість F100, водонепроникність W6.

Згідно з ДСТУ Б В.2.6-108:2010 «Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови» стіни підвального приміщення збудовані із збірних залізобетонних фундаментних блоків. Гідроізоляцію стін підвалу виконано за рахунок обмазки гарячим бітумом. Передбачено також шар гідроізолу ГИ-Г. Він відповідає ДСТУ Б В.2.7-262:2011 «Гідроізол. Технічні умови».

У стінах використана силікатна цегла М250 на цементно-піщаному розчині М150. Розрахунковий опір стиску цегляної кладки - 2,4 МПа.

Керамзитобетонне вимощення товщиною 0,2 м та шириною 1,5 м влаштовано навколо зовнішніх стін по периметру.

Загальна товщина зовнішньої стіни - 640 мм. Утеплювач - мінераловатні плити товщиною 140 мм. Тобто стіна є багатошаровою.

Кладка зовнішнього шару стіни виконана з розшивкою швів. Це покращує естетичний вигляд.

Міжповерхові перекриття та покриття - збірні багатопустотні залізобетонні плити. Обпирання плит на несучі стіни - 120 мм. Ширина швів між плитами складає 20 мм.

Багатопустотні плити перекриття належать до наступних серій:

Серія 1.141-1, В54, В63, а також ДСТУ Б В.2-6-53:2008, що передбачає використання бетону класу С12/15 та арматури класу А1000С.

Серія 1.243-4. Перегородки у приміщеннях - із силікатної цегли товщиною 88 мм, а у санвузлах із керамічної цегли товщиною 120 мм.

Перегородки між житловими приміщеннями зроблені з силікатної цегли. Товщина перегородок - товщиною 88 мм. Перегородки в санвузлах – кладка з керамічної цегли, їх товщина 120 мм.

Розміри віконних блоків: 1320 x 1460 мм; 1770 x 1460 мм і 2070 x 1460 мм.

Житлові кімнати мають природне освітлення.

Застосовані двокамерні склопакети в металопластикових рамах.

Всі кімнати в межах квартир мають окремі входи. Це забезпечує приватність.

Двері відчиняються в напрямку руху до виходу. Це відповідає вимогам пожежної безпеки і ергономіки. Дверні полотна оснащені ручками і замками.

Дверні блоки застосовані трьох типів:

Вхідні до будівлі - 1500 x 2100 мм.

Вхідні до квартир - 1000 x 2100 мм.

Двері між кімнатами - 900 x 2100 мм.

Двері до санітарних вузлів - 800 x 2100 мм.

Двері виходів до лоджій: 700 x 2100 мм.

Для оздоблення стіни житлових кімнат використані шпалери. Стіни кухонь оздоблені м'якими шпалерами. В санвузлах стіни оздоблені керамічною плиткою.

Підлоги в санвузлах - керамічна плитка.

Стіни і стелі кімнат пофарбовані клейовою фарбою. Фарбування здійснюється у два шари на висоту до 2,1 м.

Підлоги в квартирах - лінолеум на тепло-основі. Основою для підлог служить цементно-піщана стяжка.

Сходові клітки включають два марші і сходові майданчикию. Сходи влаштовані з ухилом 1:2.

Вихід на покрівлю здійснюється зі сходової клітки верхнього рівня.

Освітлення сходових клітин – природнє, через відповідні віконні отвори. Огорожею сходів служать металеві перила.

Покрівля будівлі пласка з ухилом 2%.Це необхідно для ефективного відведення води з даху.

Пасажирські ліфти мають вантажопідйомністю 400 кг.

Опалення та водопостачання – централізовані системи. Основна розводка магістралей знаходиться у підвальному приміщенні.

Каналізації є внутрішньою системою. Вона врізається в колодязі місцевої каналізаційної мережі.

Електропостачання підключено до найближчої трансформаторної підстанції.

Сміттепровід має бункер-накопичувач. З бункера сміття перевантажується у візок, а потім переміщається в сміттєзбиральні машини.

Верхня частина сміттєпроводу сполучена з дахом. Це забезпечує належне провітрювання. Передбачено також зовнішній вхід в приміщення сміттєзбірника.

1.5 Теплотехнічний розрахунок стіни

Розділи норм [1, 4] є основними нормами при розрахунку.

Для підрахунку теплопровідності вибрана поздовжня зовнішня стіна будинку.

Склад, товщина шарів та коефіцієнти теплопровідності матеріалів стіни:

1. Облицювальний шар - силікатна цегла на цементно-піщаному розчині.
 $\delta=120\text{мм}$, $\rho=1800\text{кг/м}^3$, $\lambda=0,87\text{ Вт/м}^2\cdot\text{С}$.
2. Теплоізоляційний шар - мінераловатна плита:

$\delta=140$ мм, $\rho=50$ кг/м³, $\lambda=0,05$ Вт/м²·С.

3. Внутрішній основний шар - силікатна цегла на цементно-піщаному розчині: $\delta=380$ мм, $\rho=1800$ кг/м³, $\lambda=0,87$ Вт/м²·С.

4. Оздоблення - цементно-піщана штукатурка: $\delta=20$ мм, $\lambda=0,81$ Вт/м²·С.

Для стін при різниці температур повітря більше 3°С необхідна відповідність умові [4]:

$$R_{\Sigma \text{ пр}} \geq R_{q \text{ min}},, \quad (1.1)$$

Місто Чугуїв - I температурна зона. Тут мінімально припустимий опір теплопередачі дорівнює $R_{q \text{ min}} = 4,0$ Вт/м²·С.

Опір теплопередачі зовнішньої несучої стіни $R_{\Sigma \text{ пр}}$ підраховується за методикою [4] по залежності (1.2).

$$R_{\Sigma \text{ пр}} = \frac{1}{\alpha_B} + R_{\kappa} + \frac{1}{\alpha_H} \quad (1.2)$$

де

$\alpha_B = 8,7$ Вт/м²·К - коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні конструкції, що захищає, який приймається за [3].

$\alpha_H = 23$ Вт/м²·К - коефіцієнт теплопередачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні конструкції, що захищає, який приймається за [3].

R_{κ} - термічний опір конструкції, що захищає, визначуваний по формулі:

$$R_{\kappa} = R_1 + R_2 + \dots + R_n + R_{B.II}. \quad (1.3)$$

R_1, R_2, R_n - термічні опори окремих шарів огорожувальної конструкції.

$$R_n = \frac{\delta_n}{\lambda_n} \quad (1.4)$$

δ – товщина шару (м).

λ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності шарів матеріалу стіни в залежності від матеріалу, його щільності і умов експлуатації.

Визначаю фактичний опір теплопередачі стіни.

Після визначення значень згідно (1.3) та (1.4), підставив у (1.2), отримав:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_n}$$

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,12}{0,87} + \frac{0,14}{0,06} + \frac{0,38}{0,87} + \frac{1}{23} = 0,12 + 0,14 + 2,8 + 0,44 + 0,04 = 4,14 \text{Вт/}$$
$$\text{м}^2 \cdot \text{С}$$

Перевірка умови (1.1):

$$4,14 \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт} \geq 4,0 \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Після визначення необхідних значень згідно з формулами (1.3) та (1.4), а потім підстановки їх у вираз (1.2), було отримано наступний результат:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{\alpha_6} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_n}$$

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,12}{0,87} + \frac{0,14}{0,06} + \frac{0,38}{0,87} + \frac{1}{23} = 0,12 + 0,14 + 2,8 + 0,44 + 0,04 =$$

$$4,14 \text{Вт/м}^2 \cdot \text{С}$$

Перевірка відповідності умові (1.1) демонструє:

$$4,14 \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт} \geq 4,0 \text{м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Таким чином, вимоги виконано.

Це означає, що розглянута стінова конструкція повністю відповідає діючим нормативним положенням.

РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Розрахунок підземної частини об'єкту

2.1.1 Описання конструкції

За конструктивною схемою будівля є безкаркасною спорудою, просторова жорсткість якої забезпечується поздовжніми несучими та поперечними самонесучими стінами. Стіни слугують опорами для настилання багатопустотних плит перекриття, а навантаження від них передається на фундаментні блоки-подушки, що розподіляють зусилля на пальову основу.

Пальове поле фундаменту виконується із буронабивних паль довжиною близько 7 м ($L = 7$ м) і діаметром 500 мм, улаштованих шляхом буріння свердловин із подальшим заповненням бетоном. Розрахунки проводимо згідно з нормативними документами [8, 9].

2.1.2 Геологічна будова і гідрогеологічні умови

Таблиця 2.1.1 Складові інженерно-геологічного розрізу та гідрогеологічні параметри товщі в районах буріння

Номер шару	Літологічний склад та інженерно-геологічні властивості ґрунту	Потужність шару за свердловинами, м			
		1	2	3	4
1	Техногенні утворення (масив штучно насипного ґрунту)	3,63	4,44	4,53	4,23
2	Пісок пилюватої фракції, брудно-сірий, пухкого складання. Характеризується низьким ступенем воловмісту (маловологий), містить лінзи й прошарки суглинкового та супіщаного матеріалу	0,9	0,6	0,3	0,3
3	Пісок пилюватий, колір змінюється від де де брудно-сірого до сіро-бурого, вологий. Показник щільності відповідає середнім значенням. Текстура неоднорідна через наявність супіщаних та чистих піщаних пластів	1,6	1,4	0,7	1,0
4	Дрібнозернистий пісок сірого забарвлення, середньої щільності, повністю водонасичений. По розрізу	0,5	1,8	2,1	1,1

	фіксуються вкраплення суглинків та супісків				
5	Щільний дрібнозернистий піщаний ґрунт із характерним зеленувато-сірим відтінком. Стан зволоження — водонасичений. Містить локальні прошарки пилюватих пісків та супіщані вкраплення	1,9	1,0	1,7	1,9
6	Середньозернистий водонасичений пісок сірого кольору. Показник щільності складання належить до категорії середніх. Структура містить прошарки дрібнішого піщаного матеріалу	2,1	2,3	2,2	2,5
7	Пісок середньої крупності, забарвлений у сірі та зелено-сірі тони. Характеризується високою щільністю залягання (щільний) та повним насиченням підземними водами	2,8	2,2	1,2	2,0
6	Середньозернистий водонасичений пісок сірого кольору. Показник щільності складання належить до категорії середніх. Структура містить прошарки дрібнішого піщаного матеріалу	1,5	1,3	1,9	1,5
8	Крупнозернистий піщаний ґрунт середнього ступеня щільності, повністю насичений водою	-	-	-	-
---	Горизонт залягання підземних вод (дзеркало ґрунтових вод)	123,9	123,75	124,99	124,2
---	Висотне положення устя виробок (абсолютна відмітка поверхні), м	129,73	129,99	129,92	129,83

2.1.3 Характеристики властивостей ґрунтів

Таблиця 2.1.2 Нормативні фізико-механічні параметри виділених інженерно-геологічних елементів (ІГЕ)

№ п/п	Найменування фізико-механічного показника	Символ	Одиниця виміру	Характеристика за інженерно-геологічними шарами								
					1	2	3	4	5	6	7	8
1	Об'ємна маса ґрунту (щільність)	ρ	т/м ³	1,67	1,54	1,669	1,942	2,032	2,001	2,040	1,98	
2	Щільність твердої фази	ρ_s	т/м ³	-	26,7	2,43	2,66	2,66	2,66	2,65	2,66	

	(мінеральної складової)										
3	Природний ступінь зволоження (вологість)	W	-	-	0,11	0,20	0,21	0,20	0,22	0,20	0,21
4	Верхня пластична межа (границя текучості)	W_l	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	Нижній поріг пластичності (границя розкочування)	W_p	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	Кут внутрішнього опору зсуву	φ	град.	-	28	28	30	36	36	38	40
7	Показник питомого структурного зчеплення	c	кПа	-	-	3	2	4	1	2	1
8	Модуль загальної лінійної деформації	E	МПа	-	-	15	23,7	37,7	34,6	41,5	37

2.1.4 Інженерно-геологічні умови площадки

1-й шар. Верхній ярус геологічного розрізу утворений насипним ґрунтом техногенного походження.

2-й шар. Другий шар представлений пілуватим піском із такими фізичними характеристиками:

Визначається коефіцієнт пористості:

$$\rho = 1,54 \text{ т/м}^3; \quad \rho_s = 2,67 \text{ т/м}^3; \quad W = 0,11;$$

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,67}{1,54} \cdot (1 + 0,11) - 1 = 0,9244;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,11 \cdot 2,67}{0,9244 \cdot 1} = 0,3177$$

де ρ_w — густина води.

Висновок: Шар ідентифіковано як пісок пилюватий, пухкий, маловологий.

3-й шар. Третій шар складається з пилюватого піску з наступними характеристиками:

$$\rho = 1.669 \text{ т/м}^3; \quad \rho_s = 2,63 \text{ т/м}^3; \quad W = 0,20;$$

Визначається коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,43}{1,669} \cdot (1 + 0,20) - 1 = 0,747;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,20 \cdot 2,43}{0,747 \cdot 1} = 0,65$$

де ρ_w — густина води.

Висновок: Шар класифіковано як пісок пилюватий, середньої щільності, вологий.

4-й шар. Четвертий горизонт складений дрібнозернистим піском:

$$\rho = 1.942 \text{ т/м}^3; \quad \rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3; \quad W = 0,21;$$

Коефіцієнт пористості становить:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{1,942} \cdot (1 + 0,21) - 1 = 0,657;$$

Ступінь вологості становить:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,21 \cdot 2,66}{0,657 \cdot 1} = 0,98$$

де ρ_w — величина густини води.

Висновок: Шар визначено як пісок дрібний, середньої щільності, водонасичений.

5-й шар. П'ятий шар утворений дрібним піском із наступними показниками:

$$\rho = 2.032 \text{ т/м}^3; \quad \rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3; \quad W = 0,20;$$

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{2,032} \cdot (1 + 0,20) - 1 = 0,57; \quad \text{-Коефіцієнт пористості:}$$

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0.20 \cdot 2,66}{0,57 \cdot 1} = 0,93 - \text{Ступінь вологості:}$$

де ρ_w – величина густини води

Висновок: Шар охарактеризовано як пісок дрібний, щільний, водонасичений.

6-й шар. Шостий шар представлений піском середньої крупності:

$$\rho = 2.001 \text{ т/м}^3; \rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3; W = 0,22;$$

Визначається коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{2.001} \cdot (1 + 0,22) - 1 = 0,623;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,22 \cdot 2,66}{0,623 \cdot 1} = 0,939$$

де ρ_w – густина води.

Висновок: Шар відноситься до категорії піску середньої крупності, середньої щільності, водонасиченого.

7-й шар. Сьомий шар також складений піском середньої крупності:

$$\rho = 2.04 \text{ т/м}^3; \rho_s = 2,65 \text{ т/м}^3; W = 0,20;$$

Визначається коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,65}{2.04} \cdot (1 + 0,2) - 1 = 0,558;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,20 \cdot 2,65}{0,558 \cdot 1} = 0,949$$

де ρ_w – густина води.

Висновок: Шар охарактеризовано як пісок середньої крупності, щільний, водонасичений.

8-й шар. Восьмий шар представлений крупним піском із такими розрахунковими параметрами:

$$\rho = 1.98 \text{ т/м}^3; \rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3; W = 0,21;$$

Визначається коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,66}{1.98} \cdot (1 + 0,21) - 1 = 0,626;$$

Ступінь вологості:

$$S_R = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,21 \cdot 2,66}{0,626 \cdot 1} = 0,892$$

де ρ_w – величини густина води.

Висновок: Шар встановлено як пісок крупний, середньої щільності, водонасичений.

2.1.5 Збір навантажень

Таблиця 2.1.3 Зведена відомість постійних та тимчасових навантажень на конструктивну схему споруди

№ п/п	Категорії та конструктивні характеристики складових елементів масиву	Нормативне значення, кН/м ²	γ_f	γ_n	Граничне розрахункове, кН/м ²
I	Зусилля від конструкції покриття (покрівельний піриг)				
1	Гідроізоляційний килим «Акваізол СБС-ПЕ-04»	0,005	1,3	0,95	0,0068
2	Покрівельна мембрана «Акваізол СХ 30»	0,0035	1,3	0,95	0,0048
3	Бітумний праймер (грунтовка) марки «Акваізол»	0,00045	1,3	0,95	0,0006
4	Вирівнювальний шар (цементно-піщана стяжка розчином М100)	0,45	1,3	0,95	0,6157
5	Теплоізоляційний засипний шар (керамзитовий гравій)	0,81	1,2	0,95	1,0231
6	Несуча залізобетонна плита покриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
II	Зусилля від конструкції підлоги технічного поверху				
7	Вирівнювальна цементно-піщана стяжка (марка М100)	0,45	1,3	0,95	0,6157
8	Мінераловатні теплоізоляційні плити «ISOVER»	0,095	1,2	0,95	0,12
9	Несуча плита перекриття (залізобетонна)	5,5	1,1	0,95	6,3684
III	Зусилля від конструкції підлоги типових поверхів (2-10 рівні)				
10	Покриття з лінолеуму на водостійкому мастичному складі	0,013	1,2	0,95	0,0164
11	Вирівнювальний прошарок із ЦП розчину М100	0,45	1,3	0,95	0,6157
12	Конструктивна залізобетонна плита міжповерхового перекриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
IV	Зусилля від конструкції підлоги першого поверху				

13	Лінолеумне покриття підлоги на вологостійкій мастиці	0,013	1,2	0,95	0,0164
14	Вирівнювальна стяжка (цементно-піщана, М100)	0,45	1,3	0,95	0,6157
15	Підстиляючий та теплоізолюючий шар із керамзитобетону	1,8	1,2	0,95	2,2736
16	Базова залізобетонна плита перекриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
V	Змінні (тимчасові) фактори навантаження				
17	Вага міжкімнатних перегородок (сумарно для 10 поверхів)	5	1,1	0,95	5,7894
18	Експлуатаційне (корисне) навантаження (сумарно для 10 поверхів)	20	1,2	0,95	25,2632
19	Зовнішнє кліматичне (снігове) навантаження	1,6	1,4	0,95	2,3578
	Загальний підсумок (Разом)	100,844			120,767

Для встановлення розрахункового навантаження на фундамент послідовно визначаються складові від окремих конструктивних елементів.

Навантаження від цегляних стін:

$$g_{\text{цег}} = \gamma_{\text{цег}} \cdot V = 18 \cdot (4,95 \cdot 0,510 + 10,69 \cdot 0,510) \cdot 33 \cdot 18 = 4568,34 \text{ кН}$$

Навантаження від фундаментних бетонних блоків:

$$g_{\text{ф.бл}} = \gamma_{\text{ф.бл}} V = 25 \cdot 24,72680 = 618,170 \text{ кН}$$

Сумарне навантаження на фундамент:

$$N = g_m A + g_{\text{цег}} + g_{\text{ф.бл}} = 120,767 \cdot 47,4636 + 4568,34 + 618,17 = 10918,55 \text{ кН}$$

2.1.6 Визначення розрахункового навантаження на палю

Несуча здатність буронабивної палі без розширення, що улаштовується з виїмкою ґрунту та подальшим бетонуванням у свердловині й сприймає стискальне навантаження, обчислюється відповідно до ДСТУ Б В.2.1-27:2010 «Основи та фундаменти споруд. Палі» за формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i),$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі, $\gamma_c = 1$;

$\gamma_{cR} = 1$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа (тс/м²);

$A = 0,19625A \text{ м}^2$ – площа обпирання палі; для буронабивних паль без розширення дорівнює площі поперечного перерізу стовбура;

$u = 1,570 \text{ м}$ – периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

$\gamma_{cf} = 0,6$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні, що визначається залежно від способу буріння та умов бетонування;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту по бічній поверхні стовбура, кПа (тс/м²);

h_i – потужність i -го шару ґрунту, м.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R визначається за формулою:

$$R = 0,75 \cdot \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma'_I \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \bar{\gamma}_I \cdot h);$$

де $\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що встановлюються залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту під нижнім кінцем палі відповідно до чинних норм;

γ'_I – розрахункове значення питомої ваги ґрунту в основі палі, кН/м³; для водонасичених ґрунтів враховується зважувальна дія води;

γ_I – середнє (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів вище нижнього кінця палі, кН/м³; для водонасичених ґрунтів також враховується зважувальна дія води;

d – діаметр буронабивної палі, м;

h – глибина закладення нижнього кінця палі від рівня планування, м.

Рзрахункові параметри формули:

$$\alpha_1 = 89,65; \alpha_2 = 156; \alpha_3 = 0,7650; \alpha_4 = 0,235; d = 0,50 \text{ м}; h = 6,750 \text{ м}$$

$$\gamma'_I = 20,01 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_I = \text{кН/м}^3$$

$$R = \text{кН/м}^3$$

Таблиця 2.1.4 Вихідні дані для визначення несучої здатності палі

№ шару	$z_i, \text{м}$	$h_i, \text{м}$	$f_i, \text{кПа}$	γ_{cf}
1	0,9250	0,950	35,0	0,60
2	1,70	0,60	21	0,60
3	2,70	1,40	25	0,60
4	4,30	1,80	38	0,60
5	5,70	1,00	42	0,60
6	6,70	1,00	60	0,60

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 2671,92 \cdot 0,19625 + 1,57 \cdot 0,6(35 \cdot 0,95 + 0,6 \cdot 21 + 1,4 \cdot 25 + 1,8 \cdot 38 + 1 \cdot 42 + 1 \cdot 60)) = 761,042 \text{кН}$$

2.1.7 Проектування пального куща

Потрібна кількість палів визначається з умови сприйняття повздовжньої розрахункової сили:

$$n = \frac{N_d \cdot 1,4}{F_d} = \frac{1,2 \cdot N \cdot 1,4}{761,042} = \frac{1,2 \cdot 10918,55 \cdot 1,4}{761,042} = 23,9 \approx 24 \text{шт}$$

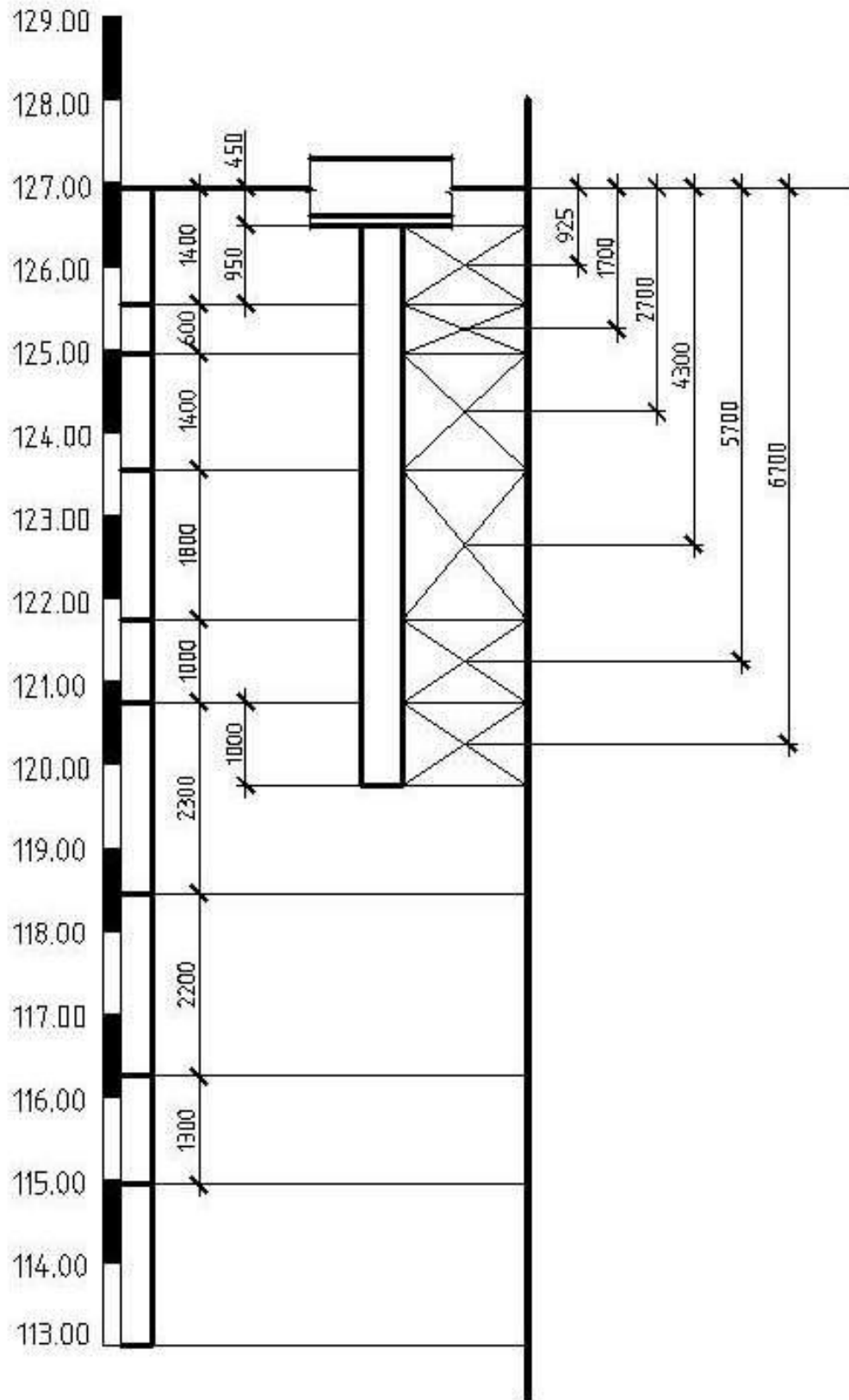
$$N_d = 1,2 \cdot N = 1,2 \cdot 10918,55 = 13102,26 \text{кН}$$

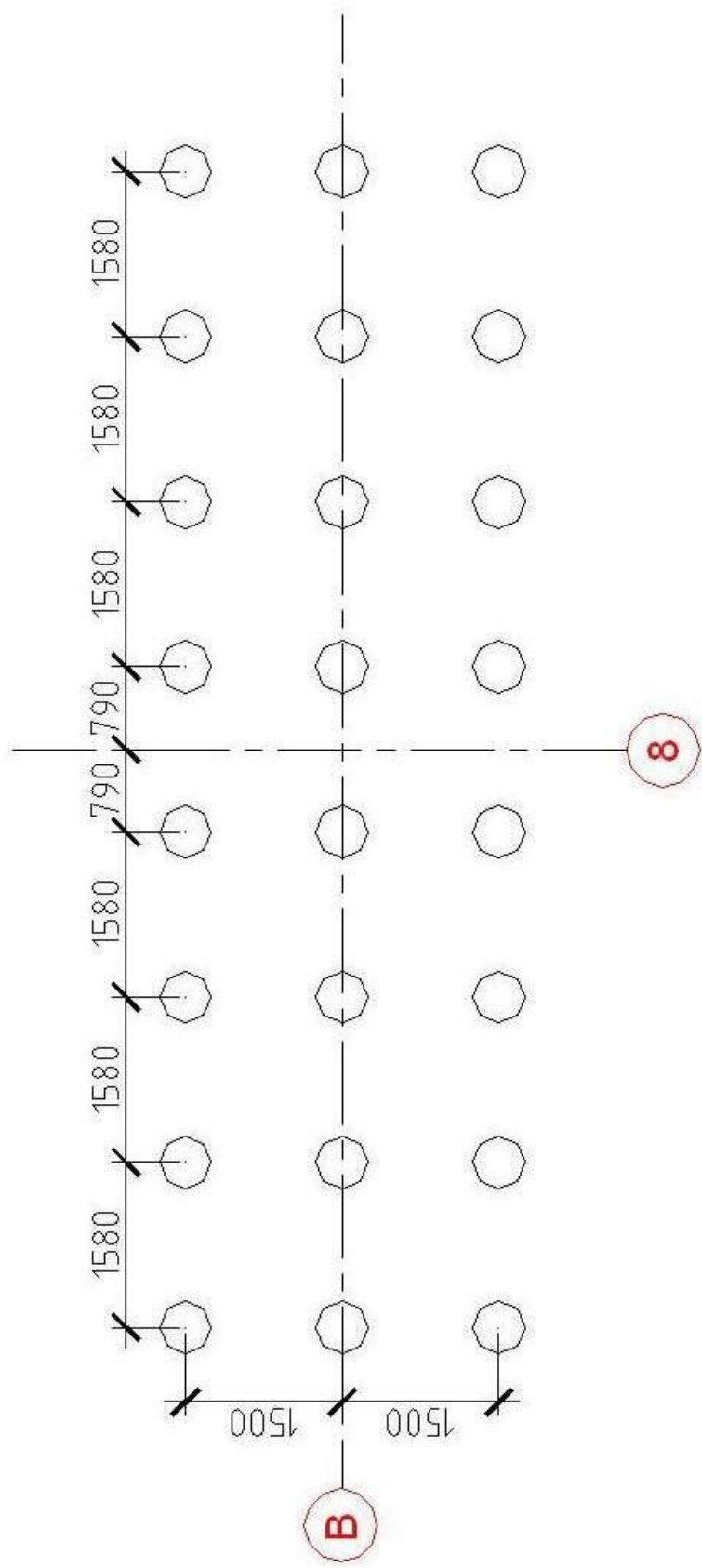
$$N_{\max} = \frac{N_d + 1,25 \cdot G_p \cdot 1,1}{n} = \frac{13102,26 + 1,25 \cdot 1,1 \cdot 929,775}{24} = 599,196 \text{кН} \leq 761,042 \text{кН}$$

Виконується умова .

Висновок:

Виконана перевірка пального фундаменту за деформаціями підтвердила відповідність конструкції розтертку, прийнятих типів і геометричних параметрів палів нормативним вимогам щодо несучої здатності основи та граничних деформацій.





2.1.8 Перевірка пальового фундаменту за деформаціями

Розрахунок пальового фундаменту за деформаціями виконується для умовного фундаменту, межі якого визначаються геометрією пальового куща. Середній тиск під подошвою умовного фундаменту перевіряється з умовою неперевикнення розрахункового опору ґрунту основи R .

$$\phi_{np} = \frac{\sum \phi_i h_i}{\sum h_i}$$

$$\phi_{np} = \frac{28 \cdot (0.60 + 1.40) + 30 \cdot 1.80 + 36 \cdot 2}{0.60 + 1.40 + 1.80 + 2} = \frac{182}{5.750} = 31.380$$

Сумарне вертикальне навантаження на рівні подошви умовного фундаменту складається з навантаження від споруди, власної ваги паль, розтверку та ґрунту в межах умовного фундаменту:

$$b_y = B + 2Htg \frac{\phi_{np}}{4} + d_n = 11,20 + 2 * 6,750 * tg \frac{31,380}{4} + 0,50 = 13,560(м);$$

$$l_y = L + 2Htg \frac{\phi_{np}}{4} + d_n = 3 + 2 * 6,75 * tg \frac{31,380}{4} + 0,5 = 5,360(м);$$

$$A_y = b_y * l_y = 13,560 * 5,360 = 67,3216(м^2);$$

$$P_{cp} = \frac{(N_d + G_1 + G_2 + G_3)}{A_y};$$

де:

$$\text{вага всіх паль кН: } G_1 = 25 * 6.750 * 0.19625 * 24 = 795.8125$$

$$\text{вага розтверку кН: } G_2 = 12.65 * 4.2 * 0.7 * 25 = 929.775$$

$$\text{вага ґрунту вище кінця палі кН: } G_3 = \gamma_{cp} * A_y * d = 19.17 * 67.3216 * 7.20 = 10031.81$$

$$\gamma_{cp} = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i}$$

$$= \frac{(16.7 \cdot 1.4 + 15.4 \cdot 0.6 + 16.69 \cdot 1.4 + 19.42 \cdot 1.8 + 20.32 \cdot 1 + 20.01 \cdot 1)}{(1.4 + 0.6 + 1.4 + 1.8 + 1 + 1)}$$

$$= 19.170 \text{кН/м}^3$$

$$P_{cp} = \frac{(13102.26 + 795.8125 + 929.775 + 10031.81)}{67.3216} = 369.267 \text{кПа}$$

$$M_\gamma = 1.24; M_q = 5.95; M_c = 8.24; \gamma_{c1} = 1.4; \gamma_{c2} = 1.3; k = 1;$$

$$K_z = \frac{z_0}{B_y} + 0.2 = \frac{8}{13.56} + 0.2 = 0.79,$$

$$C = 1(\kappa \Pi a), d = 7.2 \text{ м}$$

$$R = \frac{(\gamma_{c1} + \gamma_{c2})}{k} (M_\gamma K_z b_y \gamma_{II} + M_q d \gamma_{II} + M_c C_{II})$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,3}{1} (1,24 * 0,79 * 1356 * 20,01 + 5,95 * 7.2 \cdot 19.17 + 8,24 \cdot 1)$$

$$= 1993.415 \text{ кН/м}^2$$

$$P_{пол} = 369.267 \text{ кН/м}^2 < R = 1993.415 \text{ кН/м}^2$$

Висновок:

Перевірка пальового фундаменту за другою групою граничних станів показала, що середній тиск під подошвою умовного фундаменту не перевищує розрахункового опору ґрунту основи. Прийняті конструктивні параметри пальового ростверку та паль повністю відповідають нормативним вимогам щодо несучої здатності та деформативності основи.

2.2 Розрахунок надземної частини об'єкту. Збірне перекриття.

2.2.1 Вихідні дані

Об'єкт будівництва розміщений у місті Чугуїв. Конструктивна схема перекриттів передбачає застосування збірного залізобетонного настилу із багатопустотних плит.

2.2.2 Компонування збірного перекриття

Перекриття формується з панелей серії 1ПК — кругло-пустотних плит висотою 220 мм з пустотами діаметром $\varnothing 159$ мм. Конструктивне рішення передбачає безпосереднє опирання багатопустотних плит на несучі стіни, без проміжних прогонів. Ступінь раціональності прийнятого компонування визначає загальну економічність перекриття в цілому.

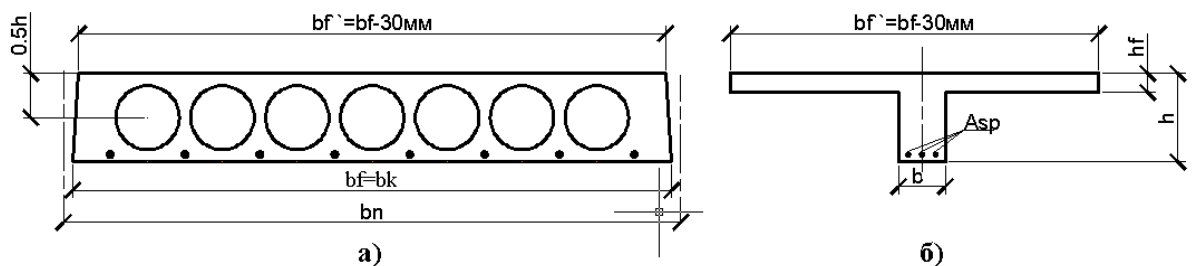


Рисунок 2.2.1 Поперечні перерізи плити: а) фактичний; б) розрахунковий.

2.2.3 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за I-ю групою граничних станів

Плита перекриття має номінальну ширину 1,5 м та конструктивні габарити $7180 \times 1490 \times 220$ мм. Виріб містить 7 наскрізних пустот і виготовляється методом електротермічного натягування арматури на упори. Бетон – важкий, клас С16/20, зі такими розрахунковими характеристиками [11, 12]:

- розрахунковий опір на стиск: $f_{cd} = 11,5$ МПа;
- коефіцієнт повноти прямокутної частини білінійної епюри: $k = 0,82$;
- коефіцієнт положення центра ваги епюри: $\beta = 0,457$;

- коефіцієнт повноти білінійної епюри напружень: $\omega_c = 0,91$;
- модуль пружності бетону: $E_c = 27\,000$ МПа;
- $\varepsilon_{c3,cd} = 0,58$ ‰; $\varepsilon_{cu3,cd} = 3,23$ ‰.

Поздовжня арматура — клас А600С з такими характеристиками:

- характеристичний опір розтягу: $f_{pk} = 630$ МПа;
- характеристична умовна межа текучості: $f_{p0,1k} = 575$ МПа;
- модуль пружності: $E_p = 190\,000$ МПа;
- граничні відносні деформації: $\varepsilon_{uk} = 0,02$.

Розрахунковий опір арматури на розтяг:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{575}{1,2} = 479,170 \text{ МПа} \quad (2.2.1)$$

де γ_s — коефіцієнт надійності арматури.

Збір навантажень та визначення зусиль

Плита розглядається як однопрогінна вільнообперта балка. Розрахунковий проліт встановлюється як відстань між осями опорних ділянок. При глибині обпирання 120 мм і загальній довжині виробу 7180 мм розрахунковий проліт дорівнює:

$$l_0 = 718,00 - 120,0 = 7060 \text{ мм} = 7,06 \text{ м} \quad (2.2.2)$$

Зібрані навантаження в розрахунковому та нормативному вираженнях [9, 10]:

- повне розрахункове навантаження: $q_{ed}; (g + v) = q = 11,3 \text{ кПа}$;
- повне нормативне навантаження: $q_n; (g^n + v^n) = q^n = 9,7 \text{ кПа}$;
- постійне та тривале навантаження: $q_1; (g_{ld}^n + v_{ld}^n) = q_{ld}^n = 8,7 \text{ кПа}$
- короткочасне навантаження: $q_{s.}; v_{cd}^n = 1,0 \text{ кПа}$

Навантаження, зведені до одного погонного метра довжини плити:

- розрахункове погонне: $q_{ed,1}; q = q \cdot b_n = 11,3 \cdot 1,5 = 16,95 \text{ кПа}$

- повне нормативне погонне: $q_{n,1}$; $q = q \cdot b_n = 9,7 \cdot 1,5 = 14,55 \text{ кПа}$
- постійне та тривале погонне: $q_{1,1}$; $q = q \cdot b_n = 8,7 \cdot 1,5 = 13,05 \text{ кПа}$
- короткочасне погонне: $q_{s,1}$; $q = q \cdot b_n = 1 \cdot 1,5 = 1,5 \text{ кПа}$

Визначення розрахункових зусиль

Згинальний момент у прольоті визначається за формулою:

$$M_{ed} = q \cdot b \cdot l_0^2 / 8 \quad (2.2.3)$$

де q — інтенсивність навантаження, кН/м^2 ;

b — номінальна ширина плити, м;

l_0 — розрахунковий проліт, м.

Поперечна сила на опорі:

$$V = (q \cdot b \cdot l_0) / 2 \quad (2.2.4)$$

Розрахункові значення зусиль:

– згинальний момент від повного розрахункового навантаження (2.2.3):

$$M_{ed} = 16,95 \cdot 7,06^2 / 8 = 72,76 \text{ кНм};$$

– поперечна сила від повного розрахункового навантаження (2.2.4):

$$V_{ed} = 16,95 \cdot 7,06 / 2 = 49,660 \text{ кН};$$

– згинальний момент від повного нормативного навантаження (2.2.3):

$$M_n = 14,55 \cdot 7,06^2 / 8 = 62,450 \text{ кНм};$$

– поперечна сила від повного нормативного навантаження (2.2.4):

$$V_n = 14,55 \cdot 7,06 / 2 = 42,63 \text{ кН};$$

– згинальний момент від довготривалого навантаження (2.2.3):

$$M_1 = 13,05 \cdot 7,06^2 / 8 = 56,02 \text{ кНм};$$

– поперечна сила від довготривалого навантаження (2.2.4):

$$V_1 = 13,05 \cdot 7,06 / 2 = 38,240 \text{ кН}.$$

Розрахунок міцності нормальних перерізів

Поперечний переріз багатопустотної плити приводиться до таврового з висотою $h = 220$ мм. Розрахункова схема наведена на рис. 2.2.3.

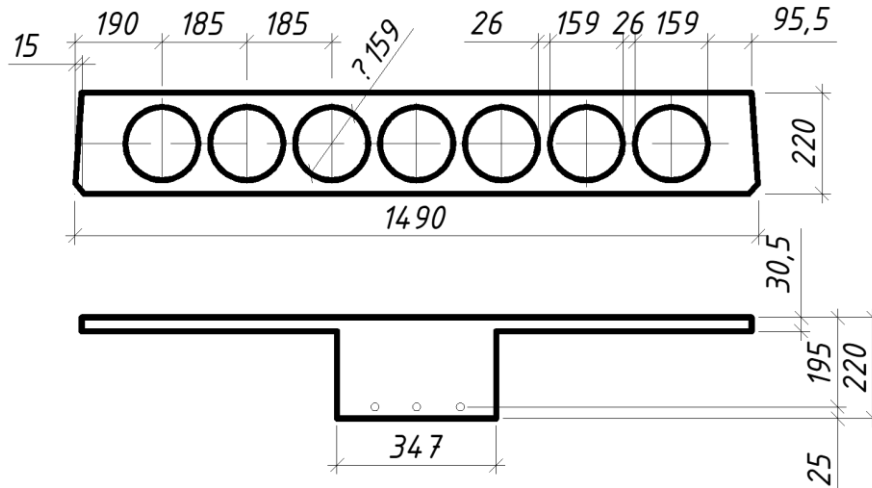


Рисунок 2.2.3 Розрахунковий переріз плити.

Ширина стиснутої полиці з урахуванням підрізаних:

$$b_{\text{eff}} = 1460 \text{ мм.}$$

Ширина ребра (сума товщин усіх ребер) приведенного перерізу:

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

де 7 — кількість пустот;

159 мм — діаметр пустоти.

Товщина стиснутої полиці:

$$h_f = (h - 159) / 2 = (220 - 159) / 2 = 30.5 \text{ мм} \quad (2.2.6)$$

Робоча висота перерізу при захисному шарі $a = 25,0$ мм:

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

Момент, що сприймається стиснутою полицею (момент полиці):

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

де α_{mf} — відносний момент стиснутої полиці:

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

де ξ_f — відносна висота стиснутої зони за умови, що нейтральна вісь розташована по нижній грані полиці:

$$\xi_f = h_f' / d = 30,5 / 195 = 0,1560 \quad (2.2.10)$$

Несуча здатність полиці:

$$M_{Rdf} = 0,132 \cdot 11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2 = 84.270 \text{ кНм}$$

Порівняння з розрахунковим моментом:

$$M_{Rdf} = 84.270 \text{ кНм} \geq M_{ed} = 72,76 \text{ кНм.}$$

Нейтральна вісь перебуває в межах полиці, тому подальший підбір арматури виконується як для прямокутного перерізу шириною $b = 1460$ мм.

Визначення зони деформування. Граничні значення відносної висоти стиснутої зони:

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

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

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3,23}{3,23 + 18} = 0,1520 \quad (2.2.13)$$

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

де ε_{so} — відносна деформація арматури при досягненні розрахункового опору:

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{479,170}{190000} = 2,5\text{‰} \quad (2.2.15)$$

Оскільки $\xi_b = 0,152 < \xi_f = 0,156 < \xi_{lim} = 0,564$, переріз функціонує в зоні деформування 2.

Відносний момент від зовнішнього навантаження:

$$\alpha_m = \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{72,76 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2} = 0,110 \quad (2.2.16)$$

Відносне плече внутрішньої пари сил:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2\beta \cdot \alpha_m}{1+k}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2 \cdot 0,457 \cdot 0,11}{1+0,82}} = 0,940 \quad (2.2.17)$$

Плече внутрішньої пари сил:

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

Необхідна площа розтягнутої арматури:

$$A_{st} = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \cdot z_c} = (72,76 \cdot 10^6) / (479,17 \cdot 182,5) = 832,03 \text{ мм}^2 \quad (2.2.19)$$

Перевірка. Висота стиснутої зони бетону:

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

Відносна деформація розтягнутої арматури:

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

За результатами розрахунку приймається армування: 6Ø10 A600C ($A_{st} = 905 \text{ мм}^2$) [14].

2.2.4 Розрахунок міцності похилих перерізів

Поперечна арматура класу A240C:

– $f_{yk} = 240,0 \text{ МПа}$;

– $f_{ywd} = 170,0 \text{ МПа}$.

Кількість поперечних стержнів у складі каркасу: $n = 4$.

Поперечна сила, що сприймається бетонним перерізом без поперечного армування:

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

де $\gamma_c = 1,3$.

Коефіцієнт розміру елемента:

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

приймається $k = 2$

Коефіцієнт поздовжнього армування:

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{905}{347 \cdot 195} = 0.0130 \quad (2.2.24)$$

Площа поперечного перерізу бетону ребра:

$$A_c = b_w \cdot h = 347 \cdot 220 = 76\,340 \text{ мм}^2 \quad (2.2.25)$$

Мінімальна поперечна сила:

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

Середнє нормальне напруження від стиснення попередньою силою:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 11,5 = 2,3 \text{ МПа} \quad (2.2.27)$$

де N_{ed} — розрахункове значення осової сили в поперечному перерізі від зовнішніх впливів або попереднього напруження ($N_{ed} > 0$ при стиску).

Максимально допустима початкова сила попереднього напруження:

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

де A_p — площа перерізу попередньо напруженої арматури;

$\sigma_{p,max}$ — максимальне напруження, що приймається як менше з двох значень:

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

$$\sigma_{p,max} = 0,9 f_{p01k} = 0,9 \cdot 575 = 517,50 \text{ МПа}; \quad (2.2.30)$$

Прийнято: $\sigma_{p,max} = 504 \text{ МПа}$.

$$P_{max} = N_{ed} = 504 \cdot 905 = 456\,120 \text{ Н} = 456,12 \text{ кН} \quad (2.2.31)$$

За формулою (2.2.27):

$$\sigma_{cp} = 456\,120 / 76\,340 = 5,97 > 0,2 \cdot f_{cd} = 2,3 \rightarrow \text{приймається } \sigma_{cp} = 2,3 \text{ МПа}.$$

Поперечна сила, що сприймається бетонним перерізом (2.2.22):

$$V_{Rd,c} = [0,18/1,3 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 15)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,3] \cdot 347 \cdot 195 = 50\,435 \text{ Н} = 50,435 \text{ кН} \quad (2.2.32)$$

Мінімальне значення поперечної сили від бетону:

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 15^{\frac{1}{2}} = 0,39 \text{ МПа} \quad (2.2.33)$$

Мінімальна поперечна сила за формулою (2.2.26):

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

Перевірка умови:

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

Висновок: розрахункова поперечна сила від зовнішнього навантаження не перевищує несучої здатності бетонного перерізу без поперечного армування — встановлення спеціальної поперечної арматури не потребується.

2.2.5 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничними станами другої групи

Геометричні характеристики перерізу плити

Для початку визначаються коефіцієнти приведення арматури до бетону — окремо для нижньої напруженої та верхньої стиснутої арматури відповідно:

$$\alpha_{sp} = E_p / E_{cm} = 190000 / 27000 = 7.037;$$

$$\alpha_{sc} = E_{sc} / E_{cm} = 170000 / 27000 = 6.296.$$

Верхня стиснута арматура складається з 8 стержнів діаметром 3 мм класу Вр-I із кроком 200 мм – 8 Ø 3 Вр-I, сумарна площа яких дорівнює мм².

Вихідні геометричні параметри перерізу та характеристики армування зведено нижче:

$$b_{eff} = 1460 \text{ мм};$$

$$b_{ef} = 1490 \text{ мм};$$

$$b_w = 450 \text{ мм};$$

$$h_{eff} = 41.16 \text{ мм};$$

$$h_{ef} = 41.16 \text{ мм};$$

$$a_{sc} = c_1 = 20 \text{ мм};$$

$$a_{sp} = c_p = 28 \text{ мм};$$

$$A_{sc} = 100.5 \text{ мм}^2;$$

$$A_{sp} = 452 \text{ мм}^2.$$

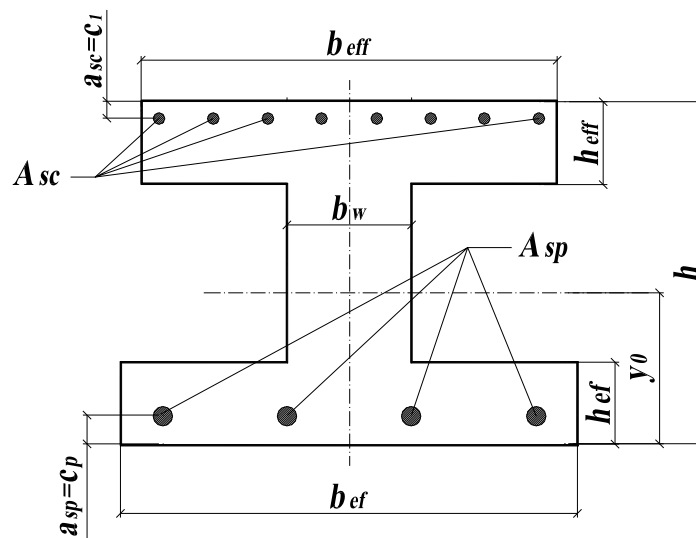


Рисунок 2.2.4 Розрахунковий переріз плити

1. Площа поперечного перерізу бетону:

$$\begin{aligned} A_c &= b_{eff} h_{eff} + b_w (h - 2h_{eff}) + b_{ef} h_{ef} = \\ &= 1460,0 \cdot 41.16 + 450(220 - 2 \cdot 41,160) + 1490 \cdot 41,160 = 183378,0 \text{ мм}^2; \end{aligned}$$

Площа приведенного перерізу:

$$\begin{aligned} A_{red} &= A_c + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_{sc} A_{sc} = 183378,0 + 7,0369 \cdot 452 + 6.296 \cdot 100,5 = \\ &= 187192 \text{ мм}^2 \end{aligned}$$

2. Статичний момент бетонного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$\begin{aligned} S_c &= b_{eff} h_{eff} (h - 0.5h_{eff}) + b_w (h - 2h_{eff}) \cdot 0.5h + b_{ef} h_{ef} \cdot 0.5h_{ef} = \\ &= 1460 \cdot 41,160 (220 - 0,50 \cdot 41,159) + 450(220 - 2 \cdot 41,159) \cdot 0,50 \cdot 220 + \\ &+ 1490 \cdot 41,159 \cdot 0,50 \cdot 41,160 = 20061164 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

Статичний момент приведеного перерізу відносно нижньої розтягнутої грані:

$$\begin{aligned}
 S_{red} &= S_c + \alpha_{sp} A_{sp} c_p + \alpha_{sc} A_{sc} (h - c_1) = \\
 &= 20061164 + 7,0369 \cdot 452,0 \cdot 28 + 6,2959 \cdot 100,5 \cdot (220 - 20) = \\
 &= 20276774 \text{ мм}^3
 \end{aligned}$$

3. Визначення відстаней від центру ваги бетонного та приведеного перерізів до:

- розтягнутої нижньої грані;
- осей напруженої арматури;
- осей стиснутої арматури.

$$y_{0,c} = \frac{S_c}{A_c} = \frac{20061164,0}{183378,0} = 109,40 \text{ мм};$$

$$y_{0,red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{20276774}{187192} = 108,29 \text{ мм};$$

$$y_{sp} = y_{0,red} - c_p = 108,30 - 28 = 80,3 \text{ мм};$$

$$y_{sc} = h - c_1 - y_{0,red} = 220 - 20 - 108,30 = 91,7 \text{ мм}.$$

4. Момент інерції бетонного перерізу:

$$\begin{aligned}
 I_c &= \sum (I_{ci} + A_{ci} y_{ci}^2) = \frac{b_{ef} h_{ef}^3}{12} + b_{ef} h_{ef} (y_{0,c} - 0,5 h_{ef})^2 + \frac{b_{eff} h_{eff}^3}{12} + \\
 &+ b_{eff} h_{eff} (h - y_{0,c} - 0,5 h_{eff})^2 + \frac{b_w (h - 2 h_{ef})^3}{12} + \\
 &+ b_w (h - 2 h_{ef}) (y_{0,c} - 0,5 h)^2 = \\
 &= \frac{1490 \cdot 41,1596^3}{12} + 1490 \cdot 41,159 \times (109,4 - 0,50 \cdot 41,159)^2 + \\
 &+ \frac{1460 \cdot 41,159^3}{12} + 1460 \cdot 41,159 (220 - 109,40 - 0,50 \cdot 41,159)^2 \\
 &+ \frac{450,0 (220 - 2 \cdot 41,159)^3}{12} + \\
 &+ 450 (220 - 2 \cdot 41,159) (109,39 - 0,5 \cdot 220)^2 = \\
 &= 1085827023 \text{ мм}^4.
 \end{aligned}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_{ef}h_{ef}^3}{12} + b_{ef}h_{ef}(y_{0,red} - 0.5h_{ef})^2 + \frac{b_{eff}h_{eff}^3}{12} + b_{eff}h_{eff}(h - y_{0,red} \\ &\quad - 0.5h_{eff})^2 + \\ &\quad + \frac{b_w(h - 2h_{ef})^3}{12} + b_w(h - 2h_{ef})(y_{0,red} - 0.5h)^2 + \\ &\quad + \alpha_{sp}A_{sp}(y_{0,red} - c_p)^2 + \alpha_{sc}A_{sc}(h - y_{0,red} - c_1)^2 = \\ &= \frac{1490 \cdot 41.159^3}{12} + 1490 \cdot 41.159 \times (108,3 - 0,5 \cdot 41.159)^2 + \\ &\quad + \frac{1460 \cdot 41.16^3}{12} + 1459 \cdot 41.159(220 - 108.30 - 0.50 \cdot 41.159)^2 + \\ &\quad + \frac{450(220 - 2 \cdot 41.159)^3}{12} + 450(220 - 2 \cdot 41.159)(108,3 - 0.50 \cdot 220)^2 + \\ &\quad 7.037 \cdot 452(108.3 - 28)^2 + \\ &\quad + 6.296 \cdot 100.5(220 - 108.3 - 20)^2 = 1111878358 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

5. Моменти опору приведенного перерізу:

$$\text{– відносно нижньої грані } W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_{0,red}} = \frac{1111878358}{108.3} = 10266652 \text{ мм}^3;$$

$$\text{– відносно верхньої грані } W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{h - y_{0,red}} = \frac{1111878358}{220 - 108.3} = 9954148 \text{ мм}^3.$$

Попереднє напруження і втрати напружень у напруженій арматурі

Граничне значення попереднього напруження арматури при натягуванні обирається як менше з двох нормативних умов:

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

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

Напруження, що передаються на конструкцію після урахування першої (миттєвої) групи втрат, не повинні перевищувати меншого з двох значень:

$$\sigma_{pm0}(x) = 0,750 \cdot f_{pk} \text{ або } \sigma_{pm0}(x) = 0,850 \cdot f_{p0,1k}.$$

$$\sigma_{pm0}(x) = \min\{0,750 \cdot 630; 0,850 \cdot 575\} = \min\{472,5; 488,75\} = 472,5 \text{ МПа.}$$

У всіх випадках, незалежно від класу арматури, встановлюється двостороннє обмеження на напруження при натягуванні:

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

тобто:

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

До розрахунків приймається напруження при натягуванні арматури МПа.

Миттєві втрати попереднього напруження

Розглянемо складові миттєвих втрат попереднього напруження.

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

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

2. Втрати від теплової обробки збірних залізобетонних плит визначаються як:

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

Де A_{sp} – площа поперечного перерізу напруженої арматури, мм²;

E_p – модуль пружності напруженої арматури, МПа;

$\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ – коефіцієнт лінійного температурного розширення (п. 3.1.2.4 ДБН В.2.6 - 98) [11];;

$\Delta t = T_{max} - T_0$ – різниця між максимальною і початковою температурами бетону в зоні напруженої арматури; за відсутності точних даних допускається приймати = 65 °С.

При електротермічному натягу арматури у поєднанні з пропарюванням, коли форма з упорами нагрівається одночасно з виробом, температурний перепад між арматурою та упорами відсутній. Отже:

$$\Delta t = T_{max} - T_0 = 65 \text{ } ^\circ\text{C}$$

3. Втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм (упорів), що виникають при неодноразовому натягуванні арматури на форму, при електротермічному способі не враховуються. Відповідно:

$$\Delta P_{\theta} = 0$$

4. Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону враховуються залежно від деформації бетону з урахуванням послідовності натягування стержнів. $\Delta P_4 = 0$

5. Зазначені втрати можуть прийматися як усереднені для кожного стержня арматури:

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

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

де:

$\Delta \sigma_c(t)$ – приріст напруження у центрі ваги арматури в момент часу t ;

$j = (n-1)/2n$, де (n) – кількість послідовно натягнутих однакових пучків.

Для спрощення приймається (якщо зміни зумовлені постійними діями, прикладеними після попереднього напруження, $= 0,5$; при $= 1$);

$E_{cm}(t)$ – змінний модуль пружності бетону з урахуванням його зростання в часі:

$$E_{cm}(t) = (f_{cm}(t) / f_{cm})^{0.3} E_{cm},$$

де $E_{cm}(t)$ і $f_{cm}(t)$ – значення у віці (t) діб, а f_{cm} і E_{cm} – значення у віці 28 діб.

Зусилля попереднього напруження з урахуванням миттєвих втрат

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

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

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

де $z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109.4 - 28 = 81.4$ мм.

Сила попереднього напруження

У будь-який момент часу (t) і на заданій відстані від напруженого кінця арматури (x_t) середня сила попереднього напруження ($P_{m,t}(x)$) визначається як максимальна сила P_{\max} , прикладена до напруженого кінця, зменшена на величину миттєвих та часозалежних втрат. Абсолютна величина ($P_{m,t}(x)$) охоплює весь їх сукупний вплив.

Початкова сила попереднього напруження $P_{m,0}(x)$ — та, що діє на бетон безпосередньо після натягу та анкерування (або передачі на упори) — отримується відніманням миттєвих втрат від зусилля натягу (P_{\max}). Ця сила не повинна перевищувати нормативних граничних значень.

$$P_{m,0}(x) = A_{sp} \sigma_{pm0}(x) = 452 \cdot 472.5 = 213570 \text{ Н},$$

$$\text{де } \sigma_{pm0}(x) = \min\{0,750 \cdot 630,0; 0,850 \cdot 575,0\} = \min(472,5; 488,75) = 472.5 \text{ МПа}.$$

Зусилля попереднього напруження, що діє безпосередньо після передачі попереднього обтиску на конструкцію з урахуванням миттєвих втрат, не повинно перевищувати значення ($P_{m,0}(x)$):

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0} z_{cp} y_{0,red}}{I_{red}} = \\ &= \left(\frac{201725}{187192} + \frac{201725 \cdot 81,4 \cdot 108,3}{1111878358} \right) = 2,680 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

умова виконується.

Обмеження напружень у бетоні

Максимальні стискальні напруження у бетоні в момент обтиску:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t) = 0,60 \cdot 15 = 9,0 \text{ МПа}.$$

Напруження стиску у бетоні конструкції, що виникають від спільної дії сили попереднього напруження та навантажень, прикладених у процесі натягування або при передачі попереднього напруження, обмежуються значенням:

де

$f_{ck}(t)$ - характеристичний опір стиску бетону в момент часу (t), що відповідає прикладенню сили попереднього напруження.

Оскільки $\sigma_c = 2.68 \text{ МПа} < 9.0 \text{ МПа}$, умова виконується.

Для конструктивних елементів з арматурою, натягнутою на упори, напруження в момент передачі попереднього напруження допускається підвищувати до $0,7f_{ck}(t)$, якщо випробуваннями або досвідом практичного застосування підтверджено відсутність поздовжніх тріщин.

У разі, коли напруження стиску від попереднього напруження арматури перевищують $0,45f_{ck}(t) = 0,45 \cdot 15,0 = 6.75 \text{ МПа}$, повзучість бетону слід неодмінно враховувати як нелінійний ефект.

Далі виконується перевірка напружень у верхніх (розтягнутих) фібрах перерізу плити в момент передачі попереднього обтиску на бетон:

$$\begin{aligned}\sigma_{c(1)} &= \left(-\frac{P_{m,0}}{A_{red}} + \frac{P_{m,0}z_{cp}}{W_{red}^{sup} \frac{201725}{187192} \frac{201725 \cdot 81.4}{9954148}} \right) \\ &= 0,572 \text{ МПа} < f_{ctm} = 1,90 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Розрахункове армування верхньої зони плити не вимагається; вона армується конструктивно — 8 стержнями 8Ø3 Вр-I.

Клас бетону в зоні розміщення попередньо напруженої арматури без анкерних пристроїв повинен задовольняти таким вимогам:

– для арматури класів А600, А800, Вр1400, Вр1500 – клас бетону не нижче С16/20;

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

Передаточна міцність бетону (f_{cp}), що контролюється аналогічно класу на стиск в момент обтиску, повинна бути не нижче C12/15 і становити не менше 50 % від прийнятого класу.

Залежні від часу втрати попереднього напруження

Середнє значення сили попереднього напруження $P_{m,t}(x)$ у момент часу встановлюється залежно від методу натягування арматури. Крім миттєвих, обов'язково враховуються залежні від часу втрати $\Delta P_{c+s+r}(x)$, що зумовлені:

- повзучістю та усадкою бетону;
- тривалою релаксацією напруженої сталі.

Сумарні втрати визначаються виразом: $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$

Спрощений метод розрахунку часозалежних втрат на відстані x при постійних навантаженнях:

$$\Delta P_{c+s+r}(x) = A_{sp} \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_{sp} \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0.8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_{sp}}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]} =$$

$$= 452 \frac{(0.00032769 \cdot 190000,0 + 0.8 \cdot 48.20 + \frac{190000}{27000} \cdot 3.0 \cdot 4.04)}{1 + \frac{190000 \cdot 452}{27000 \cdot 183378} \left(1 + \frac{183378}{1085827023} 81.40^2 \right) [1 + 0.8 \cdot 3.0]} = 74776$$

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

ε_{cs} – розрахункова деформація усадки бетону відповідно до п. 3.1.3.8 ДСТУ (абсолютна величина);

E_p – модуль пружності напруженої арматури;

E_{cm} – середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ – абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані в момент часу , спричинена релаксацією напруженої арматури; визначається при

напруженнях $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, де $\sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ де початкові напруження від попереднього напруження, постійних та квазіпостійних впливів.

Для точного встановлення часозалежних втрат використовуються такі параметри: $\phi(\infty, t_0) = 3,00$

$\varphi(t, t_0)$ – коефіцієнт повзучості у момент часу t при прикладанні навантаження. Якщо тривалість навантаження становить 100 діб і більше, для розрахунків допускається застосовувати граничний коефіцієнт повзучості для бетону класу C16/20; він визначається при відносній вологості навколишнього середовища 40–75 % згідно з таблицею 3.1 ДСТУ;

$\sigma_{c,QP}$ – напруження у бетоні в зоні безпосереднього розташування арматури, що виникають від власної ваги конструкції, попереднього напруження та інших квазіпостійних впливів; залежно від аналізованої стадії роботи конструкції може відображати часткову дію власної ваги $\sigma_p = \sigma(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ й початкового обтиску або повне їх поєднання:

$$\sigma_{c,QP} = \frac{M_{Ed,l} z_{cp}}{I_c} + \frac{P_{m,0}}{A_c} + \frac{P_{m,0} z_{cp}^2}{I_c}; \quad \sigma_{c,QP} = \left(\frac{22.80 \cdot 10^6 \cdot 81.40}{1085827023} + \frac{201725}{183378} + \frac{201725 \cdot 81.40^2}{1085827023} \right) = 4.04 \text{ МПа};$$

$$\text{де } M_{Ed,l} = \frac{q_l l_0^2}{8} = \frac{8.4 \cdot 4.660^2}{8} = 22.80 \text{ кНм} = 22.80 \cdot 10^6 \text{ Нмм};$$

$$\text{де } q_l = 8.4 \text{ кНм} = 22,80 \text{ Нмм};$$

$q_l = 8.4 \text{ кН/м}$ – навантаження від власної ваги (постійне та тривале);

A_{sp} – площа всієї напруженої арматури на відстані ;

A_c – площа перерізу бетону;

I_c – момент інерції перерізу бетону;

$z_{cp} = y_{0,c} - c_p = 109.40 - 28 = 81.40 \text{ мм}$ – відстань між центром ваги перерізу бетону й віссю напруженої арматури.

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

Загальна деформація усадки визначається як:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 0.0003169 + 10.810 \cdot 10^{-6} = 0.00032769 \text{ де}$$

$\varepsilon_{cd}(t)$ – деформація усадки при висиханні (абсолютна величина);

$\varepsilon_{ca}(t)$ – деформація внутрішньої усадки (абсолютна величина).

Кінцеве значення деформації усадки при висиханні:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_n \varepsilon_{cd,0} = 0.99 \cdot 0.00052 = 0.000515 \text{ де } \text{‰} = 0,00052$$

$\varepsilon_{cd,0} = 0.52 \text{ ‰} = 0.00052$ – прийнято за таблицею 2.2 для бетону C16/20 при відносній вологості 60 % (очікуване середнє значення, коефіцієнт варіації ~30 %);

k_n – масштабний коефіцієнт, що залежить від умовного розміру (мм) перерізу, згідно з табл. 2.2.2.

Таблиця 2.2.1 Номінальні значення усадки при висиханні (‰) для бетону нормального твердіння на цементі згідно з ДСТУ Б В.2.7-46

Відносна вологість, %

fck/fctm, МПа	20	40	60	80	90	100
16/20	0,68	0,60	0,52	0,33	0,18	0,00
32/40	0,54	0,51	0,43	0,27	0,14	0,00
50/60	0,43	0,42	0,34	0,22	0,12	0,00

Умовний розмір поперечного перерізу:

$$h_0 = 2A_c/u = 2 \times 183378 / 3390 = 108.2 \text{ мм}$$

де $u = 1490 + 1460 + 2 \times 220 = 3390 \text{ мм}$ де мм – периметр частини перерізу, що піддається висиханню;

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

Відповідно, значення (за пропорцією із табл. 2.2.2):

Таблиця 2.2.2 Масштабний коефіцієнт β_{ds}

h0	$\beta_{ds}(t, t_s)$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Розвиток деформації усадки при висиханні описується залежністю:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s)\varepsilon_{cd}(\infty) = 0.6153 \times 0.000515 = 0.0003169,$$

$$\text{де } \beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04\sqrt{h_0^3}} = \frac{(100-28)}{(100-28)+0,04\sqrt{108.2^3}} = 0.61530$$

де ;

t – вік бетону, діб, у розглянутий момент часу (для діб);

t_s – вік бетону, діб, на момент початку усадки при висиханні (або набухання) (для діб); як правило, відповідає завершенню технологічного догляду.

Деформація внутрішньої (автогенної) усадки (абсолютне значення):

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{es}(t)\varepsilon_{ca}(\infty) = 0.8646 \times 12.5 \times 10^{-6} = 10.81 \times 10^{-6},$$

$$\text{де } \varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5(f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = 2.5(15 - 10) \times 10^{-6} = 12.5 \times 10^{-6};$$

$$\beta(t) = 1 - \exp(1 - 0.2t^{0.5}) = 1 - \exp(-0.2 \times 100^{0.5}) = 1 - \exp(-2) = 0.8646;$$

$$t = 100 - \text{час, діб.}$$

Відповідно до чинного Єврокоду, напружена арматура класифікується за ознакою релаксації на три класи:

- Клас 1: дріт або канат зі звичайною релаксацією;
- Клас 2: дріт або канат із зниженою релаксацією;
- Клас 3: гарячекатані або термічно оброблені стрижні.

Нормативні значення ρ_{1000} :

- 8 % для Класу 1;
- 2,5 % для Класу 2;
- 4 % для Класу 3.

Зазначені значення можуть бути уточнені з сертифіката арматури.
Величина відносних втрат від релаксації визначається за виразом:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 * \rho_{1000} x e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \times 10^{-5}$$

Для Класу 3:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 * 4 * e^{8 \cdot 0.75} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-0.75)} * 10^{-5} = 0.102 \text{де} \quad - \quad \text{абсолютне}$$

значення втрат від релаксації попереднього напруження;

$\sigma_{pi} \Delta\sigma_{pr}$ – при натяганні на упори: абсолютна величина початкових попередніх напружень, $\sigma_{pi} = \sigma_{pm0}(x) = 472.5 \text{ МПа}$;

t – час після натягування, год (500 000 год, тобто близько 57 років);

$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$, де $f_{pk} = 630 \text{ МПа}$ – характеристична міцність на розтяг напруженої арматури: .

Тоді:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot 0.102 = 472.5 \cdot 0.102 = 48.2 \text{ МПа.}$$

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

$$P_{m,t}(x) = P_{m0} - \Delta P_{c+s+r} = 201.73 - 74.78 = 126.95 \text{ кН}$$

Визначена сила повинна задовольняти двом умовам:

$$P_{m,t}(x) = 126.95 \text{ кН} \leq 0.65 f_{pk} A_{sp} = 0.65 * 630 * 452 \cdot 10^{-3} = 185.1 \text{ кН};$$

$$P_{m,t}(x) = 126.95 \text{ кН} \leq P_{m0}(x) - 100 A_{sp} = 201.73 - 100 * 452 * 10^{-3} = 156.53 \text{ кН.}$$

Обидві умови виконуються.

Напруження у попередньо напруженій арматурі з урахуванням усіх видів втрат:

$$\sigma_{sp} = \frac{P_{m,t}(x)}{A_{sp}} = 126950 : 452 = 280.90 \text{ МПа.}$$

Відносні деформації арматури встановлюються відповідно до напружень і діаграми стану арматури. При МПа МПа:

коли $0 \leq \sigma_{sp} = 280.9 \text{ МПа} < f_{pd0} = 479.17 \text{ МПа}$:

$$\varepsilon_{sp} = \sigma_{sp} / E_p = 280.9 / 190000 = 0.00148 = 1.48 \text{‰}.$$

Розрахунок за деформаціями

Граничне відношення проліт/висота визначається за такими формулами.

При $\rho > \rho_0$:

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

При $\rho < \rho_0$:

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

де l/d – граничне відношення проліт/висота;

$k = 1$ – коефіцієнт, що враховує тип конструктивної системи;

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

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

$$\rho = A_{s2} / (b \cdot d) = 905 / (1500 \cdot 195) = 0,00310 \text{ см}^2.$$

Оскільки $\rho = 0,0031 \text{ см}^2 < \rho_0 = 0,0039 \text{ см}^2$, граничне відношення проліт/висота визначається за другою формулою:

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

Отримане значення коригується множником $310/\sigma_s$:

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

Фактичне відношення проліт/висота:

$$l/d = 5980/195 = 30,67 > 14,5.$$

Оскільки фактичне відношення проліт/висота перевищує граничне нормативне, перевірку прогину необхідно виконати розрахунковим методом.

Прогин визначається за моментом 72,760 кНм. Кривизна в перерізі, встановлена деформаційним методом при розрахунках за II групою граничних станів для зазначеного рівня навантаження, становить 0,0049:

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

Порівнюємо з граничним значенням прогину:

$$f = 0,018 \text{ м} < f_u = \frac{1}{150} l = \frac{1}{150} * 5,98 = 0,040 \text{ м м.}$$

Перевірка виконана — прогин не перевищує граничнодопустимого значення.

РОЗДІЛ 3 ТЕХНОЛОГІЧНІ РІШЕННЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1 Підготовчі роботи

Підготування будівельного виробництва організують як єдину систему зв'язаної методики організації, технології і планової економіки [18, 19]:. Вона включає такі етапи:

Організаційне та технічне підготування;

Підготування до будівництва;

Підготування організації, яка здійснює будівництво;

Підготування до монтажних операцій.

Відповідно діючим положеннями про підрядні контракти в будівництві України здійснюється загальна організаційно-технічна підготовка.

Підготування до монтажних операцій:

Цей етап включає:

1. Розроблення ПВР - проекту виконання робіт.
2. Прийом і закріплення на майданчику геодезичних знаків для всіх частин будинку і типів робіт.
3. Розроблення та виконання дій по організації праці, оснащення будівельників техкартами і вказівками.
4. Забезпечення бригад засобами її механізації, інструментами, приборами з контролю, огороженнями та інш. Склад і кількість визначається за ПВР.
5. Облаштування площадок і стендів для зборки конструкцій.
6. Забезпечення необхідного резерву будівельних конструкцій, матеріалів і виробів, в залежності від інтенсивності робіт.
- 7.

3.2 Схеми та методи технології і організації будівництва

Основною задачею організації будівельного процесу є складання плану робіт для отримання великих показників виробництва. Саме цього досягають використанням потокового методу виробництва робіт.

Потоковий метод забезпечує плановий і поетапний випуск будівельної продукції. Досягають цього за рахунок безперервному і рівномірному процесу труда колективів незмінного складу.

Ці колективи повинні бути забезпечені всіма необхідними матеріально-технічними ресурсами своєчасно та комплексно.

Умови сприятливі досягненню високих виробничих показників забезпечує потоковий метод.

Втілення потокового методу виробництва в будівництві означає:

1. Визначення робіт, процесів і об'єктів, схожих або за об'ємно-планувальним і конструктивним рішенням, або за технологією зведення. Також важливо розчленувати процес виробництва на окремі роботи, які будуть практично рівними і кратними за трудомісткістю;

2. Встановлення послідовності робіт та з'єднання пов'язаних між собою робіт в загальний процес. Важлива їх синхронізація, яка досягається неперервністю будівельного виробництва;

3. Закріплення певних робіт за окремими бригадами зі встановленням черги включання в потік необхідних об'єктів і досягнень бригад в ході виконання робіт на окремих ділянках;

4. Врахування забезпеченості виконання робіт і узгодженістю між тривалістю виконання окремих видів робіт і числом машин і бригад при розрахунку основних параметрів потоку;

5. Врахування дотримання запланованого ритму будівництва при розрахунку послідовності переходу провідних машин і робочих бригад з об'єкту на об'єкт.

Для кожної групи подібних будівель визначають технологічну черговість робіт і визначають розміри захваток. При розділі будинку на захватки врахувати необхідно наступне:

- розмір захватки. (Його встановлюють виходячи з планувальних і конструктивних рішень будівлі і напрямку руху основних процесів);

- захватакою вважають поверх, секці, конструктивний об'єм по вісям, рядам, відміткам;
- межа захватки може співпасти з елементами будинку .

Цей метод в організації будівельного виробництва сприяє значному підвищенню ефективності та забезпечує прогрес работ.

3.3 Технологія будівельно-монтажних робіт

Земляні роботи

Грунт розробляють з використанням одноковшового екскаватора КиТ-26 (об'єм ковша $V_{\text{ков}} = 1,25 \text{ м}^3$).

Винятий ґрунт вивозиться на відвал автосамоскидами. Недобір ґрунту допускається до 150 мм.

Залишений після механізованої розробки ґрунт, доопрацьовують в ручну.

Котлован повинен мати зумпфи для збору та подальшого відкачування води. Це виконується для запобігання скупченню води після злив.

Зворотна засипка та ущільнення ґрунту

Зворотною засипку ґрунту здійснює бульдозер. Пошарове ущільнення ґрунту виконують за допомогою пневмо-трамбовок.

Зведення паль

В проєкті прийнята конструкція буронабивних паль.

Установку BAUER MBG-24 обрано для влаштування паль.

Грунт розробляють без обсадних труб, але з захистом глиняним розчином. Винятий ґрунт переміщують на автосамоскиди. Для цього застосовують екскаватор "Ковровец" КиТ-26. Далі ґрунті транспортується до відвалу.

Буріння свердловин для паль здійснюється в наступній послідовності: Свердловини бурять та бетонують через одну. До пропущених свердловин повертаються після затвердіння бетонної суміші у вже встановлених палях (зазвичай через добу).

Для армування паль використовують в'язані арматурні каркаси. Вони виготовляються безпосередньо на майданчику. Каркаси спускають до

свердловини стропами довжиною 2 м, закріпленими до монтажних петель. Здійснюється цей процес лебедочною установкою BAUER MBG-24.

До свердловини подають бетонну суміш бетонолитною трубою з подальшим ущільненням глибинними вібраторами.

Зведення монолітних залізобетонних ростверків

Зводяться монолітні залізобетонні ростверки по захваткам.

Підготовку для ростверку виконують у вигляді з шару бетону С8/10, товщина шару - 100 мм. Підготовка бетонується авто-бетоно-насосом СБ-126Б. Рівень низу труби має бути не вище 1 м від поверхні, що бетонується.

В цьому процесі застосовують уніфіковану металеву щитову опалубку, яка має інвентарне кріплення. Робоча сторона опалубки обробляється емульсійною сумішшю.

Арматурні каркаси та окремі стрижні подаються за допомогою самохідного крана КС-4572. Просторовий каркас з'єднуються в'язанням дротом.

Після завершення всіх опалубних та арматурних робіт починають бетонувати захватку.

Бетон подають бетононасосом СБ-126Б. Ущільнюється бетон глибинним вібратором з гнучким валом.

Зведення фундаментних блоків

Відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» [18] здійснюють монтаж блоків по ділянкам та ярусам.

До початку монтажних робіт виконують наступні дії:

1. Облаштувати кран нульового циклу.
2. Осі фундаментів розбивають та прив'язують до місцевості.
3. Розташувати в зоні монтажу необхідні елементи та монтажне оснащення.
4. Забезпечити під'їзні дороги та складські майданчики.

Кількість конструкцій в запасі має бути розрахована що найменше на три робочі зміни. Матеріали складують у відповідності до технологічної

послідовності монтажу. Склад матеріалів має бути розташований у межах досяжності стріли крана. Конструкції підвалу монтуються краном КС-4572.

Блоки стін підвалів влаштовують з дотриманням перев'язки. Низ рядових блоків має орієнтуватися по обрізу блоків першого ряду, а верх – по розбивній осі. Шви між блоками повністю заповнюються розчином та розшивають з обох боків.

Кладка стін

Кладка виконується з риштуванням. Якщо висота поверху менша за 5,0 м, риштування застосовується для кладки наступних поверхів.

Стіни нижніх поверхів армуються. Армування виконують сіткою 50х50 мм (з дроту Ø5мм класу Вр-І). Перегородки з цегли мають товщину 120 мм, вони армуються через кожні 4 ряди. Армування за допомогою сітки з дроту Ø5мм Вр-1 (чарунка 50х50 мм). Поють матеріали для кладки стін баштовим краном КБ-100.3А-1.

Стіни і перегородки зводять на захватці паралельно з монтажем плит перекриття.

Товщину швів кладки встановлюють 12 мм для горизонтальних швів і 10 мм для вертикальних.

Обов'язкова інструментальна перевірка горизонтальності та відміток верху кладки, незалежно від проміжних перевірок горизонтальності її рядів, проводиться після завершення кладки одного поверху.

Застосовуються піддони, контейнери або спеціальні вантажозахватні пристрої для переміщення і подачі цегли на робочі місця вантажопідйомними кранами.

Кладка після переміщення засобів риштування повинна мати рівень не менше ніж на 0,7 м вище рівня перекриття або робочого настилу.

Кладку стін наступного поверху без монтажу несучих конструкцій міжповерхового перекриття, а також площадок і маршів сходових клітин заборонено.

Плити перекриття

Перекриття у вигляді багатопустотних збірних плит монтують на кладку стін. Плита вкладається на шар розчину М200, товщина цього шару - 10 мм.

Між плитами шви ретельно очищають від сміття та заповнюють розчином М200.

Для пропуску комунікацій пробивають отвори з габаритом до 150 мм. Отвори утворюються свердлінням тільки в межах пустоти без руйнування ребра.

Отвори в торцях плит на стінах закривають бетоном класу С12/15 на глибину 250 мм.

Монтажні роботи

Монтажні роботи виконують на захватках потоковим методом. Це забезпечує можливість поєднати у часу різноманітні процеси монтажу та інші роботи. Для процесів вище відмітки «0.000» залучено баштовий кран КБ-100.3А-1.

Безпека на робочих місцях

Виконання інших робіт і перебування осіб на захватках, де йдуть монтажні роботи, не припускається.

У випадку, коли люди перебувають в одній секції на ярусах, над якими здійснюється монтаж, установка або тимчасове кріплення збірних елементів або обладнання, роботи забороняються

Люди не можуть знаходитись на конструкційних елементах та обладнанні у час їх підйому або будь-якого переміщення.

На перервах в роботі не можна тримати підняті конструктивні елементи і обладнання в положенні «висіння».

Кріплення конструкцій

Вже в проектному положенні конструктивні елементи потрібно надійно закріпити для забезпечення їх стійкості і геометричної незмінності.

Звільнення від стропів конструкцій та обладнання дозволено тільки після їх надійного кріплення.

Виконання монтажу на висоті при швидкості вітру 15 м/с і більше заборонено. При ожеледі, грозі або тумані заборонено монтажні роботи.

Заборонено Перебування робітників під час монтажу під конструкціями та обладнанням до їх встановлення та кріплення.

Необхідні монтажникам монтажні площадки, сходи та інші прилади влаштовують та закріплюють на конструкціях до їх підйому.

Сходові марші і площадки будівель, підйомників здійснюють одночасно з монтажем конструкцій. Одразу ж встановлюють огороження сходів.

Покриття

Покриття влаштовують з рулонних матеріалів. Роботи ведуть відповідно до розроблених заходів щодо протипожежного захисту й контролю за виконанням пожежної безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт. Вони також мають відповідати ДСТУ Б В.2.7-236:2010 «Будівельні матеріали. Мастики на основі бітуму покрівельні та ізоляційні гарячі. Технічні умови»

Виконують покрівельні роботи спеціалізовані бригади під технічним контролем.

Покрівельні роботи не допускається виконувати при температурі зовнішнього повітря більше -20°C , якщо відсутні снігопад і ожеледь.

До ізоляційних робіт повинні бути виконані монтажні роботи на цих ділянках, завершено заповнення швів між з плитами.

Контакт покрівельних матеріалів з розчинами, нафтою, маслами, жирами заборонено.

При тривалому впливі температури нижче 15°C перед застосуванням матеріалів їх витримують протягом 4-х годин при температурі $15^{\circ}\text{C} - 25^{\circ}\text{C}$.

Цементно-піщана стяжка виконується з розчину М100. В ній робляться температуро-усадочні шви 6-10 мм. Вони розділяють стяжку на 6 – метрові ділянки. Розчин стяжки повинен бути твердим (осаду конуса не більше 30 мм).

Перехідні бортики розташовують під кутом 45° з висотою не менш 100 мм із цементно-піщаного розчину. Стіни тут оштукатурюють розчином М50.

Стяжку грунтують сумішшю з бітуму. Основа під покрівлю повинна бути сухою і знепиленою.

Опорядження.

Комплекс опорядження будівлі також здійснюється потоковим методом. Він розділений на окремі цикли. Цикли мають технологічний зв'язок та поєднані у часу з сантехнічними та електро-монтажними роботами. Захватки при цьому д розбиваються на ще менші.

Майданчик повинен мати під'їзди для транспортування оздоблювальних матеріалів, інвентарю, механізмів та обладнати, а також приміщення для їхнього закритого зберігання.

Подача розчину здійснюється штукатурною станцією «Салют» за допомогою форсунок УНІЛ-3.

Фарбування виконуються електрофарбопультотом З-22.

Використовують інвентарні пересувні столики.

3.4. Підбір кранів

На вибір крану впливають такі фактори:

- Монтажна маса (Q_M);
- Монтажна висота (H_M);
- Монтажний виліт стріли (L_M).

Обираємо найважчий елемент, який треба підіймати краном. В нашому випадку - це багатопустотна плита перекриття.

Дані для розрахунку монтажноі маси:

вага плити: 2950 кг, вага стропу: 220кг

Монтажну маса:

$$Q_{max} = Q_{бет} + Q_{стр}$$

де $Q_{ел}$ – маса елементів для підйому; $Q_{стр}$ – маса стропувальних пристосувань

$$Q_{max} = 2,95 + 0,22 = 3,17 \text{ т.}$$

Монтажну висоту визначають при переміщенні плити перекриття зі складу до покриття.

Висота підйому гаку.

$$H_{\max} = h_{\text{оп}} + h_{\text{стр}} + h_{\text{ел}} + h_{\text{зап}}$$

$h_{\text{оп}} = 33.6$ м – висота опори, на яку подається чи монтується конструкція.

$h_{\text{стр}} = 1.7$ – висота чотирьохгілкового стропу.

$h_{\text{ел}} = 0.22$ висота елемента, що подається краном.

$h_{\text{зап}} = 0,5$ – це величина запасу.

$$H_{\max} = 33,6 + 1,7 + 0,22 + 0,5 = 36,02 \text{ м}$$

Виліт стріли виявляють вважаючи подачу матеріалів до найбільш віддаленої стіни.

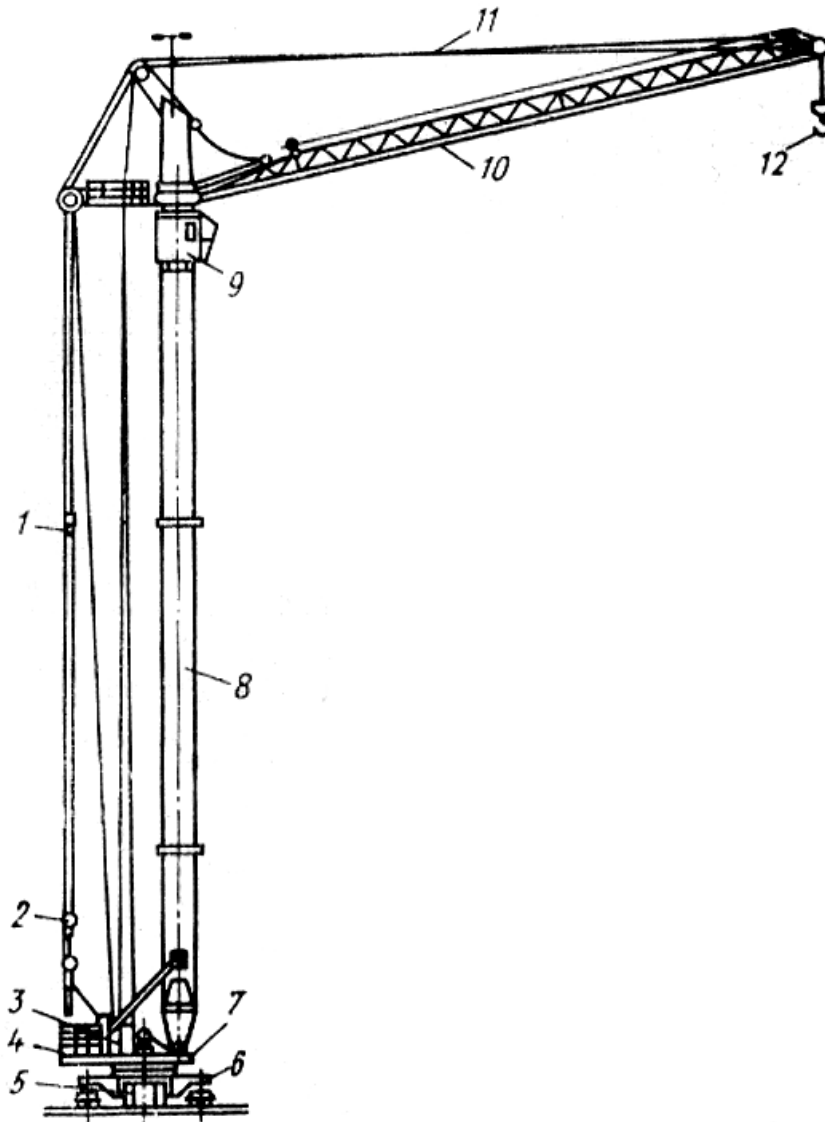
$$R_1 = A + B = 6.28 + 16.2 = 22.48 \text{ м.}$$

де A – відстань від найближчої координатної осі будівлі до осі проходки крана до.

B – відстань між осями будівлі.

За показниками, які визначено, прийнято баштовий кран КБ-100.3А-1

Найменування характеристики, одиниці виміру	кількість
Найбільший вантажний момент, т·м	100
Виліт, м: найбільший	25
при найбільшій вантажопідйомності	12,5
Вантажопідйомність, т: при найбільшому вильоті	4
найбільша	8
Висота підйому гака при найбільшому вильоті, м	40
Глибина опускання вантажу нижче головки рейки, м	
Швидкості, м/хв: підйому найбільшого вантажу при дворазовому / чотирьоразовому запасуванню каната	30/15
підйому вантажу масою до 2 т при дворазовому запасуванню каната	45
підйому вантажу масою до 4 т при чотирьоразовому запасуванні каната	22,5
зміни вильоту	15
пересування крана	28
Частота обертання, про/хв	0,7
Колія X база, м	4,5 X 4,5
Задній габарит, м	3,6
Тип підкранової рейки	P50
Розрахункове навантаження від колеса на рейку, кН	175
Установлена потужність електродвигунів, кВт	78,3
Маса конструктивна, т	34
Маса загальна із противагою й баластом, т	87,4



Баштовий кран КБ-100.3А-1 включає наступні компоненти:

Раму (6) з флюгерами та ходовими візками,

Поворотну платформу (7) з вантажною та стріловою лебідками, вона механізм повороту, 2 електрошафи керування і противагу.

Вежу (8), яка включає розпірку, підкоси, блоки та монтажну стійку.

Стрілу (10) з блоками і обмежувачем висоти підйому гаку.

Відтягнення (11) стріли.

Кабіну машиніста (9).

Верхню (1) і нижню (2) обойми.

Гакову підвіску (12).

Електричне устаткування (3).

Противаги (4) та баласта (5).

3.5 Технологічна на карта виконання кам'яної кладки

Робочі креслення на блок-секцію, проєкт виконання робіт (ПВР) та дана технологічної карти – керівні документи для здійснення кладки стін і перегородок..

Кладка виконується в такій послідовності:

Розмічають місця розташування стін, дверей, вікон за допомогою рейок.

Потім натягують причальний шнур.

Далі здійснюють вкладання зовнішньої версти з цегли.

Після зовнішньої вкладають внутрішню версту та забутовку.

Збірні залізобетонні перемички та окремі арматурні стрижні вкладають над дверними та віконними прорізами. Після цього виконують перевірку правильності кладки.

Кладку стін ведуть з рівня перекриття східчастим способом. На початку викладається зовнішня верста в 2–3 ряди. Далі в конструкцію стіни вкладаються внутрішня верста і забутовка. Кладку доводять до позначки 1250–1300 мм над рівнем перекриття. Далі кладка стіни ведеться з риштувань, які розміщені на перекритті.

Під час перерв у кладці матеріали та вироби захищають від атмосферних опадів.

Кладку внутрішніх несучих стін і перегородок виконують в наступній послідовності:

- розмічають місця влаштування стін і перегородок, дверних прорізів;
- встановлюють рейки;
- натягують причального шнур;
- подають та розкладають складові стіни;
- розстилають й розрівнюють розчин;
- вкладають цеглини в конструкцію внутрішньої стіни або перегородки;
- перевіряють правильність кладки;
- вкладають перемички над дверними прорізами по мірі кладки.

Причалку натягують у кожному ряді кладки. В місцях перетинання несучих стін, стін і перегородок кладка ведеться одночасно. Кладка виконується у вигляді похилої або вертикальної штраби при вимушених перервах. Ведеться кладка в пустошовку, тобто немає заповнення розчином лицьової поверхні перегородки на глибину 15 мм.

Не менш двох разів на ярусі кладки (0,5...0,6 м) перевіряється вертикальність граней і кутів кладки, горизонтальність її рядів. Усунення виявлених відхилень здійснюють у процесі зведення ярусу.

Подають краном збірні залізобетонні перемички над віконними й дверними прорізами на підготовлену постіль з розчину. Ретельно перевіряється точність їхньої установки по вертикальним відміткам, горизонтальність і розмір площі обпирання.

- Підрахунок затрат праці

№ п/п	Найменування технологічного процесу	Обґрунтування	Одиниці виміру	Кільк.	Норма часу		На об'єм робіт				Склад ланки
					л.- год.	м.- год.	л.-год.	м.- год.	л.-дн.	м.- дн.	
1	Прийм розчину	Е4-1-48	м3	136,05	0,112		14,965		1,870		Бетон. 2р-1
2	Розвантаж. цегли	Е1-9	1 пак. (650 шт.)	363,01	0,280	0,140	101,60	50,83	12,711	6,350	Машиніст 5 р-1 Такелажник 2 р-2
3	Подача цегли	Е1-7	1000 шт.	236,02	0,34	0,171	81,62	40,83	10,201	5,102	
4	Подача розчину баштовими кранами	Е1-7	м3	136,0	0,31	0,15	42,713	21,36	5,314	2,617	
5	Розвантаження перемичок	Е1-15	100 шт.	2,830	8,0	6,30	22,644	17,83	2,830	2,223	Машиніст: 6 р-1
6	Розвантаження плити перекриття	Е1-15	100 шт.	1,270	8,0	6,30	10,160	8,00	1,217	1,010	Монтажник: 2 р-2
7	Кладка стіни 640 мм	Е3-3	м3	326,6	2,9		947,170		118,41		Муляр: 4р-1
	Кладка стіни 510 мм			244,2	2,81		683,861		85,480		3р-1 2р-1
	Кладка стіни 380 мм			28,6	3,21		91,590		11,455		Машиніст:
8	Монтаж перемичи	Е3-16	1 пр.	67,0	0,452	0,150	30,150	10,05	3,770	1,206	5р-1

9	Монтаж елементів сходових клітинок	E4-1-10	шт.	6,0	2,21	0,5	13,2	3,310	1,605	0,441	Машиніст: 6р-1
10	Монтаж плити перекриття	E4-1-7	шт.	127,0	0,702	0,128	91,434	22,8	11,403	2,816	Монтажник: 4р-2 3р-1 2р-1
11	Влаштування монолітної ділянки	E4-1-31	м3	6,2	1,50		9,3		1,2		Бетоняр: 4р-1 2р-1
12	Кладка стіни 250 мм	E3-3	м3	50,2	3,71		185,6		23,25		Муляр: 4р-1
13	Кладка перегородки	E3-12	м2	374,9	0,67		247,5		30,95		2р-1
14	Установка риштування	E3-20	10 м3	64,962	1,270	0,4	82,5	25,324	10,301	3,1	Машиніст: 4р-1 Тесля
15	Розбирання риштування	E3-20	10 м3	64,916	1,3	0,4	82,5	25,304	10,3	3,2	4р-1 2р-2

- Контроль якості кам'яної кладки

Контрольовані операції	Вимоги й допуски	Способи й засоби контролю	Хто й коли контролює	Хто залучається до контролю
1	2	3	4	5
<u>1.Кладка несучих стін і перегородок</u>				
1.1.Відхилення поверхні стін і кутів від вертикалі	10мм	Вимірювальний. Через 0,5...0,6 м по висоті Схил	Майстер у процесі й після кладки.	
1.2.Відхилення по ширині віконних і дверних прорізів	+15мм	Вимірювальний по ходу виконання робіт Рулетка, метр	Майстер у процесі кладки	
1.3. Нерівності на вертикальній поверхні кладки	5мм	Вимірювальний.2-х метрова рейка	Майстер у процесі кладки	
1.4.Відхилення окремих рядів кладки від горизонталі	15мм	Вимірювальний. Рівень, сталевий метр	Майстер у процесі кладки	
1.5.Товщина горизонтальних швів	12мм	Вимірювальний. Сталевий метр	Майстер у процесі кладки	
1.6.Відхилення по ширині простінків	- 15мм	Вимірювальний. Рулетка	Майстер у процесі кладки	
1.7.Зсув від планового положення розбивочних осей	10мм	Вимірювальний. Рулетка	Виконроб	

1.8.Перев'язка вертикальних швів газобетонних блоків торцевих стін	S блоку	Вимірювальний. Сталевий метр	Майстер у процесі кладки	
1.9.Відхилення висотних оцінок низу віконних і дверних прорізів	+10мм	Вимірювальний. Нівелір, рейка, рівень	Виконроб	Геодезист
<u>2.Пристрій перемичок над прорізами</u>				
2.1 Відхилення висотних оцінок низу опорних поверхонь перемичок	-10мм	Вимірювальний. Сталевий метр	Майстер у процесі робіт	
2.2..Відхилення від горизонталі покладених перемичок	10мм	Вимірювальний. Сталевий метр	Майстер у процесі робіт	
2.2 Відхилення від симетричності (половина різниці глибини обпирання кінців перемичок)	6мм	Вимірювальний. Сталевий метр	Майстер у процесі й по закінченню робіт	
2.3 Установка металевих скоб і термопакетів	Відповідно до проекту	Візуально.	Майстер у процесі виконання робіт	

Т Е П:

1. Обсяги робіт:

$$V_{\text{н}} = V_{\text{к}} = 649.644 \text{ м}^3.$$

$$V_{\text{пр}} = V_{\text{н}} = 649.644 \text{ м}^3.$$

2. Трудомісткість:

$$\Sigma Q_{\text{н}} = 342.32 \text{ л.-дн.}$$

$$\Sigma Q_{\text{пр}} = 336.0 \text{ л.-дн.}$$

3. Питома трудомісткість:

$$q^{\text{н}} = \frac{\Sigma Q^{\text{н}}}{V^{\text{н}}} = \frac{342.32}{649.64} = 0.53 \text{ л.-дн./ м}^3$$

$$q^{\text{пр}} = \frac{\Sigma Q^{\text{пр}}}{V^{\text{пр}}} = \frac{336}{649.64} = 0.52 \text{ л.-дн./ м}^3$$

4. Виробіток робочого у зміну:

$$B^{\text{н}} = \frac{V^{\text{н}}}{\Sigma Q^{\text{н}}} = \frac{649.64}{342.32} = 1.89 \text{ м}^3/\text{л.-дн.}$$

$$B^{\text{пр}} = \frac{V^{\text{пр}}}{\Sigma Q^{\text{пр}}} = \frac{649.64}{336} = 1.93 \text{ м}^3/\text{л.-дн.}$$

5. Продуктивність роботи:

$$П_{\text{н}} = 100 \%$$

$$П_{\text{пр}} = \frac{\Sigma Q^{\text{н}}}{\Sigma Q^{\text{пр}}} \cdot 100\% = \frac{342.32}{336} \cdot 100\% = 102\%$$

РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1 Забезпечення охорони праці на законодавчому рівні

Чинне законодавство України формує розгалужену систему правових гарантій, що регулюють безпеку та охорону здоров'я громадян у всіх сферах їх діяльності. Фундаментом цієї системи є Конституція України, конкретні статті якої безпосередньо стосуються безпечного провадження трудової діяльності.

Стаття 27 Конституції закріплює невід'ємне право кожної людини на життя і встановлює право особисто захищати власне здоров'я та здоров'я інших від будь-яких протиправних зазіхань. Стаття 49 гарантує кожному громадянину право на охорону здоров'я, доступ до медичної допомоги та медичне страхування, покладаючи на державу обов'язок розвивати фізичну культуру і спорт та забезпечувати санітарно-епідемічне благополуччя населення. Стаття 50 проголошує право кожного на безпечне для здоров'я і життя довкілля, а також на отримання відшкодування збитків, завданих порушенням цього права.

Функціонування системи охорони праці визначають правові засади Конституції України, Закон України «Про охорону праці», Кодекс законів про працю, та Закон України «Про регулювання містобудівної діяльності». Під час виконання робіт із спорудження багатоповерхової будівлі мають бути обов'язково застосовані державні норми ДСТУ 2293:2014 [24] і ДБН А.3.2-2-2009 [25]. Правила охорони праці під час виконання будівельних робіт затверджені наказом Міністерства соціальної політики України № 67 від 23.02.2018 року, а також нормативними документами з пожежної безпеки, зокрема ДБН В.1.1-7:2016 [30].

На державу і суспільство покладається відповідальність перед нинішніми і майбутніми поколіннями за збереження здоров'я та генофонду українського народу. Досягнення цієї мети забезпечується через пріоритизацію охорони здоров'я у державній політиці, покращення трудових, побутових та навчальних

умов, розв'язання накопичених екологічних проблем, розвиток системи медичної допомоги та утвердження здорового способу життя.

Будівництво житлового будинку здійснюється на відведеній ділянці в межах міста Чугуїв, розташованій поблизу діючого житлового масиву. Перелік завдань із забезпечення безпеки на об'єкті формується на підставі аналізу законодавчих та галузевих нормативно-правових актів, що регулюють будівельну діяльність.

Провідними цілями зазначених заходів є вдосконалення умов праці, скорочення виробничого травматизму та недопущення надзвичайних ситуацій. При визначенні пріоритетів у сфері охорони праці та безпеки життєдіяльності першочергова увага зосереджується на соціально-економічних аспектах, що безпосередньо стосуються добробуту працівників.

4.2 Аналіз умов праці та виявлення потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Будівельний майданчик зведення житлового будинку є складним виробничим середовищем, у якому одночасно діє сукупність шкідливих і небезпечних факторів, що формуються внаслідок виконання значної кількості різнорідних технологічних операцій працівниками широкого спектра професій. В умовах щільної міської забудови ці фактори створюють підвищену загрозу не лише для зайнятого на об'єкті персоналу, але й для сторонніх осіб, які перебувають у безпосередній близькості до будівельного майданчика.

Завчасне виявлення потенційних джерел небезпеки становить необхідну умову для розроблення дієвих профілактичних заходів і цілеспрямованого зниження рівня професійного ризику [26]. У межах цього аналізу доцільно систематизувати основні групи небезпечних і шкідливих виробничих факторів, властивих процесу будівництва багатопверхового житлового будинку, та розглянути специфіку їх прояву на різних етапах виконання робіт.

Однією з визначальних особливостей умов праці на будівельному майданчику є підвищене фізичне навантаження персоналу, зумовлене

переміщенням будівельних матеріалів, монтажем арматурних каркасів та встановленням елементів опалубки. Подібні операції вимагають значних м'язових зусиль і спричиняють надмірне навантаження на опорно-руховий апарат працівників, що з часом може призводити до розвитку професійних захворювань кістково-м'язової системи.

Вагомий вплив на безпеку провадження робіт чинять метеорологічні умови. Перепади температур, атмосферні опади та посилення вітру здатні негативно позначатися на якості та темпах виконання будівельних операцій, особливо тих, що провадяться на висоті, створюючи передумови для перегрівання, переохолодження або обмороження працівників.

Окрему групу небезпечних факторів утворюють виробничий шум і вібрація, джерелами яких є вантажопідіймальні крани, бетонозмішувальне обладнання, відбійні молотки та інші механізми, задіяні у технологічному циклі. Систематичний вплив зазначених факторів супроводжується поступовим погіршенням слуху та загальним негативним впливом на стан здоров'я працівників [27].

Виконання операцій з цементом, арматурою та будівельними сумішами супроводжується інтенсивним утворенням пилу й аерозолів, що чинять подразнювальну дію на органи дихання персоналу. Водночас працівники можуть перебувати у контакті з потенційно небезпечними хімічними речовинами – мастиками, клеями, ґрунтувальними складами та гідроізоляційними матеріалами, застосування яких потребує дотримання відповідних заходів безпеки.

Підвищеним рівнем ризику характеризуються роботи, що провадяться на висоті. Монтажні, бетонувальні та опалубні операції на верхніх поверхах будівлі супроводжуються ймовірністю падіння працівників, інструменту або будівельних матеріалів, що зумовлює необхідність застосування спеціальних засобів колективного й індивідуального захисту.

Суттєву небезпеку становить також експлуатація рухомих машин і механізмів. Функціонування баштових та автомобільних кранів, бетононасосів,

екскаваторів і вантажного автотранспорту вимагає чіткої організації руху будівельної техніки, виділення небезпечних зон на території майданчика та постійного контролю за дотриманням установлених обмежень.

Особливої уваги потребує застосування електрифікованого інструменту та провадження зварювальних робіт. Несправність обладнання, порушення правил його експлуатації або вплив підвищених температур здатні спричинити опіки, електротравми та інші небезпечні наслідки для працівників, зайнятих на відповідних операціях.

В умовах воєнного стану перелік потенційних небезпек суттєво розширюється внаслідок загрози ракетних ударів і повітряних тривог. За таких обставин на об'єкті будівництва передбачаються захисні споруди (укриття), розробляються маршрути евакуації персоналу та визначається порядок дій працівників у разі виникнення надзвичайної ситуації. На період оголошення повітряної тривоги виконання будівельних робіт підлягає обов'язковому тимчасовому припиненню, а персонал має пройти цільовий інструктаж щодо алгоритму безпечної поведінки в укритті та після його завершення.

Узагальнюючи наведений аналіз, можна виокремити такі основні групи шкідливих і небезпечних виробничих факторів, що одночасно діють на будівельному майданчику зведення житлового будинку:

- підвищена запиленість та загазованість повітря в зоні виконання робіт, зумовлена операціями з сипкими та порошкоподібними матеріалами;
- несприятливі мікрокліматичні умови: відхилення температури, вологості та рухливості повітря робочої зони від нормативних значень;
- підвищені рівні виробничого шуму та механічної вібрації, що виникають при роботі будівельних машин і механізмів;
- електромагнітні випромінювання різної природи та діапазону частот, пов'язані з експлуатацією електрообладнання та засобів зв'язку;

– недостатній рівень природного або штучного освітлення робочих зон, що ускладнює виконання точних технологічних операцій і підвищує ризик травмування.

Наведена систематизація небезпечних і шкідливих виробничих факторів є підставою для подальшого опрацювання комплексу організаційно-технічних та санітарно-гігієнічних заходів, спрямованих на мінімізацію професійних ризиків і створення безпечних умов праці на всіх етапах зведення об'єкта.

4.3 Дослідження ризику реалізації потенційних небезпек на об'єкті проєктування

Нехтування вимогами безпеки на будівельному майданчику здатне спричинити тяжкі наслідки різного характеру:

- травмування або погіршення здоров'я робітників, включно з випадками, що призводять до стійкої втрати працездатності або летального результату;
- матеріальні збитки, зумовлені частковим руйнуванням конструкцій будівлі або пошкодженням будівельного обладнання;
- зриви календарних термінів виконання робіт та пов'язані з ними прямі фінансові втрати підрядника і замовника.

Одним із найбільш дієвих превентивних інструментів у сфері виробничої безпеки є систематична оцінка ризиків на кожному робочому місці.

Управління виробничими ризиками спрямоване на підвищення ймовірності та посилення впливу сприятливих подій і, паралельно, на зниження ймовірності та зменшення наслідків реалізації небезпечних ситуацій для персоналу.

Обов'язковою передумовою кількісної оцінки ризиків є попередня ідентифікація небезпек на кожному робочому місці. Відповідно до п. 4.16 ДСТУ 2293:2014 [24], небезпека – це будь-яке джерело, потенційно здатне призвести до

травмування, погіршення здоров'я або загибелі людини, завдати збитків майну чи навколишньому середовищу, або до їх поєднання.

Роботодавець зобов'язаний проводити систематичне та вичерпне виявлення і документування небезпек, пов'язаних із засобами виробництва і станом виробничих приміщень. У тих випадках, коли повне усунення небезпек неможливе або нераціональне, здійснюється оцінювання їх рівня з погляду реального ризику для здоров'я і безпеки працівників.

Разова оцінка ризиків не може вважатися достатньою – вона має систематично поновлюватися, а її результати слугують підставою для вжиття коригувальних заходів і запобігання відхиленням від встановлених норм, правил та інструкцій з охорони праці. Своєчасно не нейтралізований ризик здатний трансформуватися у широкий спектр негативних наслідків: від хронічних професійних захворювань до гострих травм різного ступеня тяжкості. З урахуванням цього щоденний моніторинг стану небезпечних факторів на робочих місцях є невід'ємною складовою системи управління охороною праці на будівельному об'єкті.

Матриця ризиків (карта ризиків) є інструментом визначення рівня кожного ідентифікованого ризику з метою подальшого прийняття обґрунтованих управлінських рішень щодо його мінімізації.

У карті ризиків фіксуються два ключові критерії оцінки: ступінь тяжкості наслідків та імовірність виникнення ризикової події впродовж визначеного часового проміжку. Кожен критерій ранжується за шкалою від мінімального до максимального значення, а підсумковий рівень ризику визначається на перетині цих двох вимірів. Зокрема, до категорії високих ризиків відносять ті події, настання яких є найімовірнішим і водночас здатне призвести до найтяжчих наслідків.

Карта ризиків дає змогу зіставляти окремі ризики між собою та встановлювати їх пріоритетність. Визначення найбільш критичних ризиків є передумовою для подальшого встановлення необхідного рівня контролю, черговості та терміновості заходів із поглибленого аналізу ризикових чинників.

Застосування таких базових інструментів, як карти ризиків, не є самоцілью в системі управління ризиками – це проміжний етап, спрямований на виявлення суттєвих ризиків, що потребують детальнішого дослідження.



- Зелений — низький (1-4)
- Жовтий — середній (5-9)
- Помаранчевий — високий (10-16)
- Червоний — критичний (17-25)

Найкритичніші – R1 (падіння з висоти) та R4 (шум/вібрація).

Рисунок 4.1 Матриця оцінки ризиків

Як приклад, розглянемо зниження рівня ризику при виконанні робіт на висоті. Рекомендується застосовувати такий комплекс заходів:

- усунення джерела небезпеки: відмова від виконання робіт на висоті там, де їх можна здійснити безпосередньо з рівня підлоги; зміна технологічних рішень з метою виключення необхідності роботи на висоті.
- заміщення: застосування найбезпечніших із доступних засобів для роботи на висоті.
- технічні заходи: встановлення засобів захисту від падіння (огорожі, бар'єри); забезпечення відповідними засобами праці (підмости, драбини).

– організаційні та технологічні заходи: проведення навчань, інструктажів; встановлення знаків безпеки.

– засоби індивідуального захисту від падіння: обов'язкове використання страхувального поясу.

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

Належна організаційно-технічна підготовка є визначальною умовою забезпечення безпеки будівельного процесу. Вона реалізується у два послідовних етапи: організаційний та технічний.

Монтажні роботи наразі становлять основний вид діяльності на будівельному майданчику. До початку монтажу конструкцій необхідно в обов'язковому порядку виконати такі підготовчі заходи:

- облаштувати під'їзні шляхи;
- підготувати та спланувати майданчики для складування конструктивних елементів;
- встановити, випробувати та ввести в експлуатацію монтажні механізми відповідно до вимог органів Держтехнагляду;
- здати фундаменти під монтаж каркасу;
- забезпечити підведення водопостачання, електроенергії та стисненого повітря.

Реалізація зазначених заходів спрямована на суттєве скорочення травматизму на будівельному майданчику. Слід враховувати, що монтаж будівельних конструкцій належить до робіт підвищеної небезпеки, і при їх виконанні необхідно суворо дотримуватися вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві» [25].

До виконання монтажних робіт допускаються виключно працівники, які пройшли спеціальний інструктаж з техніки безпеки та ознайомлені з безпечними методами праці. Підйом збірних конструкцій, що не мають монтажних петель або спеціальних пристроїв для стропування, категорично забороняється.

Очищення елементів від бруду та іржі має здійснюватися на рівні землі до початку підйому.

Стропування конструкцій виконується за попередньо розробленими схемами, що враховують міцність та стійкість елементів при монтажних навантаженнях. Для цього застосовуються інвентарні стропи, а в окремих випадках – спеціально розроблені вантажозахватні пристрої. Під час переміщення елементи утримуються від розхитування та обертання за допомогою відтяжок із пряжі або гнучкого тросу.

Зупинка підйому елементів чи конструкцій у підвішеному стані забороняється. Розстропування встановлених конструкцій допускається лише після їх надійного та стійкого закріплення. Виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях забороняється при швидкості вітру понад 6 балів (близько 12 м/с), а також під час дощу та грози.

Неухильне дотримання правил охорони праці на будівельному майданчику є необхідною умовою запобігання травматизму, матеріальним збиткам та зривам виробничого графіку.

На всіх робочих місцях, розташованих вище 1 м від рівня підлоги, необхідно встановлювати інвентарні підмостки або тимчасові містки з огороженням. Перехід по балках без страхувального канату на висоті понад 1,2 м від рівня переміщення, а також без запобіжного поясу, закріпленого до страхувального канату карабіном, забороняється. Усі монтажники мають бути забезпечені спецодягом, спецвзуттям та засобами захисту голови.

Виконання будівельно-монтажних робіт у захватках, розташованих безпосередньо під зонами переміщення, встановлення та тимчасового закріплення конструкцій, забороняється. Усі металеві частини електрообладнання, освітлювальної арматури та механізмів з електроприводом підлягають заземленню відповідно до вимог Проекту виконання робіт (ПВР) та Правил охорони праці і безпеки (ПОБ).

Перебування на будівельному майданчику без захисного шолома є неприпустимим згідно з ДБН А.3.2-2-2009 [25]. Працівники та інженерно-

технічний персонал без ЗІЗ до виконання робіт не допускаються. До початку робіт усі працівники в обов'язковому порядку проходять виробничий інструктаж на робочому місці та забезпечуються спецодягом, санітарно-побутовими приміщеннями й необхідним інструментом. Відповідальність за безпечне ведення робіт та протипожежний стан об'єкта покладається на майстра або виконроба.

Загальний рівень шуму на будівельному майданчику, як правило, перевищує допустимі санітарні норми. Він переважно формується спектральними складовими у діапазоні високих частот (1 000–11 200 Гц) з інтенсивністю від 92 до 106 дБ [27]. Найвищі рівні шуму характерні для пневматичних зубил, молотків та гайковертів; дещо нижчі – для пневматичних свердлильних і шліфувальних машин. У цілому рівень шуму зазначених інструментів перевищує допустимі норми у 1,2–5 разів.

Особливу небезпеку становить локальна вібрація від пневматичного ручного інструменту, що впливає безпосередньо на руки працівників і може спричинити тяжкі захворювання – неврит, вібраційну хворобу тощо.

З огляду на широке застосування пневматичного інструменту та неможливість його повноцінної заміни більш сучасними аналогами, рекомендується впровадити такі заходи для нормалізації умов праці:

- нанесення демпфуючого покриття (мастика ВД-17 або ВПМ-2 типу «АДЕМ») на зони контакту інструменту з руками; товщина шару має вдвічі-втричі перевищувати товщину металу, на який наноситься покриття;
- встановлення на інструмент у місці підтримки лівою рукою віброгасної муфти з поролону або м'якої губчатої гуми;
- за неможливості встановлення муфти – використання спеціальної рукавиці з поролоновою прокладкою завтовшки 30–40 мм або покриттям типу «Бізон» (розробка ПТП «Київавіапромналадка»);
- обклеювання рукояті покриттям типу «Бізон» завтовшки 6–10 мм для захисту правої руки;

- проведення модернізації пневматичного інструменту із заміною ударників на полегшені аналоги;
- регулярний контроль рівня вібрації інструменту не рідше одного разу на 6 місяців із закріпленням кожної одиниці за конкретним працівником;
- систематичний ремонт інструменту з подальшою перевіркою параметрів його пневматичного вузла;
- проведення гідропробур і самомасажу для працівників, які зазнають впливу локальної вібрації;
- організація 1–2 рази на рік курсів ультрафіолетового опромінення (щоденно протягом місяця), а також вітамінної профілактики: прийому аскорбінової кислоти, тіаміну хлориду та нікотинової кислоти двічі на рік;
- застосування сучасних засобів індивідуального захисту від шуму: протишумних навушників, одноразових і багаторазових беруш, комбінованих касок із навушниками.

Дотримання перелічених рекомендацій є основою формування безпечного та здорового виробничого середовища на будівельному майданчику.

4.5 Висновки

Забезпечення безпечних умов праці в процесі зведення житлового будинку потребує реалізації комплексного підходу, що охоплює заходи з оздоровлення виробничого середовища та підвищення ефективності праці на всіх технологічних етапах будівництва.

Вирішення питань санітарно-гігієнічного благоустрою будівельного майданчика, підвищення якості умов праці під час виконання будівельно-монтажних робіт, усунення шкідливих виробничих чинників і попередження професійних захворювань є невід'ємною складовою проектування будь-якого об'єкта.

Перелік джерел посилання

1. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – Київ. Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 27 с.
2. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2019. - 185 с.
3. ДБН А.2.2–3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. – К.: Мінрегіон України, 2014. – 40 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.