

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
СУМСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ АГРАРНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кафедра: Будівельних конструкцій
Спеціальність: 192 "Будівництво та цивільна інженерія"
ОПП Будівництво та цивільна інженерія

ЗАВДАННЯ

НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

Шостак Максим Володимирович

1. Тема роботи Медична реабілітаційна установа в м. Тростянець

Затверджено наказом по університету №1959-н від "01" листопада 2022р.

2. Строк здачі студентом закінченої роботи: "17" квітня 2023 р

3. Вихідні дані до роботи: Архітектурна частина робочого проекту

Геологічні дані будівельного майданчику.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, що підлягають розробці)

Архітектурно-конструктивний розділ: розробити архітектурне, об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі.

Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок варіантів фундаментів; статичний розрахунок рами будівлі; розрахунок ригелей.

Організаційно-технологічний розділ: умови здійснення будівництва, номенклатура та підрахунок об'ємів робіт, визначення потреби в матеріальних ресурсах; розробка технологічних карт на влаштування фундаментів, на

монтаж конструкцій типового ярусу; на кладку стін типового ярусу

5. Перелік графічного матеріалу (з точною вказівкою обов'язкових креслень)

Лист 1: Фасади. Ситуаційний план; Лист 2: План першого поверху;

Лист 3: План типового поверху; Лист 4: Розрізи; Лист 5: Фундаменти (план, розр.);

Лист 6: Колони (крайнього та серед. ряду); Лист 7: Ригелі (крайн. та серед. ряду);

Лист 8: Техкарта на влаштування фундаментів; Лист 9: Техкарта на монтаж конструкцій типового ярусу; Лист 10: Техкарта на кладку цегляних стін

типового ярусу

6. Консультанти за розділами кваліфікаційної роботи

Найменування розділу	Консультанти
Архітектурно-будівельний	ст. викладач Бородай С.П.
Розрахунково-конструктивний	доц. Срібняк Н.М.
Технології та організації будівництва	к.т.н Новицький О.П.
Нормоконтроль	доц. Срібняк Н.М.
Перевірка на аутентичність: унікальність	доц. Циганенко Л.А.

7. Графік виконання кваліфікаційної роботи

Найменування розділу	Контрольні дати готовності
Архітектурно-будівельний	20.03.23
Розрахунково-конструктивний	27.03.23
Технології та організації будівництва	03.04.2023
Задача роботи для перевірки на плагіат	03.04.23- 13.04.23
Попередній захист	
Задача проекту до деканату	14.04.23- 17.04.23
Захист проекту	

Завдання видав до виконання:

Керівник :

(підпис)

Срібняк Н.М.

(Прізвище, ініціали)

Завдання прийняв до виконання:

Здобувач

(підпис)

Шостак М.В.

(Прізвище, ініціали)

АНОТАЦІЯ

до кваліфікаційної роботи бакалавра

Студент: *Шостак Максим Володимирович*

Група: *ДПЦ 2101 ст*

Тема кваліфікаційної роботи бакалавра: *Медична реабілітаційна установа в м. Тростянець*

Склад кваліфікаційної роботи бакалавра:

Архітектурно-конструктивний розділ: *Розроблені архітектурне, об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі.*

Розрахунково-конструктивний розділ: *розрахунок фундаментів; проектування стовпчастих фундаментів неглибокого закладення; проектування пальових фундаментів; статичний розрахунок рами будівлі; розрахунок та конструювання ригеля; розрахунок та конструювання діафрагми жорсткості.*

Розділ технології й організації будівельного виробництва: *умови здійснення будівництва; встановлення номенклатури робіт, розрахунок обсягів робіт та визначення потреби в матеріальних ресурсах; Обґрунтування та вибір оптимальних рішень щодо організації, механізації та технології виконання будівельно-монтажних робіт; вибір стропувальних та монтажних пристроїв; обґрунтування прийнятого терміну будівництва;*

В додатку наведено технологічні карти на влаштування фундаментів; на монтаж конструкцій типового ярусу; на кладку цегляних стін типового ярусу.

Перелік графічної частини кваліфікаційної роботи бакалавра:

Лист 1: *Ситуаційний план. Фасад 1 - 15 . Фасад А - Л*

Лист 2: *План першого поверху. Експлікація приміщень. Фрагмент плану*

Лист 3. *План типового поверху. Експлікація приміщень. ТЕП. Специфікація столярних виробів.*

Лист 4. *Розріз 1-1. Розріз 2-2. Вузли.*

Лист 5. *Розріз фундаментів та основи. План варіантів фундаментів. Конструктивні деталі стовпчастих фундаментів. Конструктивні деталі пальових фундаментів.*

Лист 6. *Розріз 1-1. Вузли. Колона К-1. Колона К-2. Специфікація арматури.*

Лист 7. *Фрагмент розрізу. Ригель Р-1. Ригель Р-3. Діафрагма Д-1. Специфікація.*

Лист 8. *Технологічна карта на влаштування фундаментів.*

Лист 9. *Технологічна карта на монтаж конструкцій типового ярусу.*

Лист 10. *Технологічна карта на кладку цегляних стін типового ярусу*

ЗМІСТ

Завдання

Анотація

ВСТУП

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ

1.1 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

1.1.1 Техніко-економічні показники будівлі

1.2. Конструктивне рішення будівлі

1.2.1. Конструктивна схема будівлі

1.3 Внутрішнє та зовнішнє опорядження та інженерне обладнання будівлі

1.4. Теплотехнічний розрахунок конструкцій, що огороджують

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1 Розрахунок фундаментів

2.1.1 Загальні відомості про геологічні умови

2.1.2 Оцінка ґрунтових умов ділянки забудови

2.1.3 Збір навантажень

2.1.4 Проектування фундаментів неглибокого закладання

2.1.5 Розрахунок осідання фундаменту методом підсумування окремих шарів

2.2. Проектування пальових фундаментів

2.2.1 Розрахунок осідання фундаменту пальової конструкції

2.3. Розрахунок елементів каркасу будівлі

2.3.1 Рама будівлі

2.3.2 Збір навантажень

2.3.3. Розрахунок й конструювання колони

2.3.4. Розрахунок та конструювання ригеля

2.4 Розрахунок та конструювання діафрагми жорсткості

РОЗДІЛ 3. ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

3.1. Умови здійснення будівництва

3.2 Встановлення номенклатури робіт, розрахунок обсягів робіт та визначення потреби в матеріальних ресурсах

3.3 Обґрунтування та вибір оптимальних рішень щодо організації, механізації та технології виконання будівельно-монтажних робіт

3.4 Вибір стропувальних та монтажних пристроїв

Література

ДОДАТКИ

Додаток А

ВСТУП

Тема роботи нині є надзвичайно актуальною, оскільки в умовах війни лікування та реабілітація українських військових є пріоритетною задачею, що прямим чином впливає на обороноспроможність держави.

Будівля медичної реабілітаційної установи, що проектується, повинна стати одних із взірцевих медичних закладів на Слобожанщині. Це багатoproфільний лікувально-профілактичний заклад з чіткою системою лікувально-профілактичних заходів, спрямованих на збереження здоров'я зокрема військовослужбовців, ветеранів військової служби.

«В Україні з 1 березня 2023 року набули чинності нові державно-будівельні норми, за якими будуватимуть лікарні. Зміни стосуватимуться як будівництва нових медзакладів, так і реконструкції вже тих, що є. Норми розповсюджуватимуться на нове будівництво, реконструкцію, капітальний ремонт та в окремих частинах на реставрацію» [22].

«Нові ДБН [23] передбачають, що пацієнти в медзакладах розміщуватимуть у просторах одно- або двомісних палатах, обладнаних душем та вбиральнею. Окремо будуть облаштовані приміщення для відпочинку членів родин, які перебувають із пацієнтом. Біля головного входу медзакладу – паркомісця для людей з інвалідністю. На території лікарні мають з'явитися паркомісця для автомобілів, велосипедів, мотоциклів, а також електрозарядні пристрої для електромобілів» [22].

«Також суттєвий акцент роблять на інклюзивність всіх приміщень лікарні та її території загалом. Будівлі проектуватимуть з урахуванням принципів безбар'єрності, з широкими коридорами та дверними отворами, облаштовуватимуться системами навігації, зокрема з аудіопоказчиками [23]. Для потреб маломобільних груп населення мають облаштовувати окремі санітарно-гігієнічні приміщення» [22].

«За рік війни окупанти чи не щодня цілили в наші лікарні та амбулаторії. За цей час вони пошкодили 1 151 об'єкт медзакладів. Ще 174 об'єкти медзакладів зруйновано вщент, їх доведеться відбудувати з нуля. Ми маємо все відбудувати в рази краще, ніж було, за найкращими світовими зразками.

Нові ДБН [23] – перший крок до створення медзакладів нового рівня», – каже міністр охорони здоров'я Віктор Ляшко» [22].

Розділ 1.
Архітектурно-конструктивний

1.1 Об'ємно-планувальне рішення будівлі

Будівля зводиться в місті Тростянець Охтирського району Сумської області. Прородні та кліматичні умови району будівництва сприяють зростанню рекреаційного потенціалу міста.

При розробці проекту враховано вимоги [1], та [2] та [3].

Ділянка будівництва та прилеглі до нього території мають спокійний рельєф.

Ситуаційний план наведено на рис. 1.1. Будівля зводиться на березі річки Боромля.



Рис. 1.1 Ситуаційний план ділянки

Будівля розташована в рекреаційній зоні Тростянця та орієнтована фасадом на північ. Згідно норм орієнтації вікон лікарень прийнято орієнтацію самої будівлі. Відстань від лікувального корпусу до червоної лінії становить 20 м. Біля в'їзду на ділянку запроектовано відкриту автостоянку, загальною площею до 400 м². Майданчик для відвідувачів оздоблено газонами та лавами. Його розташовано перед головним входом до будівлі. Садово-паркова зона знаходиться за головними корпусами. Алеї для прогулянок мають ширину 2,0 м. Садово-паркова зона оснащена альтанками та квітниками. Поверхня пішохідних майданчиків та алей вимощена фігурною керамічною плиткою Усі

алеї та майданчики викладені фігурною клінкерною брущаткою виробництва ТОВ «Керамейя».

По периметру корпусу на віддалі 12 м від закладу передбачено проїзд із шириною в 3,5 м. Проїзд запроектовано із тротуарами. Проїзд призначено для автотранспорту медичного закладу та спеціальної техніки. Покриття площадок автомобільної стоянки, тротуарів прозду виконане із асфальтобетону.

Територія закладу має огорожу із сталевих кованих секцій. У будівлі передбачено два входи – парадний й службовий. Також передбачено та два в'їзди. На службовому вході та на в'їздах передбачено прохідні.

Озеленення території виконано листяними й високими хвойними деревами (кипарисами), кущами, декоративними квітами й газонною травою. Хвойні дерева висаджені перед головним фасадом й тут же розбиті клумби з квітів. Хвойні та листяні дерева, кущі, квіти й газонна трава займають садово-паркову зону.

Будівля, що проектується, має три блоки. Вони пов'язані між собою композиційно, технологічно, а також пов'язані інженерним обладнанням. Блоки розташовані у "шаховому" порядку. В плані крайні блоки мають розміри в плані 26,4х 21 м. Середній блок в плані становить 24,0 х 21,0 м. Будівлю запроектовано чотириповерховою, передбачно технічний поверх та підвальне приміщення. Висота поверхів становить 3,3 м.

До адміністративної частини будівлі відносяться середній блок будівлі. На перших поверхах крайніх блоків також розміщено приміщення адміністративного призначення. В приміщеннях адмінчастини розташовано основну частину кабінетів, процедурні кімнати, приймальні, буфет та їдальня. Праве крило будівлі призначено для лікувально-процедурних процесів. Координаційні, наркозні, операційні та допоміжні приміщення розташовано в правому крилі на другому, третьому та четвертому поверхах.

В лівому крилі розташовано палати стаціонару та санітарні кімнату. Палати запроектовано на 1,2 та 3 ліжка.

Згідно норм ДБН [3] прийнято наступну ширину приміщень: для палат з одним ліжком – 2,9 м; для лікарських кабінетів та коридорів платих відділень це значення становить 2,4 м. Ширина приміщень маніпуляційних приміщень – перевязувальних та процедурних становить 3,2 м. Ширина операційних кімнат прийнята 5 м. Ширина коридорів в операційному блоці становить 2,8 м, Адміністративно-господарчий блок має ширину коридорів 1,5 м.

В основному в центрі реабілітації прийняте природне освітлення. Приміщення, де відстуні віконні прорізи освітлюються штучно (санвузли, приміщення складів, фотолабораторія, приміщення для приймання гігієнічних ванн, клізмова, душові кімнати для персоналу установи, передопераційні, апаратні, кімнати для здійснення гігієни жінок.

Коридори у відділеннях, які надають платні послуги, освітлюються через вікна природнім світлом. Освітлення відбувається через віконні прорізи, що запроектовані в торцевих стінах коридорів.

Згідно норм [3] прийнято орієнтацію палат - на Пд, ПдСх, Сх. За нормами допускається орієнтація на Пн та ПнЗ до 50% від загального об'єму койко-ліжок у відділенні можуть бути орієнтовані на північ та північний захід.

Операційні кімнати за проектом передбачають один операційний стіл. Асептичне й септичне відділення входять до операційного блоку.

В кожному блоці будівлі передбачено сходи, а в середньому блоці розташовано ліфти – вантажний та пасажирський.

1.1.1 Техніко-економічні показники будівлі

ТЕП будівлі наведено в таблиці 1.1

Таблиця 1.1 ТЕП будівлі

Найменування показників	Од. вим.	Кільк.
Будівельний об'єм, $V_{\text{буд}}$	м ³	29030,4
Загальна площа, S_3	м ²	9918,7
Робоча площа, S_p		4999,025
Корисна площа	м ²	5002,0
Коефіцієнт К-1		0,504
Коефіцієнт К-2		2,92
Коефіцієнт К-3		5,8

Робоча площа S_p : 4999,025 м² (Пр)

Загальна площа S_3 : 9918,7 м² (Пр)

K_1 – показник, який оцінює доцільність планування й обчислюється як відношення робочої площі до загальної, %

$$K_1 = \frac{S_p}{S_3} = \frac{4999,025}{9918,7} = 0,504$$

K_2 ; K_3 – показники, що характеризують об'ємне рішення будівлі визначаються відношенням загального будівельного об'єму ($O_{\text{буд}} = 29030,4 \text{ м}^3$) до загальної площі та до робочої площі.

$$K_2 = \frac{V_{\text{буд}}}{S_3} = \frac{29030,4}{9918,7} = 2,92$$

$$K_3 = \frac{V_{\text{буд}}}{S_p} = \frac{29030,4}{4999,025} = 5,8$$

1.2. Конструктивне рішення будівлі

1.2.1. Конструктивна схема будівлі

Будівлю, що зводиться, запроєктовано в конструкціях за серією 1.020-1 [4]. Будівлю прийнято каркасного типу з цегляними зовнішніми стінами, що несуть власну вагу. Жорсткість будівлі в просторі забезпечується безпосередньо роботою діафрагм жорсткості та дисків перекриттів.

Величина характеристичних постійних та тимчасових навантажень на перекриття та коефіцієнти перевантажень, що відповідають цим навантаженням, прийняті за [5].

Запроектовано використання конструкцій заводського виготовлення згідно серій типових конструкцій.

Фундаменти. Як фундаменти прийнято монолітні ростверки із залізобетону.

Елементи каркасу. Запроектовано каркас медичної установи зі збірних залізобетонних елементів за серією 1.020-1 [4]. Колони прийнято перетином 400x400 мм. У залізобетонних збірних конструкціях усі металеві деталі та вузли стиковки захищені шаром в 25 мм із цементного розчину марки 100 Сталеві конструкції та деталі, що зазнають впливу зовнішнього середовища, й що розташовано в будівлі, фарбуються олійною фарбою за 2 рази по ґрунту. Фарба являє собою залізний сурик на оліфі.

Перекриття. Конструкції перекриття та покриття прийнято збірними залізобетонними. До встановлення перегородок порожнини ребристих та монолітних ділянок перекриттів заповнюються керамзитом марки 50, $\gamma = 1200 \text{ кгс/м}^3$.

Підлоги. Конструкція підлог прийнята в складі: звукоізоляція – 25 мм, вирівнюючий шар – 50 мм та покриття (лінолеум, плитка тощо).

Сходи. Збірні залізобетонні та з набірних залізобетонних сходів. Сталевими прийнято зовнішні пожежні сходи. Ступені висотою – 150 мм та прийнята ширина ступенів 300 мм.

Стіни. Прийнято стіни підвалу із бетонних збірних блоків. Конструкція підвальних стін розрахована на зусилля від бічного тиску ґрунту $\gamma_p = 1700 \text{ кгс/м}^2$ та тимчасового навантаження на поверхні землі $P_n = 1000 \text{ кгс/м}^2$.

Зовнішні стіни, що зводяться вище позначки 0,000 прийнято цегляними, самонесучими, товщиною 510 мм.

Блоки зовнішніх поверхонь стін підвалу, що контактують з ґрунтом, вкривають гарячим бітумом за 2 рази. Поверхні цегляних стін каналів підвалу й приямків, які теж контактують з ґрунтом, покривають гарячим бітумом за 2 рази.

Зворотне засипання стін підвалу здійснюють після завершення процесів з монтажу плит перекриття й влаштування підлог підвалу.

Перемички прийнято із монолітного залізобетону.

Перегородки. Від першого по четвертий поверх прийнято гіпсокартонні перегородки (RIGIPS). Товщина перегородок становить 80 та 100 мм. Перегородки монтуються з використанням одинарного або подвійного каркасу. Обшивку примають теж або одношаровою або багатшаровою із різним шаром ізоляції по товщині. Лише після завершення так званих «мокрих процесів», таких як процес вирівнювання рівня підлоги за допомоги нівелір-масою, перегородки монтують. Перегородки можна влаштовувати лише після нормалізації вологого режиму в приміщенні.

У підвалі та на технічному поверсі – цегляні, в одну цеглу.

Шахти ліфтів прийнято із залізобетонних елементів в збірному варіанті.

Покрівля. Покрівля є суміщеною, рулонною. В конструкції покрівлі передбачено внутрішній водосток. Конструкції даху прийнята утепленою (утеплювач – плити з пінобетону товщиною 150 мм.) Ухил влаштовують за допомогою керамзитового гравію $\gamma = 500 \text{ кгс/м}^3$. За серією [6] влаштовують примикання покрівлі до конструкцій.

Вікна та двері. Полотна та рами вікон та зовнішніх дверей виконано із алюмінієвих профілів, що термоізолювані. Ці конструкції заповнення прорізів відповідають всім нормативним вимогам щодо звуко-, тепло ізоляції та вимогам вітро- та вологонепроникності для нежитлових й житлових приміщень, що опалюються.

Системи що несуть самі себе, з алюмінієвих теплоізолюваних та економічних конструкцій, використовуються для скління **фасаду**.

Холл виконано як зимовий сад. Конструкції холу влаштовано з алюмінієвого профілю. Заповнення запроектовано з енергозберігаючих склопакетів. Є можливим встановлення до склопакетів декоративних елементів, тонованого й протиударного скла.

1.3 Внутрішнє та зовнішнє опорядження та інженерне обладнання будівлі

Зовнішнє оздоблення будівлі виконане з клінкерної фасадної цегли виробництва ТОВ «Керамейя». Прийнято колір цегли «Рубін». Як елемент опорядження фасаду прийнято елементи декоративного оштукатурення. Цоколь оздоблено керамічною клінкерною цеглою «Онiкс 73». Фасадний вхід оздоблено клінкером «Гранат б».



Рис. 1.1 Види клінкерної цегли ТОВ «Керамейя» для опорядження фасадів

Пов
ерхні аалат, кабінетів, операційних кімнат, коридорів, холів пофарбовані дисперсійними фарбами. Поверхні стін санітарних вузлів, санітарних кімнат, стерилізаційних кімнат, мийних та інших приміщень на половину висоти стіни облицьовані кафельною плиткою та на іншу половину пофарбовані дисперсійними фарбами.

Будівлю, що проектується, обладнано холодним водопостачанням із міського водогону, гарячим водопостачанням із бойлера, міською каналізацією, центральним опаленням та електропостачанням із міських електромереж. У будівлі також за нормами запроектовано міні-АТС.

Вентиляція в будівлі прийнята примусовою, приточно-витяжною. Приток повітря до приміщень здійснюється вентиляторами з вентиляційних камер, де повітря попередньо нагрівається чи охолоджується. Витяжка здійснюється вентиляторами через венткамеру.

Будівля обладнана одним пасажирським ліфтом, вантажопідйомністю 350 кг та чотирма вантажопасажирськими – вантажопідйомністю 1000 кг.

1.4. Теплотехнічний розрахунок конструкцій, що огороджують

Теплотехнічний розрахунок будь-яких конструкцій, що огороджують, виконуємо за нормами України [7].

1.4.1. Розрахунок несучої зовнішньої стіни.

1. Вибір нормативних показників мікроклімату приміщення.

У приміщеннях різного призначення мають бути забезпечені нормативні показники мікроклімату:

лікувальні заклади: $t_{в} = 21^{\circ}\text{C}$; $\varphi_{в} = 50\%$; $\Delta t_{н} = 6^{\circ}\text{C}$,

де: $t_{в}$ – температура повітря всередині приміщення;

$\varphi_{в}$ – вологість повітря у приміщенні, що є відносною;

$\Delta t_{н}$ – нормативний температурний перепад (різниця температури внутрішнього повітря у приміщенні та температури на внутрішній поверхні огорожі).

2. Вибір нормативного значення R_{qmin} залежно від місця будівництва та конструкції огорожі.

R_{qmin} [$\text{m}^2 \cdot \text{K} / \text{Вт}$] – необхідний опір теплопередачі огороження – є основним нормативним теплотехнічним показником огороження. Його величина залежить від місця будівництва та конструкції огорожі.

2.1. Температурна зона місця будівництва.

Відповідно до цього територія України була поділена на дві зони в залежності від кількості градусів опалювального приладу. Місто Тростянець відноситься до I зони (додаток А [7]).

2.2. Нормативні показники опору теплопередачі конструкцій, що огороджують:

для зовнішніх стінових огорожувальних конструкцій для I-ї температурної зони за табл.2 [7]:

$$R_{qmin} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

Виконуємо розрахунок ділянки стіни шириною 4,34 м і висотою 3 м.

Зовнішня верста зовнішньої кладки, товщиною 120 мм, а внутрішня – товщиною 250 мм, із звичайної глиняної цегли [9] з $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$; $\lambda = 0,81 \text{ Вт} / \text{м}^\circ\text{С}$.

Утеплювач – плити з базальтової вати, жорсткі за [10,] на бітумному зв'язуючому; $\gamma = 80 \text{ кг/м}^3$, $\lambda = 0,044 \text{ Вт}/(\text{м}\cdot\text{К})$; виробник – Україна.

Приймемо попередньо мінераловатну плиту товщиною 19,0 см.

Неоднорідна конструкція зовнішньої стіни, товщиною 510 мм й конструктивна схема для розрахунку представлена на рис. 1.3.

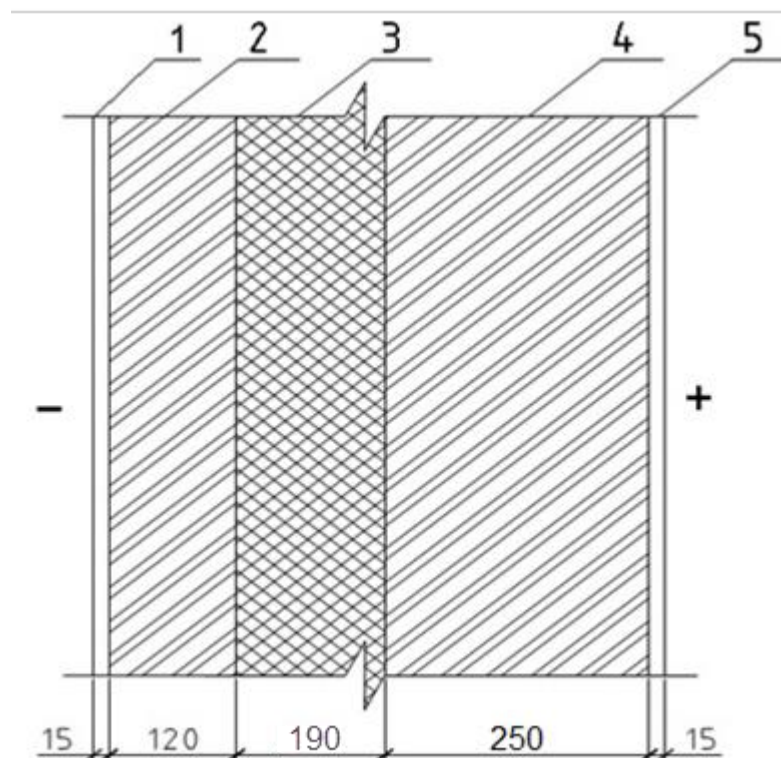


Рис.1.3 До теплотехнічного розрахунку стіни: 1– вапняно-піщаний розчин $\delta_1=0,015$ м, $\gamma_1=1600$ кг/м³; 2 – шар цегли $\delta_2=0,120$ м, $\gamma_2=1800$ кг/м³; 3– TERMOLIFE марки ТЛ Вент Фасад (ДСТУ Б В.2.7-97-2000) $\delta_3=0,190$ м, $\gamma = 80$ кг/м³; 4–шар цегли $\delta_4=0,250$ м, $\gamma_4=1800$ кг/м³; 5 –вапняно-піщаний розчин $\delta_5=0,015$ м, $\gamma_5=1600$ кг/м³

Таблиця 1.2 Характеристики конструктивних шарів стінового огороження

№ з/п	Назва конструктиву	Товщина, м	Щільність кг/м ³	Коефіцієнт теплопровідності λ Вт/(м·К)
1.	Внутрішнє оштукатурення	$\delta_1 = 0,015$	1600	0,93
2.	Цегляна кладка	$\delta_2 = 0,120$ $\delta_4 = 0,25$	1800	0,81
3.	Мінераловатні плити TERMOLIFE марки ТЛ Вент	$\delta_3 = 0,19$	80	0,044

Для зовнішніх конструкцій будівель, що огорожують, за [7] повинна виконуватися умова:

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

де $R_{\Sigma пр}$ – приведений опір теплопередачі конструкції, що огорожує м²·К/Вт;

$R_{q \min}$ – величина приведенного опору теплопередачі огорожуючої конструкції, що є мінімально допустимим м²·К/Вт;

Термічний опір конструкції, що огорожує, визначаємо за (6), [7]:

$$R_{\Sigma пр} = \frac{1}{\alpha_B} + \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_3} \quad (1.2)$$

α_B, α_3 – коефіцієнти, що характеризують тепловіддачу внутрішньої та зовнішньої поверхонь конструкції, що огорожує м²·К/Вт; за Додатком Б [7]: $\alpha_B = 8,7$ Вт/(м²·К); $\alpha_3 = 12$ Вт/(м²·К);

δ_i – товща i -го шару зовнішніх стін, м;

λ_i – коефіцієнт теплопровідності матеріалу i -го шару зовнішніх стін Вт/(м·К), приймають за Дод. А, для умов експлуатації «Б» за [7].

Тоді за (1.2):

$$R_{\Sigma \text{пр}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,015}{0,93} + \frac{0,25}{0,81} + \frac{0,19}{0,044} + \frac{0,12}{0,81} + \frac{0,015}{0,93} + \frac{1}{12} = 5,00 \text{ м}^2 \text{ К/Вт}$$

Отже,

$$R_{\Sigma \text{пр}} = 5,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт} > R_{q \text{ min}} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$$

Висновок: попередньо прийнята товщина утеплювача TERMOLIFE марки ТЛ Вент Фасад в 0,19 м задовольняє теплотехнічним вимогам огорджуючої конструкції за [7].

Розділ 2.

Розрахунково-конструктивний

2.1 Розрахунок фундаментів

2.1.1 Загальні відомості про геологічні умови

Ділянка будівництва правильної форми, з розмірами в плані – 122,0 x 104,0 м. Як основу за несучий шар для фундаментів у проекті прийнятий шар ІГЕ – суглинок коричневий напівтвердий вапняний.

На основі даних інженерно–геологічних вишукувань будмайданчика майданчика фундаменти під зведення Медичного реабілітаційного центру прийнято у вигляді монолітних залізобетонних ростверків на палевій основі.

У проекті вертикального планування з метою унеможливлення замочування поверхневими водами котловану на ділянці забудови передбачено влаштування підпірних стінок, лотків, водостоків та нагірних каналів.

2.1.2 Оцінка ґрунтових умов ділянки забудови

Інженерно-геологічні умови території, в межах якої розташована ділянка проектного будівництва, загалом вивчені.

Для вирішення поставлених завдань виконано комплекс інженерно-геологічних досліджень, що включає: збирання, вивчення та систематизацію матеріалів попередніх досліджень, інженерно-геологічну зйомку, буріння свердловин, лабораторні випробування фізико-механічних властивостей ґрунтів.

Усі види робіт виконані з урахуванням наявних матеріалів у районі досліджень та відповідно до вимог нормативних документів з інженерних досліджень для будівництва.

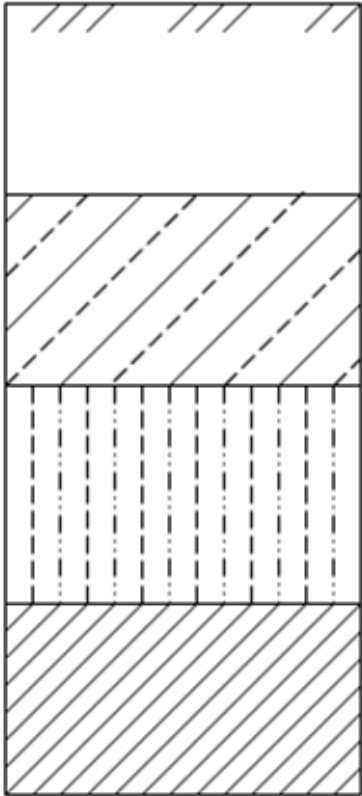
Інтерпретацію результатів було виконано на основі пластової моделі.

У ґрунтовому масиві простежуються 3 межі розділу, які відповідають зверху донизу:

- ґрунтово-рослинний шар;
- суглинок лісоподібний з карбонатними включеннями;
- льос світло-пальовий та жовтий;
- суглинок важкий та середній, коричневий.

Таким чином, переважаючими ґрунтами в межах 10-метрового шару є ґрунти II категорії.

Таблиця 2.1 Характеристики шарів ґрунту

Схема шару ґрунту	Назва та характеристика шару ґрунту
	ПЕ 1: Ґрунтово-рослинний шар. Потужність – 2,1 м.
	ПЕ 2: Суглинок льосоподібний із карбонатними включеннями. Потужність – 4,2 м
	ПЕ 3: Льос світло-пальовий та жовтий. Потужність – 7 м.
	ПЕ 4. Суглинок важкий та середній, коричневий. Потужність – понад 9,3 м.

Рівень підземних вод на глибині – 6,3 м.

В таблиці 2.2 літологічні, генетичні та фізико-механічні характеристики ПЕ.

Таблиця 2.2 Літологічні, генетичні та фізико-механічні характеристики ІГЕ

Найменування інженерно-геологічних елементів	ρ_s	ρ	ρ_d	W	W_L	W_p	J_p	J_L	e	n	S_r	ϵ_{sl} при σ_{zz} , кПа					E_0	φ^0	C	P_{sl}
	г/см ³	г/см ³	г/см ³									50	100	150	200	250				
Ґрунтово-рослинний шар Q _{IV}	-	1,53	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Суглинок лісовидний з карбонатн. вкл. Q _{d1}	2,67	1,71	1,46	0,17	0,36	0,22	0,14	-0,4	0,83	0,45	0,55	0,009	0,018	0,026	0,035	0,043	$\frac{13,5}{10,2}$	$\frac{19}{16}$	$\frac{9}{25}$	60
Лес світло-палевий та жовтий Q _{eol}	2,65	1,84	1,43	0,29	0,27	0,21	0,06	1,33	0,86	0,46	0,9	-	-	-	-	-	4,1	17	12	-
Суглинок важкий та середній, коричневий Q _{d1}	2,69	1,92	1,59	0,21	0,39	0,25	0,14	-0,3	0,7	0,41	0,81	-	-	-	-	-	18,7	16	53	-

Тип ґрунтових умов щодо просадності:

На геологічному розрізі, табл.1, наведено параметри, необхідні для розрахунку, та епюра напружень від власної ваги ґрунту, з початком координат на позначці природного рельєфу. Ординати епюри визначені на відмітках підшови кожного ІГЕ за формулою:

$$\sigma_{zgi} = \sum h_i \cdot \gamma_{sat,i} \quad (2.1)$$

де h_i – потужності ІГЕ вище підшови і-го;

$\gamma_{sat,i}$ – питома вага шарів, вище і-го, у водонасиченому стані, що визначається за формулою:

$$\gamma_{sat} = \gamma_d + S_r \cdot n \cdot \gamma_w \quad (2.2)$$

де γ_d – питома вага сухого ґрунту;

n – пористість ґрунту;

S_r – ступінь вологості, що приймається для суглинків – 0,8;

γ_w – питома вага води (10 кН/м³);

γ_{sat} – підраховується починаючи з глибини 1,5 м – мінімальна глибина закладення водонесучих комунікацій. У проекті допускається підрахунок від підшови ґрунтового шару.

Таблиця 2.2 Характеристики величин шарів ґрунту

№ ІЕГ	h_i , м	γ_d , кН/м ³	N	$S_{r,i}$	γ_{sat} , кН/м ³	$h_i \cdot \gamma_{sat}$, кН/м ²	σ_{zgi} , кН/м ²
1	2,1	15,3	-	-	-	32,13	32,13
2	4,2	14,6	0,45	0,55	18,7 (17,1)	78,54	110,67
3	7,0	14,3	0,46	0,9	18,4	128,8	239,47
4	9,3	15,9	0,41	0,81	19,2	178,6	418,07

$$P_{s1} = 60 \text{ кПа}; h_{s1} = 2,71 \text{ м}; Z_{s1} = 4,95 \text{ м}; \sigma_{s1} = 85,34 \text{ кН/м}^2; \epsilon_{s1} = 0,011 \text{ м};$$

$$S_{s1} = h_{s1} \cdot \epsilon_{s1} = 2,71 \cdot 0,011 = 0,0298 \text{ м}.$$

Просідання від власної ваги становить $2,98 \text{ см} < 5 \text{ см}$. Отже, льосова товща відноситься до I типу по просадочності.

2.1.3 Збір навантажень

Постійні навантаження:

а) *Навантаження від покриття:*

Збір навантажень від покриття наведено в таблиці 2.3

Таблиця 2.3 Навантаження від конструкції покриття

№ з/п	Найменування елементів	Навантаження, кН/м ²
1	Шар гравію ($\rho = 1500 \text{ кг/м}^3$) – 10 мм	0,15
2	Рулонний матеріал, що наплавляється – 1 шар	0,1
3	Цементна стяжка ($\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$) – 20 мм	0,4
4	Утеплювач ($\rho = 500 \text{ кг/м}^3$) – 150 мм	0,75
5	Ухил з керамзитового гравію – 100 мм	0,7
6	Пароізоляція	0,05
7	Залізобетонна плита	2,2
ВСЬОГО $q_{\text{покр}}$		4,35

На колони передається наступне навантаження від покриття:

$$N_{\text{покр.кр}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{кр}} + N_{\text{риг.кр}} = 4,35 \cdot 21,6 + 25 \cdot 0,12 \cdot 3 = 102,96 \text{ кН}$$

$$N_{\text{покр.ср}} = q_{\text{покр}} \cdot A_{\text{ср}} + N_{\text{риг.ср}} = 4,35 \cdot 43,2 + 25 \cdot 0,12 \cdot 6 = 205,92 \text{ кН}$$

де: $q_{\text{покр}}$ – вага 1 м² покриття, кН/м²;

$A_{\text{кр}}$, $A_{\text{ср}}$ – вантажні площі (див. рис.);

$$N_{\text{риг.кр}} = \gamma \cdot b \cdot h \cdot (l / 2);$$

$$N_{\text{риг.ср}} = 2 \cdot N_{\text{риг.кр}}$$

б) Навантаження від перекриття:

Збір навантажень від перекриття наведено в таблиці 2.4

Таблиця 2.4 Навантаження від конструкції покриття

№ з/п	Назва елементів	Навантаження, кН/м ²
1	Лінолеум – 5 мм	0,015
2	Цементна стяжка ($\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$) – 50 мм	1
3	Звукоізоляція (керамзит $\rho = 500 \text{ кг/м}^3$) – 25 мм	0,125
4	Залізобетонна плита – 220 мм	2,2
ВСЬОГО $q_{\text{пер}}$		3,34

$$N_{\text{пер.кр}} = (q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{кр}} + N_{\text{риг}} / 2) \cdot n = (3,34 \cdot 21,6 + 16,4/2) \cdot 5 = 401,72 \text{ кН}$$

$$N_{\text{пер.ср}} = q_{\text{пер}} \cdot A_{\text{ср}} \cdot n + N_{\text{риг}} = (3,34 \cdot 43,2 + 16,4) \cdot 5 = 803,44 \text{ кН}$$

де: $q_{\text{пер}}$ – вага 1 м² перекриття, кН/м², n – кількість перекриттів,

$N_{\text{риг}}$ – власна вага ригеля.

в) Вага зовнішньої самонесучої стіни:

$$N_{\text{ст.кр}}' = q_{\text{ст.кр}} \cdot (A_{\text{ст}} - A_{\text{ост}}) = 9,69 \cdot (7,2 \cdot 19,8 - 1,8 \cdot 1,8 \cdot 4) = 1255,82 \text{ кН}$$

де: $q_{\text{ст.кр}}$ – вага 1 м² зовнішньої стіни, кН/м²;

$$A_{\text{ст}} = L \cdot H;$$

L – крок колон;

H – висота стіни;

$A_{\text{ост}}$ – площа заскління.

$$N_{\text{ст.кр}} = N_{\text{ст.кр}}' / 7,2 = 1255,82 / 7,2 = 174,42 \text{ кН/п.м.}$$

г) Вага колони:

$$N_{\text{к.кр}} = N_{\text{к.ср}} = A_{\text{к}} \cdot H_{\text{к}} \cdot \gamma_{\text{з/б}} = 0,16 \cdot 19,8 \cdot 25 = 79,2 \text{ кН}$$

де: $A_{\text{к}}$ – площа поперечного перерізу колон, м²; $H_{\text{к}}$ – повна висота, м; $\gamma_{\text{з/б}} = 25 \text{ кН/м}^3$ – вага 1 м³ залізобетону.

Тимчасові навантаження:

а) Снігове навантаження за [13]

$$N_{\text{сн.кр}} = S \cdot A_{\text{кр}} \cdot \psi_2 = 1,6 \cdot 21,6 \cdot 0,9 = 31,1 \text{ кН}$$

$$sN_{\text{сн.кр}} = S \cdot A_{\text{кр}} \cdot \psi_2 = 1,6 \cdot 43,2 \cdot 0,9 = 62,2 \text{ кН}$$

де: $S = S_0 \cdot \mu = 1,6 \cdot 1 = 1,6 \text{ кН/м}^2$ – повне характеристичне навантаження від снігу на горизонтальну проекцію покриття, кН/м^2 ;

$S_0 = 1,6 \text{ кН/м}^2$ – характеристична вага снігового покриву на 1 м^2 поверхні землі, що приймають горизонтальною;

$\mu = 1$ – коефіцієнт переходу від ваги снігового шару на землі до снігового завантаження на конструкцію покриття;

$\psi_2 = 0,9$ – коефіцієнт поєднання навантажень.

б) Короткочасне корисне навантаження на перекриття:

$$N_{\text{корисне.кр}} = \eta \cdot A_{\text{кр}} \cdot n \cdot \psi_A \cdot \psi_n \cdot \psi_2 = 2 \cdot 21,6 \cdot 5 \cdot 0,96 \cdot 0,71 \cdot 0,9 = 132,5 \text{ кН}$$

$$N_{\text{корисне.ср}} = \eta \cdot A_{\text{ср}} \cdot n \cdot \psi_A \cdot \psi_n \cdot \psi_2 = 2 \cdot 43,2 \cdot 5 \cdot 0,96 \cdot 0,71 \cdot 0,9 = 265 \text{ кН}$$

де: $\eta = 2,0 \text{ кН/м}^2$ – характеристичне рівномірно розподілене навантаження на перекриття;

n – кількість перекриттів;

ψ_A , ψ_n – коефіцієнти поєднання;

$$\psi_2 = 0,9;$$

- для операційної площі 42 м^2 :

$$\psi_A = 0,5 + 0,5 / 1,08 = 0,96$$

- при кількості перекриттів $n = 5$:

$$\psi_n = 0,5 + (0,96 - 0,5) / 2,24 = 0,71$$

Таблиця 2.5 Зведена таблиця навантажень

№ з/п	Вид навантаження	Навантаження на фундамент			
		Крайній		Середній	
		N, кН	M, кН·м	N, кН	M, кНм
	а) Постійні				
1	Вага покриття	103,0	-	205,9	-
2	Вага перекриттів	401,72	-	803,44	-
3	Вага колон	79,2	-	79,2	-
	ВСЬОГО	583,92	-	1088,54	-
	б) Тимчасові				
4	Вага снігу	19,4	-	9,7	-
5	Вага корисного навантаження	132,5	-	265	-
	ВСЬОГО($\sum \cdot 0,9$)	136,71	-	247,23	-
	В С Ь О Г О	720,63	144,13	1335,77	267,15
6	Вага зовнішньої стіни	174,42	-	-	-
		кН/м.п.			

2.1.4 Проектування фундаментів неглибокого закладання

До типу фундаментів із неглибоким закладенням відносять: плитні фундаменти, окремо стоячі стовпчасті фундаменти, стрічкові та ін. Їх призначення – передача навантаження від споруди на природні або штучні основи.

1. Глибина закладення фундаментної підшви:

Цю глибину закладення фундаментної підшви приймають від позначки природного рельєфу (NL).

2. Підрахунок розмірів фундаментної підшви:

Попередня площа підшви фундаменту:

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma \cdot d_n}$$

де: R_0 – умовний розрахунковий опір для попередніх розрахунків;

$\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$ – середня питома вага фундаменту та вага ґрунту на його обрізі;

d_n – глибина закладення фундаментної підшви.

$$A_{\text{кр}} = 720,63 / (220 - 20 \cdot 3,97) = 5,13 \text{ м}^2$$

$$A_{\text{ср}} = 1335,77 / (220 - 20 \cdot 3,97) = 9,5 \text{ м}^2$$

За отриманими значеннями підбираємо фундаменти:

- крайні: ФА7 – плита 2,7 x 2,1 (1,8 x 1,5) м; $A = 5,68 \text{ м}^2$; $h = 1,5 \text{ м}$.

- середні: ФА11 – плити 3,6 x 3,0 (2,7 x 2,1 и 1,8 x 0,9) м; $A = 10,8 \text{ м}^2$.

Перевірка тиску по підшві прийнятих фундаментів

$$p \leq R; \quad p_{\text{max}} \leq 1,2R; \quad \frac{p_{\text{min}}}{p_{\text{max}}} \geq 0,2$$

де: $p = \frac{N}{A} + \gamma \cdot d$ – середній тиск;

R – розрахунковий опір ґрунту:

$$P_{\text{max/min}} = p \pm \frac{M + Q \cdot d}{W}$$

$$W = b \cdot l^2 / 6$$

Для крайних: $p = 720,63 / 5,68 + 20 \cdot 1,5 = 156,87 \text{ кН/м}^2$

$$p_{\text{max/min}} = 156,87 \pm 144,13 / 2,552 ;$$

$$p_{\text{max}} = 213,35 \text{ кН/м}^2 ; \quad p_{\text{min}} = 100,39 \text{ кН/м}^2.$$

Для середніх: $p = 1335,77 / 10,8 + 20 \cdot 1,5 = 153,68 \text{ кН/м}^2$

$$p_{\text{max/min}} = 153,68 \pm 267,15 / 6,48 ;$$

$$p_{\text{max}} = 194,91 \text{ кН/м}^2 ; \quad p_{\text{min}} = 112,45 \text{ кН/м}^2.$$

Розрахунковий опір ґрунту:

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

де: γ_{c1} та γ_{c2} – коефіцієнти для умов роботи;

$k = 1; k_z = 1; M_\gamma, M_q$ та M_c – коефіцієнти;

$d_1 = h_s + h_{cf} \cdot \gamma_{cf} / \gamma'_{II} = 1,5 + 0,08 \cdot 20 / 17,1 = 1,6$ м – глибина залягання фундаменту;

d_b – глибина підвалу;

γ'_{II} та γ_{II} – середні величини питомої ваги ґрунтів відповідно вище та нижче підшови фундаменту (17,1 кН/м³);

$c_{II} = 9$ кН/м² – розрахункова величина характеристики питомого зчеплення ґрунту, який залягає під фундаментом.

$$R_{кр} = 1,25 \cdot 1,0 [0,51 \cdot 2,1 \cdot 18,7 + 3,06 \cdot 1,6 \cdot 17,1 + (3,06 - 1) \cdot 2,37 \cdot 17,1 + 5,66 \cdot 9] = 1,25 \cdot [20,03 + 83,72 + 83,49 + 50,94] = 297,73 \text{ кН/м}^2$$

$$R_{ср} = 1,25 \cdot 1,0 [0,51 \cdot 3,0 \cdot 18,7 + 3,06 \cdot 1,6 \cdot 17,1 + (3,06 - 1) \cdot 2,37 \cdot 17,1 + 5,66 \cdot 9] = 1,25 \cdot [28,61 + 83,72 + 83,49 + 50,94] = 308,45 \text{ кН/м}^2$$

2.1.5 Розрахунок осідання фундаменту методом підсумування окремих шарів

На рис. 2.1 наведено розрахункову схему стовпчатих фундаментів.

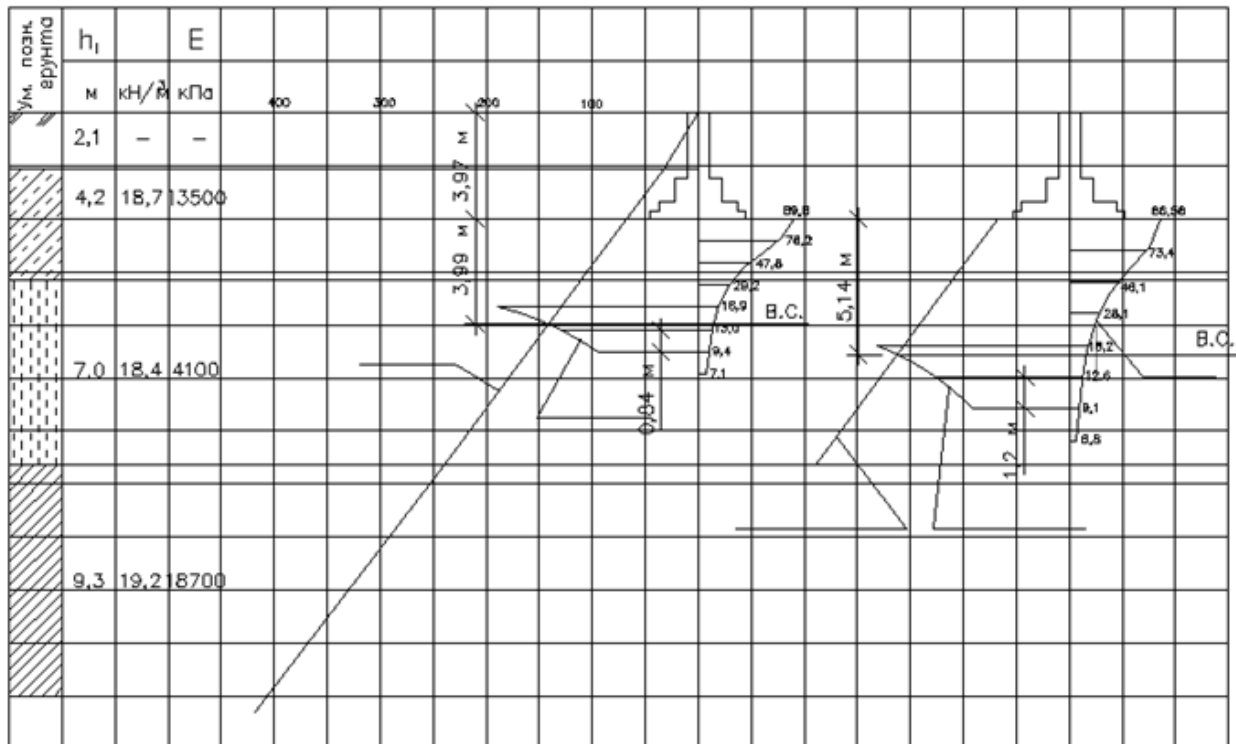


Рис. 2.1 Розрахункова схема

Напруження, що виникає від власної ваги ґрунту:

$$\sigma_{zг1} = 15,3 \cdot 2,1 = 32,13 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zг2} = 32,13 + 18,7 \cdot 4,2 = 110,67 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zг3} = 110,67 + 18,4 \cdot 7 = 239,47 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zг4} = 239,47 + 19,2 \cdot 9,3 = 418,07 \text{ кН/м}^2$$

на позначці підосви фундаменту:

$$\sigma_{zг0} = 32,13 + 18,7 \cdot 1,87 = 67,1 \text{ кН/м}^2$$

Напруження від додаткового тиску на відмітці підосви фундаменту:

$$\text{- для крайніх: } \sigma_{zг0} = p - \sigma_{zг0} = 156,87 - 67,1 = 89,77 \text{ кН/м}^2$$

$$\text{- для середніх: } \sigma_{zг0} = p - \sigma_{zг0} = 153,68 - 67,1 = 86,58 \text{ кН/м}^2$$

Стиснута товща ґрунту нижче підосви фундаменту розбивається на елементарні шари з товщиною:

$$\text{- крайні } h_i = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,1 = 0,84 \text{ м.}$$

$$\text{- середні } h_i = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 3,0 = 1,2 \text{ м.}$$

Напруження на позначці початку висоти кожного елементарного шару:

$$\sigma_{zp} = \alpha (p - \sigma_{zг0})$$

де: α – коефіцієнт, що залежить від ζ и η ;

p – тиск по підосві фундаменту, кН/м² ;

$\sigma_{zг0}$ – напруження від ваги ґрунту на позначці підосви фундаменту.

Ущільнення ґрунту відбувається в межах товщини, що стискається, нижня межа якої знаходиться на глибині H_c , де задовольняється умова:

$$\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zг}$$

Нижня межа товщини, що стискається (В.С.) знаходиться на глибині:

- для крайніх: 3,99 м

- для середніх: 5,14 м

Осідання конструкції фундаменту обчислюється як сума осідань всіх елементарних шарів в лімітах товщини, що стискається:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}$$

де: β – коефіцієнт, рівний 0,8 ;

σ_{zg1} – середнє значення додаткового тиску в межах «і-го» шару;

h_i – товщина одного елементарного шару;

E_i – модуль деформації ґрунту, в межах якого знаходиться «і-й» шар (для шара розташованого в межах двох ПЕ визначається середньозважене значення модуля деформації). Отримане осідання порівнюється з граничним значенням осідання:

$$S \leq S_u ; \quad S_{\text{кр}} = 1,68 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}$$
$$S_{\text{ср}} = 3,22 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см}$$

Умова виконується.

2.2. Проектування пальових фундаментів

Призматичні суцільні збірні забивні залізобетонні палі є найпоширенішими.

1. Призначення розмірів палі:

Підошва палі заглиблена на 1,17 м у 4-й шар (суглинок важкий, $\rho_d = 1,59 \text{ г/см}^3$ та $E = 18,7 \text{ МПа}$). Над дном котловану зберігається недобита ділянка палі довжиною 0,5 м для подальшого з'єднання її з ростверком. Виходячи з цих умов приймаємо палю З 11 - 30.

Несуча здатність паль-стійок:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot h_i \cdot f_i) = 1,0 (1,0 \cdot 11700 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 126,7) = 1205,04 \text{ кН}$$

де: $\gamma_c, \gamma_{CR}, \gamma_{cf}$ – коефіцієнти роботи палі;

R – розрахунковий опір ґрунту під палевою підошвою;

A та U – площа й периметр поперечного перетину палі;

h_i – товщина умовного шару, на котрі діляться ПЕ, пройдені палею;

f_i – розрахунковий опір тертю ґрунту по бічній грані палі.

Таблиця 2.5 Опір палі по бічній поверхні

№ умовного шару	Z_i , м	I_L	f_i , кН/м ²	h_i , м	$h_i \cdot f_i$
1	5,14	0,4	29,3	2,33	68,3
2	7,31	1,33	0	2	0
3	9,31	1,33	0	2	0
4	11,31	1,33	0	2	0
5	12,81	1,33	0	1	0
6	13,9	0,3	49,9	1,17	58,4
					126,7

Вертикальне розрахункове навантаження на палю:

$$N_{св} = F_d / \gamma_k = 1205,04 / 1,4 = 860,74 \text{ кН}$$

де: γ_k – коефіцієнт надійності

Параметри пальового куща:

- крайнього

$$N = 864,76 \text{ кН}$$

$$M = 172,96 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

- середнього

$$N = 1602,92 \text{ кН}$$

$$M = 320,58 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Кількість палей у палювому фундаменті:

$$n = 1,1 N / N_{п}$$

де:

N – розрахункове навантаження на конструкцію фундаменту від ваги будівлі, кН;

1,1 – коефіцієнт, що приймає до розрахунку вагу ростверку.

$$n_{кр} = 1,1 \cdot 864,76 / 860,74 = 1,1$$

$$n_{ср} = 1,1 \cdot 1602,92 / 860,74 = 2,1$$

Приймаємо $n_{кр} = 2$ та $n_{ср} = 3$.

Навантаження на палю як складової пальового куща:

$$N_{сві} = \frac{N + G_p}{n} \pm \frac{(M_x + Q \cdot d_p) y_i}{\sum y_i^2}$$

де: $G_p = \gamma_f \cdot \gamma \cdot A_p \cdot d_p$ – вага ростверку.

Повинні дотримуватися умови:

- $\max N_{пал,i} \leq N_{п}$
- $\min N_{пал,i} > 0$ – відображає факт роботи паль на вдавлююче навантаження.

Крайній кущ:

$$G_p = 1,2 \cdot 20 \cdot 0,9 \cdot 1,5 = 32,4 \text{ кН}$$

$$N_{п1,2} = 448,58 \pm 192,18 \text{ кН}$$

$$N_{п1} = 640,76 < N_{п} = 860,74 \text{ кН}$$

$$N_{п2} = 256,4 > 0$$

Палі працюють на навантаження, що вдавлює.

Средний кущ:

$$G_p = 1,2 \cdot 20 \cdot 2,25 \cdot 1,5 = 81 \text{ кН}$$

$$N_{п1,2,3} = 561,31 \pm 178,1 \text{ кН}$$

$$N_{п1} = 739,41 < N_{п} = 860,74 \text{ кН}$$

$$N_{п2,3} = 383,21 > 0$$

Палі працюють на навантаження, що вдавлює.

Плани пальових фундаментів наведено на рис. 2.2.

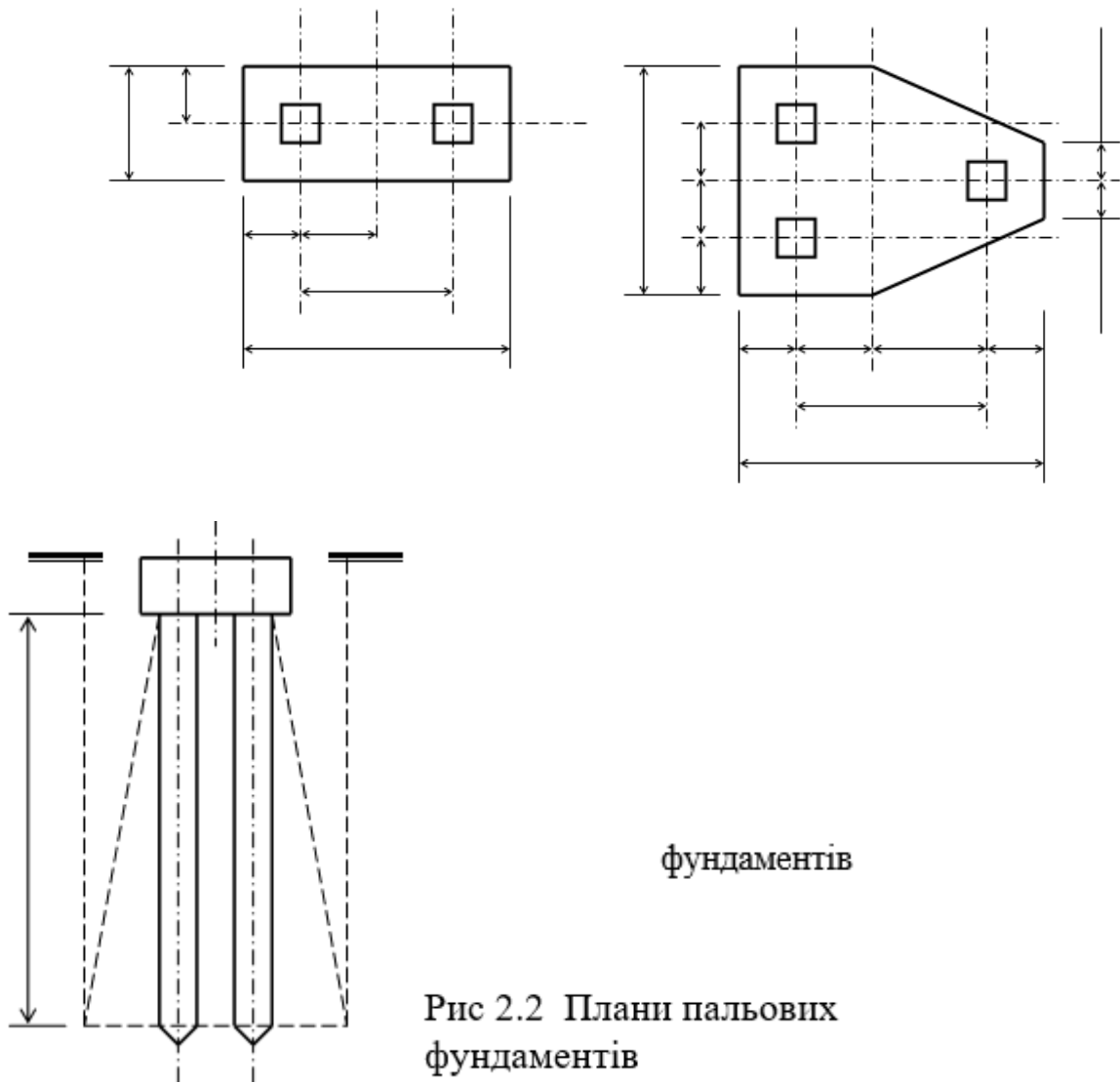


Рис 2.2 Плани пальових фундаментів

На рисунку 2.3 наведено розрахункову схему фундаменту.

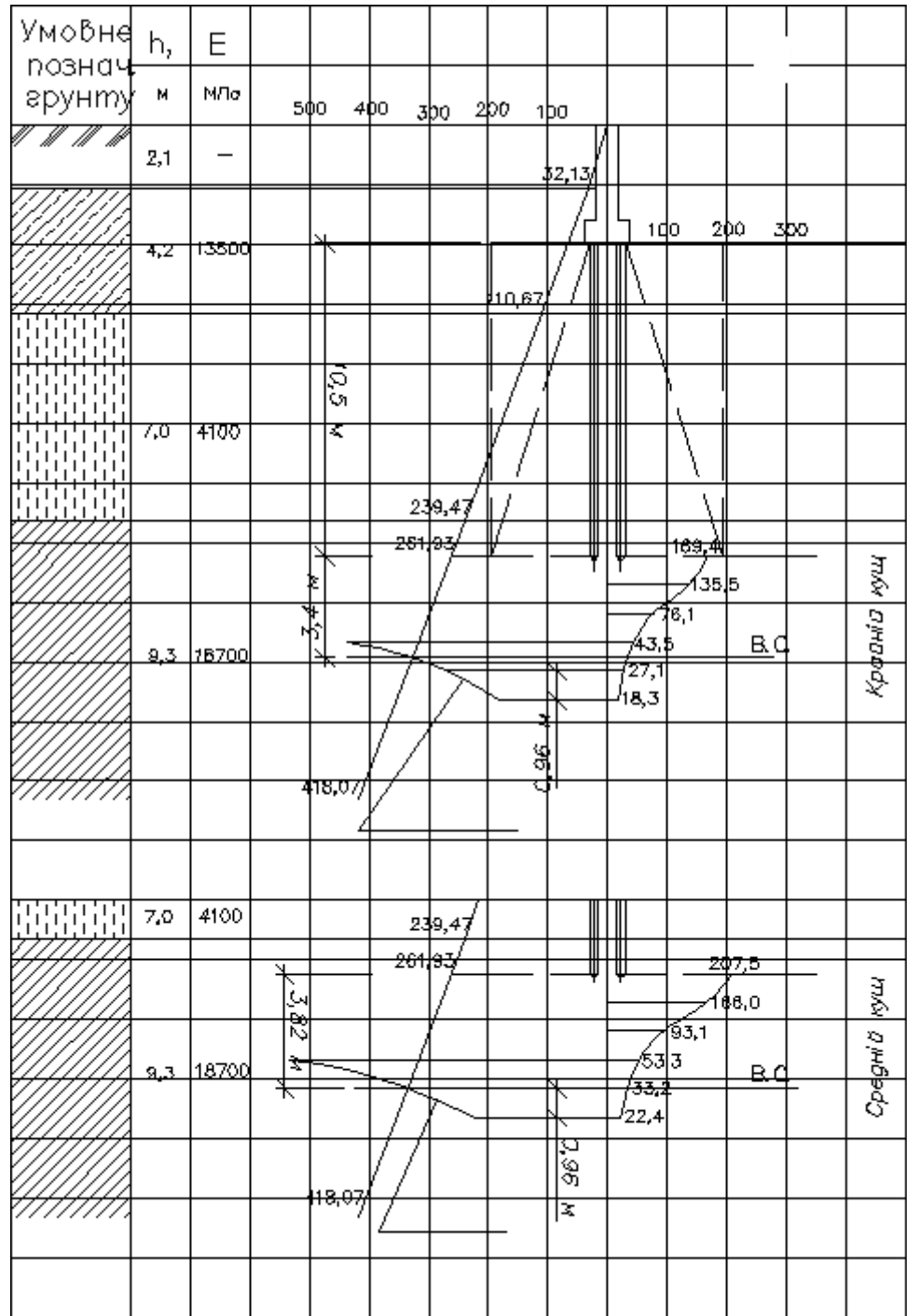


Рис.2.3 Розрахункова схема фундаменту

2.2.1 Розрахунок осідання фундаменту пальової конструкції

Розрахунок основи фундаменту, що вляє собою висячі палі, виконується, виходячи з уявлення, що фундамент є умовним фундаментом на природній основі. як для умовного фундаменту на природній основі.

Обчислимо границі фундаменту, який вважатимемо умовним (див. рис. 2.1):

$$a = h \cdot \operatorname{tg}(\varphi_{\text{п,мт}}/4) = 10,5 \cdot 0,076 = 0,798 \text{ м}$$

$$0,798 \text{ м} < 2 \cdot d = 2 \cdot 0,3 = 0,6 \text{ м}$$

приймаємо $a = 0,6 \text{ м}$

Розрахунковий кут внутрішнього тертя:

$$\varphi_{\text{п,мт}} = \frac{\sum \varphi_{\text{п,мт}} \cdot h_i}{\sum h_i} = (19 \cdot 2,33 + 17 \cdot 7 + 16 \cdot 1,17) / 10,5 = 17,33^\circ$$

Розміри фундаменту, що є умовним, в плані:

- крайній

$$B_{\text{у.кр}} = 2 \cdot a + 4 \cdot d = 2 \cdot 0,6 + 4 \cdot 0,3 = 2,4 \text{ м}$$

$$L_{\text{у.кр}} = 2 \cdot a + d = 2 \cdot 0,6 + 0,3 = 1,5 \text{ м};$$

$$\eta_{\text{кр}} = L_{\text{у.кр}} / B_{\text{у.кр}} = 0,625$$

- середній

$$B_{\text{у.ср}} = 2 \cdot a + 4 \cdot d = 2 \cdot 0,6 + 4 \cdot 0,3 = 2,4 \text{ м}$$

$$L_{\text{у.ср}} = B_{\text{у.ср}} = 2,4 \text{ м}; \quad \eta_{\text{ср}} = L_{\text{у.ср}} / B_{\text{у.ср}} = 1,0$$

Площа та вага умовного фундаменту:

- крайній

$$A_{\text{уф.кр}} = B_{\text{у.кр}} \cdot L_{\text{у.кр}} = 2,4 \cdot 1,5 = 3,6 \text{ м}^2$$

$$G_{\text{уф.кр}} = A_{\text{уф.кр}} \cdot H_{\text{уф.кр}} \cdot \gamma_{\text{мт}} = 3,6 \cdot 10,5 \cdot 18,2 = 687,96 \text{ кН}$$

- середній

$$A_{y\phi.cp} = B_{y.cp} \cdot L_{y.cp} = 2,4 \cdot 2,4 = 5,76 \text{ м}^2$$

$$G_{y\phi.cp} = A_{y\phi.cp} \cdot H_{y\phi.cp} \cdot \gamma_{mt} = 5,76 \cdot 10,5 \cdot 18,2 = 1100,74 \text{ кН}$$

$$\gamma_{mt} = (17,1 \cdot 2,33 + 18,4 \cdot 7 + 19,2 \cdot 1,17) / 10,5 = 18,2 \text{ кН/м}^3$$

Середній тиск під подошвою фундаменту, що є умовним:

$$P_{cp} = \frac{N + G_{y\phi}}{A_{y\phi}}$$

$$P_{cp.kp} = (864,76 + 687,96) / 3,6 = 431,31 \text{ кПа}$$

$$P_{cp.cp} = (1602,92 + 1100,74) / 5,76 = 469,39 \text{ кПа}$$

Опір ґрунту під подошвою фундаменту, що є умовним:

$$R = 1,25 [0,42 \cdot 2,4 \cdot 19,2 + 2,73 \cdot 1,6 \cdot 19,2 + (2,73 - 1) \cdot 2,37 \cdot 19,2 + 5,31 \cdot 53] \\ = 1,25 [19,35 + 83,87 + 78,72 + 281,43] = 579,21 \text{ кПа}$$

$$P_{cp.kp} = 431,31 \text{ кПа} < R = 579,21 \text{ кПа}$$

Умову виконано

$$P_{cp.cp} = 469,39 \text{ кПа} < R = 579,21 \text{ кПа}$$

Умову виконано

Напруження, викликані власною вагою ґрунту на позначці подошви шару та на відмітці подошви фундаменту, що є умовним:

$$\sigma_{zg1} = 15,3 \cdot 2,1 = 32,13 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg2} = 32,13 + 18,7 \cdot 4,2 = 110,67 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg3} = 110,67 + 18,4 \cdot 7 = 239,47 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_{zg4} = 239,47 + 19,2 \cdot 9,3 = 418,07 \text{ кН/м}^2$$

на відмітці подошви фундаменту, що є умовним:

$$\sigma_{zg0} = 239,47 + 19,2 \cdot 1,17 = 261,93 \text{ кН/м}^2$$

Додаткове напруження на відмітці подошви фундаменту, що є умовним:

$$\sigma_{zp0.kp} = P_{cp.kp} - \sigma_{zg0} = 431,31 - 261,93 = 169,38 \text{ кПа}$$

$$\sigma_{zp0.cp} = P_{cp.cp} - \sigma_{zg0} = 469,39 - 261,93 = 207,46 \text{ кПа}$$

Нижче рівня подошви фундаменту, що є умовним, ґрунтова товща розбивається на елементарні шари, що мають товщину:

$$h_i = 0,4 \cdot B_v = 0,4 \cdot 2,4 = 0,96 \text{ м.}$$

Осідання пального фундаменту відповідає сумі осідань окремих елементарних шарів:

$$S_{кр} = \sum S_i = 1,93 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см.}$$

$$S_{ср} = \sum S_i = 2,36 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см.}$$

Умови виконано.

3. Розрахунок елементів каркасу будівлі

3.1 Рама будівлі

Основою каркаса, що несе, є плоска рама, що має шість ярусів та чотири прогони. Стійки рами прийнято постійного перерізу (400 x 400 мм). Ригелі таврового перерізу, полицею вниз. Ригелі із стійками зєднуються за допомогою вкорочених консолей. Цей вузол у розрахунковій схемі моделюється шарнірно. Для забезпечення жорсткості рами у своїй площині другий проліт по всіх ярусах заповнений суцільними діафрагмами, товщиною 14 см. Розрахунок рами виконаний на основі методу кінцевих елементів. При цьому стійки моделюються елементами стрижневого типу (КЕ 2- стержневий елемент плоскої рами), ригелі, закріплені шарнірно по кінцях, моделюються так само стрижневими елементами, діафрагми моделюються елементами типу балка-стінка (тип 21), де кожен вузол має два ступеня свободи.

Рама розраховується на 6 варіантів завантаження (табл.2.6):

Таблиця 2.6 Навантаження, що діють на раму будівлі

№ завантаження	Назва завантаження
1	Постійне навантаження
2	Снігове навантаження
3	Корисне навантаження
4	Корисне навантаження
5	Вітер зліва
6	Вітер праворуч

В результаті розрахунку отримано таблицю внутрішніх зусиль. У стійках ці зусилля обчислені в двох розрахункових перерізах стержня-кінцевих перерізах елемента. У ригелі зусилля обчислюються в 5-ти перерізах по довжині елемента. У балках стінках підвалу та першого поверху (найбільш навантажені) зусилля обчислені у 20-ти кінцевих елементах.

У стійках та ригелях у кожному перерізі отримано три види зусиль:

- 1 – поздовжня сила – N , кН;
- 2 - згинальний момент - M , кН · м;
- 3 – поперечна сила – Q , кН.

В елементах балки стінки зусилля обчислені в центрі кожного кінцевого елемента і є напруженнями:

$$NX \rightarrow \sigma_x; \quad NZ \rightarrow \sigma_z; \quad TXZ \rightarrow \tau_{xy}.$$

Для того, щоб перейти від напружень до зусиль, треба напруження помножити на площу перерізу.

За цими результатами складається розрахункові сполучення зусиль (РСЗ), що визначають величини екстремальних зусиль. Крім зусиль отримані також величини переміщень вузлів рами від усіх факторів завантаження, за якими можна робити висновки про деформований стан споруди.

3.3 Збір навантажень

а) Постійна (вага конструкцій):

- вага 1 м.п. стійок перетином 400x400 мм:

$$g_{ст} = A \cdot G \cdot \gamma_f = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 = 4,4 \text{ кН/мп}$$

-вага 1 м.п. ригеля:

$$g_{риг} = A \cdot G \cdot \gamma_f = (0,4 \cdot 0,25 + 0,2 \cdot 0,2) \cdot 25 \cdot 1,1 = 3,85 \text{ кН/мп}$$

-вага 1 м² діафрагми ($D_{діаф} = 140$ мм):

$$g_{діаф} = G \cdot D \cdot \gamma_f = 25 \cdot 0,14 \cdot 1,1 = 3,85 \text{ кН/м}^2$$

- навантаження на 1 м.п. ригеля від перекриття:

$$g_{\text{пер}} = g_{\text{риг}} + g_{\text{пер}} \cdot b = 3,85 + 3,34 \cdot 6 = 23,89 \text{ кН/мп}$$

-навантаження на 1 м.п. ригеля від конструкції покриття:

$$g_{\text{пок}} = g_{\text{риг}} + g_{\text{пок}} \cdot b = 3,85 + 4,35 \cdot 6 = 29,95 \text{ кН/мп.}$$

Визначимо величини моментів, що діють на стійки, від ваги конструкцій, оскільки зусилля від ригеля до центру ваги колони прикладене з ексцентриситетом:

$$M = R \cdot e = 0,275 \cdot R$$

У кожному вузлі кріплення ригеля визначаємо реакцію R від навантаження на 1 м.п. ригеля за формулою $R = 0,5 \cdot l \cdot g$; а потім момент

$$\pm M = 0,275 \cdot 0,5 \cdot l \cdot g = 0,1375 \cdot l \cdot g.$$

Від перекриття:

Вузли 28 , 29 та 36:

$$M_{28} = 0,1375 \cdot 6,0 \cdot 23,89 = 19,71 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Вузли 34 та 35:

$$M_{35} = -M_{28} + 0,1375 \cdot 3,0 \cdot 23,89 = -19,71 + 9,855 = -9,855 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Від конструкції покриття:

Вузли 91 , 92 та 99:

$$M_{91} = 0,1375 \cdot 6,0 \cdot 29,95 = 24,71 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Вузли 98 та 97:

$$M_{98} = -M_{91} + 0,1375 \cdot 3,0 \cdot 29,95 = -24,71 + 12,35 = -12,35 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

б) Тимчасове навантаження:

1) Снігове: $S_0 = 1,6 \text{ кН/м}^2$; $\gamma_{fm} = 1,14$; $S_m = 1,6 \cdot 1,14 \cdot 1 = 1,82 \text{ кН/м}^2$

на 1 м.п. покриття

$$P_{\text{сн}} = P_{\text{сн}}^H \cdot b = 1,82 \cdot 6,0 = 10,94 \text{ кН/м.п}$$

Вузлові моменти:

$$\text{Вузли 91 , 92 та 99: } M_{91}^{\text{сн}} = 0,1375 \cdot 6,0 \cdot 4,2 = 3,465 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\text{Вузли 98 та 97: } M_{98}^{\text{сн}} = -3,465 + 1,733 = -1,733 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

2) Корисне ($P_H = 2 \text{ кН/м}^2$; $\gamma_f = 1,2$; $p = 2,4 \text{ кН/м}^2$):

Розглянемо два варіанти дії корисного навантаження:

2-а: корисне навантаження на всіх ригелях схеми рами;

2-б: корисне навантаження прикладене у шаховому розташуванні згідно зі схемою (рис.2.4)

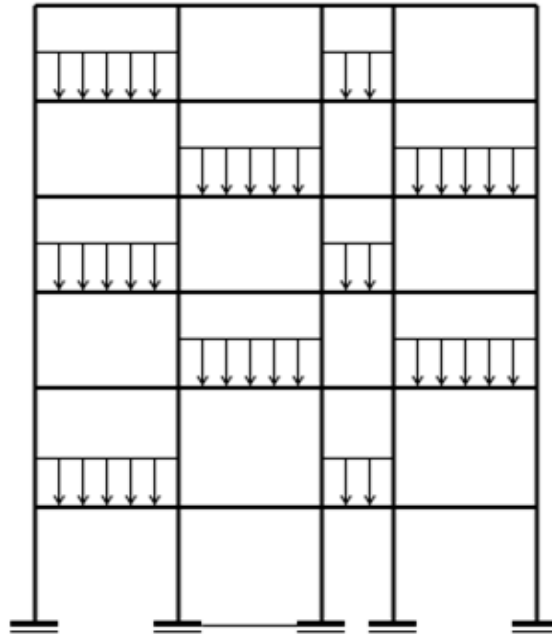


Рис. 2.4 Схема рами будівлі

На 1 м.п. ригеля перекриття:

$$P = 2,4 \cdot 6,0 = 14,4 \text{ кН}$$

Вузлові моменти:

Вузли 28, 29 та 36:

$$M_{28\text{сн}} = 0,1375 \cdot 6,0 \cdot 14,4 = 11,88 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Вузли 34 та 35:

$$M_{34\text{сн}} = 0,1375 \cdot 3,0 \cdot 14,4 = - 5,94 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

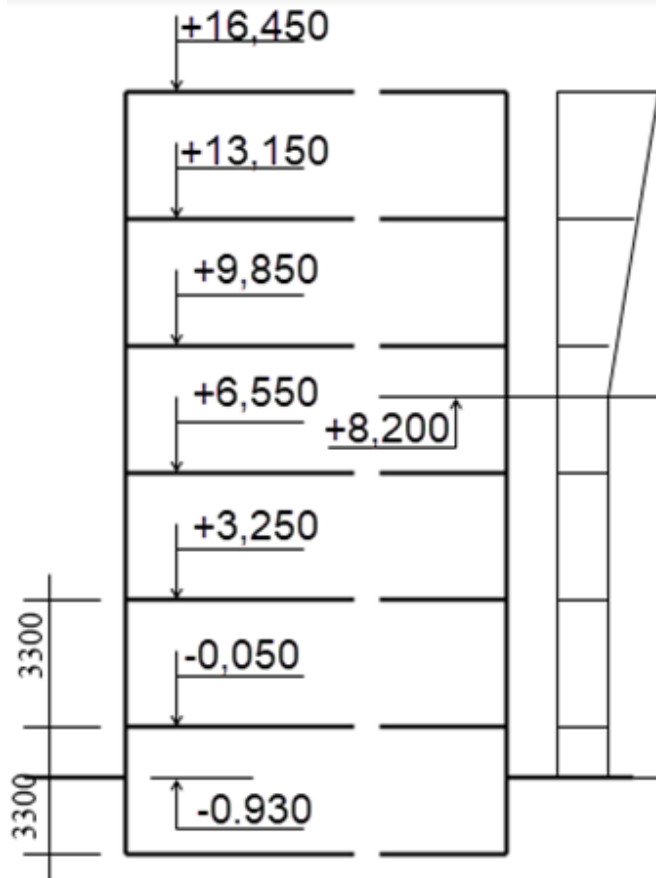


Рис. 2.5 Схема вітрового завантаження рами

3) Вітрове навантаження
 $(W_{0H} = 0,38 \text{ кН/м}^2; W_0 = W_{0H} \cdot \gamma_f \cdot b = 0,38 \cdot 1,4 \cdot 6,0 = 3,192 \text{ кН/мп})$
 $W = 3,77 \text{ кН/мп}; W^+ = 3,02 \text{ кН/мп}$
 $W^- = 2,26 \text{ кН/мп}$
 $W = 3,52 \text{ кН/мп};$
 $W^+ = 2,82 \text{ кН/мп}$
 $W^- = 2,11 \text{ кН/мп}$
 $W = 3,26 \text{ кН/мп};$
 $W^+ = 2,61 \text{ кН/мп}$
 $W^- = 1,96 \text{ кН/мп}$
 $W = 3,2 \cdot C \text{ кН/мп}$
 $W^+ = 2,56 \text{ кН/мп}$
 $W^- = 1,92 \text{ кН/мп}$
 $W = 3,192 \cdot C \text{ кН/мп}$
 $W^+ = 2,554 \text{ кН/мп}$
 $W^- = 1,9115 \text{ кН/мп}$

3.4. Розрахунок й конструювання колони

Робоча висота перетину:

$$d = h - a = 400 - 40 = 360 \text{ мм.}$$

Розрахунок елементів із залізобетону за міцністю виконують на дію одного з двох видів поєднань навантажень:

- поєднання "А" враховує дію усіх навантажень, окрім навантажень нетривалої дії;

- поєднання "Б" враховує й навантаження нетривалої дії.

Оскільки має місце зусилля від вітрового навантаження, вважаємо за комбінацією "Б", тобто на одночасний вплив усіх навантажень з коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{b2} = 1,1$ та $f_{cd} = 16 \text{ МПа}$.

Перевіримо необхідність розрахунку прогину елемента:

$$l_0 / h = 5000 / 400 = 12,5 > 4.$$

Обчислюємо прогин:

$$A_s = A'_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta} =$$
$$= 16 \cdot 400 \cdot 360 / 365 \cdot (0,34 - 0,28(1 - 0,5 \cdot 0,3)) / (1 - 0,111) = 725$$

Відсоток армування:

$$\mu = (A_s + A'_s) / b \cdot d = 2 \cdot 725 / (400 \cdot 360) = 0,0101 > 0,01$$

перераховувати не потрібно.

Армуємо кожну грань **2Ø22** з $A_s = 760 \text{ мм}^2$.

Елемент 31

Перевіримо необхідність розрахунку прогину елемента:

$$l_0 / h = 5000 / 400 = 12,5 > 4.$$

Критична сила:

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot E_b \cdot b \cdot h}{(l_0 / h)^2} \left[\frac{0,11 / (0,1 + \delta_1) + 0,1}{3 \cdot \varphi_1} + \mu \cdot \alpha \left(\frac{d - a'}{h} \right) \right] =$$

де: $\varphi_1 = 1,0$; $\beta = 1,0$; $e_o = M / N = 5,86 \cdot 10^6 / 1036,5 \cdot 10^3 = 5,65 \text{ мм}$;

$e_a = h / 30 = 400 / 30 = 13,33 \text{ мм}$ – випадковий ексцентриситет;

$e_o = 5,65 \text{ мм} < e_a = 13 \text{ мм}$ – у розрахунку враховуємо лише e_a ;

$$\delta_1 = e_o / h = 13,33 / 400 = 0,033;$$

$$\delta_{l,min} = 0,5 - 0,01 \cdot l_0 / h - 0,01 \cdot f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot (5000 / 400) - 0,01 \cdot 16 = 0,20;$$

$$\delta_1 = 0,033 < \delta_{l,min} = 0,20, \text{ приймаємо } \delta_1 = 0,20;$$

$$\mu = 0,01; \alpha = E_s / E_b = 20 \cdot 10^4 / (2,7 \cdot 10^4) = 7,4.$$

Коефіцієнт, який приймає до розрахунку вплив поздовжнього вигину стержня:

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 1036,5 / 6237) = 1,199$$

$$e_o = 13,33 \cdot 1,199 = 15,98 < 1 / 3 \cdot d = 1 / 3 \cdot 360 = 120 \text{ мм}$$

випадок малого ексцентриситету.

$$e = 13,33 \cdot 1,199 + (360 - 40) / 2 = 175,98 \text{ мм}$$

Відносна величина поздовжньої сили:

$$\alpha_n = \frac{N}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{1036,5 \cdot 10^3}{16 \cdot 400 \cdot 360} = 0,22;$$

Відносна величина моменту, що згинає:

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{f_{cd} \cdot b \cdot h} = \frac{1036,5 \cdot 10^3 \cdot 175,98}{16 \cdot 400 \cdot 360^2} = 0,45$$

$$\delta = a' / d = 40 / 360 = 0,111$$

$$A_s = A_s' = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5 \cdot \alpha_n)}{1 - \delta} =$$

$$= 16 \cdot 400 \cdot 360 / 365 \cdot (0,45 - 0,22(1 - 0,5 \cdot 0,22)) / (1 - 0,111) = 937 \text{ мм}^2$$

Відсоток армування:

$$\mu = (A_s + A_s') / b \cdot d = 2 \cdot 937 / (400 \cdot 360) = 0,0105 > 0,01$$

перераховувати не потрібно.

Армуємо кожну грань **2Ø25** с $A_s = 982 \text{ мм}^2$.

3.5. Розрахунок та конструювання ригеля

Елемент 43

Розрахунок міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі ригеля, у прольоті

Оскільки стиснута зона розташована вгорі, перетин будемо розглядати як прямокутний шириною $b = 20 \text{ см}$. Робоча висота перерізу, припускаючи діаметр поздовжньої арматури:

$$\emptyset = 28 \text{ мм}, d = 45 - 3 - 0,5 \cdot 2,8 = 40,6 \text{ см}.$$

Тепер послідовно обчислюємо:

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,728$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \sigma_s R / \sigma_{scu} (1 - \omega / 1,1)} = 0,728 / (1 + 365/500 \cdot (1 - 0,728 / 1,1)) = 0,584 ;$$

$$A_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \xi_R) = 0,584 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,584) = 0,414$$

Оскільки $A_o = M / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 17\,230\,000 / (20 \cdot 40,6^2 \cdot 15,3 \cdot 100) = 0,297 < 0,414$, то $\xi = 0,362$ та необхідна площа перерізу розтягнутої арматури $A_s = \xi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0,362 \cdot 20 \cdot 40,6 \cdot 15,3 / 365 = 12,29 \text{ см}^2$.

Приймаємо **2Ø28 A400с**, $A_s = 12,32 \text{ см}^2$, що становить $\mu = A_s / (b \cdot d) = 12,32 / (20 \cdot 40,6) = 0,015$.

Монтажну верхню арматуру приймаємо 2Ø12 A400, $A_s' = 2,26 \text{ см}^2$.

2. Розрахунок міцності перерізу, що є нормальним до поздовжньої осі ригеля, на опорі

На кінцях ригель оснащений нижніми підрізками. Оскільки частину ригеля на висоті підрізки включити в роботу на стиск досить важко, то в розрахунку приймаємо прямокутний перетин ригеля шириною $b = 20 \text{ см}$ та висотою $h = 30 \text{ см}$. Приймаючи діаметр робочої арматури на опорі 20 мм, робоча висота перетину:

$$d = 30 - 2 - 0,5 \cdot 2 = 27 \text{ см.}$$

За згинальним моментом обчислюємо:

$A_o = 5\,500\,000 / (20 \cdot 27^2 \cdot 15,3 \cdot 100) = 0,247$, $\xi = 0,288$, тоді потрібна площа арматури на опорі: $A_s = 0,288 \cdot 20 \cdot 27 \cdot 15,3 / 365 = 6,52 \text{ см}^2$.

Приймаємо стрижні **2Ø22 A400с**, $A_s = 7,6 \text{ см}^2$, що становить:

$$\mu = A_s / (b \cdot d) = 7,6 / (20 \cdot 27) = 0,014.$$

3. Розрахунок міцності перерізу, що є похилим до поздовжньої осі ригеля

Як розрахунковий приймаємо переріз у опорі розмірами

$b \cdot h = 20 \cdot 30$ см, в якому виникає розрахункова поперечна сила
 $Q = 115$ кН.

При діаметрі поздовжніх стрижнів 28 мм, поперечні стрижні - Ø22 А400. Крок стрижнів на пріопорній ділянці попередньо приймаємо з конструктивних міркувань:

$$s = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ см.}$$
$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847 ;$$

$$\alpha = E_s / E_b = 200\,000 / 29\,000 = 6,9 ;$$

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ см}^2 ;$$

$$\mu_w = A_{sw} / b \cdot s = 1,57 / 20 \cdot 15 = 0,005 ;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,005 = 1,18 < 1,3 .$$

Перевіряємо дотримання умови:

$Q = 145\,600 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1,18 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 20 \cdot 27 \cdot 100 = 247\,887 \text{ Н}$. Умова дотримується, тому прийняті розміри є достатніми.

Умову $Q = 145\,600 \text{ Н} > 0,6 \cdot 1,08 \cdot 20 \cdot 27 (1 + 0 + 0) 100 = 34\,992 \text{ Н}$ не дотримано, тому необхідним є розрахунок поперечної арматури.

$$q_{sw} = f_{yw} \cdot n \cdot f_w / s = 290 \cdot 1,57 \cdot 100 / 15 = 2983 \text{ Н/см}$$

$$c_o = \sqrt{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 / q_{sw}} =$$
$$= \sqrt{2 \cdot (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 2983} = 32,5 \text{ см.}$$

Оскільки $d = 27 \text{ см} < c_o = 32,5 \text{ см} < 2 d = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см}$, то небезпечною довжиною проекції похилої тріщини можна вважати $c_o = 32,5 \text{ см}$.

Визначаємо поперечну силу, котру може витримати перетин, що аналізуємо:

$$Q_{sw} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot q_{sw}} =$$

$$= 2 \sqrt{2 \cdot (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 272 \cdot 2983 \cdot 100} = 193\,848 \text{ Н} > Q = 145\,600 \text{ Н}.$$

Несуча здатність перерізу забезпечена з деяким запасом.

$$q_{sw} = Q^2 / [4 \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{cd} \cdot b \cdot d^2] =$$

$$= 145\,600^2 / [4 \cdot 2 (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100] = 1683 \text{ Н/см}$$

Потрібний крок поперечних стрижнів для забезпечення міцності перетину без зайвого запасу:

$$s = f_{yw} \cdot n \cdot f_w / q_{sw} = 290 \cdot 1,57 \cdot 100 / 1683 = 26,6 \text{ см}$$

Максимально допустимий крок:

$$s_{max} = 0,75 \cdot \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{cd} \cdot b \cdot d^2 / Q =$$

$$= 0,75 \cdot 2 (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 145\,600 = 16,2 \text{ см}$$

Збільшувати крок $s = 15 \text{ см}$, що прийнято, не можна. Таким чином, міцність похилого перерізу при поперечній арматурі, що прийнята, забезпечена. Однак з конструктивних рекомендацій поблизу підрізки до нижніх поздовжніх стрижнів необхідно приварити похилі **стрижні 2Ø22 А400с.**

Розрахунок щодо утворення та розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі ригеля в прольоті

Попередньо обчислимо геометричні параметри приведенного перетину.

Площа:

$$A_{red} = 25 \cdot 40 + 20 \cdot 20 + 6,9 \cdot (12,32 + 2,26) = 1500 \text{ см}^2.$$

Статичний момент перерізу відносно його нижньої грані:

$$S_{red} = 20 \cdot 45^2 / 2 + 2 \cdot 10 \cdot 25^2 / 2 + 6,9 (12,32 \cdot 4,5 + 2,26 \cdot 42,4) =$$

$$= 27\,549 \text{ см}^3.$$

Віддаль від нижньої грані перетину до центру ваги перетину

$$y_{red} = S_{red} / A_{red} = 27\,549 / 1500 = 18,4 \text{ см}.$$

Момент інерції:

$$I_{red} = 20 \cdot 45^3 / 12 + 20 \cdot 45 \cdot 4,1^2 + 20 \cdot 25^3 / 12 + 20 \cdot 25 \cdot 5,9^2 + 6,9 \cdot$$

$$\cdot [2,26 (42,4 - 18,4)^2 + 12,32 (18,4 - 4,5)^2] = 235\,889 \text{ см}^4.$$

Момент опору:

$$W_{red} = I_{red} / y_{red} = 235\,889 / 18,4 = 12\,820 \text{ см}^3.$$

Пружнопластичний момент опору при $\gamma = 1,75$:

$$W_{pl} = 1,75 \cdot 12\,820 = 22\,435 \text{ см}^3.$$

Оскільки момент тріщиноутворення:

$$M_{crs} = f_{ctk} \cdot W_{pl} + M_{гр} = 1,8 \cdot 22\,435 \cdot 100 + 0 = 4\,038\,300 \text{ Н} \cdot \text{см} =$$

$$= 40,383 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 119 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

тобто умову $M_{crs} \geq M_{гр}$ не дотримано й очевидно, що утворюються тріщини в перетині, що є нормальним до поздовжньої осі елемента. Отже необхідним є розрахунок з розкриття тріщин.

Спочатку обчислюємо ширину тривалого розкриття тріщин від постійного та тривалого навантаження ($M = 71 \text{ кН} \cdot \text{м}$).

$$\delta_m = M_{tot} / b \cdot d^2 \cdot f_{ctk} = 7\,100\,000 / [20 \cdot 40,6^2 \cdot 22 \cdot 100] = 0,098.$$

Оскільки переріз прямокутний ($b_f' = b_f$), то:

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) h_f'^2 + (A_s' + A_{sp}') \alpha / (2 \cdot \nu)}{b \cdot d} =$$

$$= (0 + 6,9 / (2 \cdot 0,15) 2,26) / [20 \cdot 40,6] = 0,064$$

$$h_f' = 2 \cdot a = 2 \cdot 1,6 = 3,2 \text{ см}$$

$$h_f' = 2 \cdot a = 2 \cdot 1,6 = 3,2 \text{ см}$$

$$\lambda = \varphi_f (1 - h_f' / (2 \cdot d)) = 0,064 (1 - 3,2 / (2 \cdot 4,06)) = 0,06$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + [1 + 5 (\delta_m + \lambda)] / (10 \cdot \mu \cdot a)} =$$

$$= 1 / [1,8 + (1 + 5 (0,098 + 0,06)) / (10 \cdot 0,015 \cdot 6,9)] = 0,273$$

Плече пари сил, що є внутрішньою:

$$z = 40,6 [1 - (3,2 / 40,6 \cdot 0,064 + 0,273^2) / (2 (0,064 + 0,273))] = 35,7 \text{ см}$$

Напруження в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot z) = 7\,100\,000 / (12,32 \cdot 35,7 \cdot 100) = 161 \text{ МПа}$$

Ширина тривалого розкриття нормальних тріщин у прольоті:

$$a_{\text{срс}} = 1 (1,6 - 15 \cdot 0,015) + 1 \cdot 161 / 200\,000 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt{28} = 0,14 \text{ мм}$$

$$0,14 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$$

Для обчислення збільшення величини ширини розкриття тріщин від навантаження, що є короткочасним ($M = 48 \text{ кН} \cdot \text{м}$), обчислюємо коефіцієнти:

$$\delta_m = 4\,800\,000 / (20 \cdot 40,62 \cdot 22 \cdot 100) = 0,066;$$

$$\varphi_f = (0 + 6,9 / (2 \cdot 0,45) + 2,26) / [2 \cdot 40,6] = 0,021;$$

$$\lambda = 0,021 (1 - 3,2 / (2 \cdot 4,06)) = 0,02;$$

$$\xi = 1 / [1,8 + (1 + 5 (0,066 + 0,02)) / (10 \cdot 0,015 \cdot 6,9)] = 0,314.$$

Плечі внутрішньої пари сил:

$$z = 40,6 [1 - (3,2 \cdot 0,021 / 40,6 + 0,314^2) / (2 (0,021 + 0,314))] = 34,5 \text{ см}$$

Напруження в арматурі:

$$\sigma_s = 4\,800\,000 / (12,32 \cdot 34,5 \cdot 100) = 113 \text{ МПа}$$

Тоді прирощення

$$\Delta a_{\text{срс}} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 113 / 200\,000 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt{28} = 0,07 \text{ мм}$$

та ширина нетривалого розкриття тріщин $a_{crc1} = a_{crc2} + \Delta a_{crc} = 0,14 + 0,07 = 0,21 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}$.

Таким чином, ширина тріщин у прольоті ригеля, нормальних для його поздовжньої осі, не перевищує таку, що допускається.

Розрахунок за утворенням та розкриттям тріщин, що є нормальними до поздовжньої осі ригеля на опорі

Площа приведенного перетину:

$$A_{red} = 20 \cdot 30 + 6,9 \cdot 7,6 = 652 \text{ см}^2.$$

Статичний момент приведенного перерізу щодо верхньої грані:

$$S_{red} = 20 \cdot 30 \cdot 0,5 + 6,9 \cdot 7,6 \cdot 3 = 9157 \text{ см}^3.$$

Віддаль від верхньої грані до центра ваги перетину:

$$y_{red} = 9157 / 652 = 14 \text{ см}.$$

Момент інерції перетину:

$$I_{red} = 20 \cdot 30^3 / 12 + 20 \cdot 30 \cdot 1^2 + 6,9 \cdot 7,6 (14 - 3)^2 = 51\,945 \text{ см}^4.$$

Момент опору:

$$W_{red} = 51\,945 / 14 = 3710 \text{ см}^3.$$

Пружнопластичний момент опору при

$$\gamma = 1,75 \quad W_{pl} = 1,75 \cdot 3710 = 6493 \text{ см}^3.$$

Оскільки момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = f_{ctk} \cdot W_{pl} + M_{тр} = 1,8 \cdot 6493 \cdot 100 + 0 = 1\,168\,767 \text{ Н} \cdot \text{см} = 11,69$$

$$\text{кН} \cdot \text{м} < M = 44 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad \text{то тріщини в нормальному перерізі}$$

утворюються й необхідно виконати розрахунок щодо їх розкриття.

Ширину тривалого розкриття тріщин від моменту вигину:

$$(M = 26 \text{ кН} \cdot \text{м}):$$

$$\delta_m = M_{tot} / b \cdot d^2 \cdot f_{ctk} = 2\,600\,000 / [20 \cdot 27^2 \cdot 22 \cdot 100] = 0,081;$$

$$\xi = 1 / [1,8 + (1 + 5(0,081 + 0)) / (10 \cdot 0,014 \cdot 6,9)] = 0,308;$$

$$z = 27 [1 - ((0 + 0,308^2) / (2(0 + 0,308)))] = 22,9 \text{ см}$$

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot z) = 2\,600\,000 / (7,6 \cdot 22,9 \cdot 100) = 149 \text{ МПа.}$$

$$a_{crc2} = 1(1,6 - 15 \cdot 0,014) \cdot 1 \cdot 149 / 200\,000 \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,014) \sqrt{22} = 0,12 \text{ мм}$$

$$0,12 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм.}$$

Аналогічно обчислюємо збільшення ширини розкриття тріщин від короткочасного навантаження ($M = 18 \text{ кН}\cdot\text{м}$):

$$\delta_m = 0,056; \xi = 0,319; z = 22,7 \text{ см}; \sigma_s = 104 \text{ МПа}; \Delta a_{crc} = 0,06 \text{ мм.}$$

Ширина тривалого розкриття тріщин на опорі від повного характеристичного навантаження:

$$a_{crc1} = 0,12 + 0,06 = 0,18 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм.}$$

Тріщини матимуть допустиму ширину.

Розрахунок з розкриття тріщин, що є похилими до поздовжньої осі ригеля

У приопорному перетині діє нормативна поперечна сила від тривалих та постійних навантажень $Q = 68,5 \text{ кН}$ та від короткочасних навантажень: $Q = 47,98 \text{ кН}$.

Для обчислення ширини розкривання тріщин, під час розрахунку за 2-ю групою граничних станів та коефіцієнта $0,8$, послідовно обчислюємо:

$$q_{sw} = f_{yk} \cdot A_{sw} / s = 390 \cdot 1,57 \cdot 100 / 15 = 4082 \text{ Н/см}$$

$$c_o = \sqrt{\varphi_{b2} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot d^2 / q_{sw}} =$$

$$= \sqrt{2 \cdot 1,8 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 4082} = 39,5 \text{ см} < 2d = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см};$$

$$Q_{bl} = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1,8 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 35,9 = 87\,723 \text{ Н} = 87,723 \text{ кН.}$$

Оскільки $Q_{bl} = 87,323 \text{ кН} > Q = 68,5 \text{ кН}$, то тріщини, що є похилими до поздовжньої осі ригеля, при дії постійного й тривалого характеристичного навантаження не утворюються. Тому обчислюємо лише ширину розкриття тріщин, що є нетривалим, від повного характеристичного навантаження.

Для цього знаходимо напруження в хомутах:

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_b}{A_{sw} \cdot d} \cdot s = \frac{(116\,480 - 87\,323)}{(1,57 \cdot 27 \cdot 100)} \cdot 15 = 103 \text{ МПа}$$

Обчислюємо потрібну ширину:

$$a_{crc} = \varphi_1 \frac{0,6 \cdot \omega_{sw} \cdot d_w \cdot \eta}{E_s \cdot d_w / d + 0,15 \cdot E_b (1 + 2\alpha \cdot \mu_w)} =$$

$$= 1 \cdot 0,6 \cdot 103 \cdot 10 \cdot 1 / [200\,000 \cdot 10 / 27 + 0,15 \cdot 29\,000 (1 - 2 \cdot 6,9 \cdot 0,005)] =$$

$$= 0,01 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Значення ширини розкриття тріщин не перевищує допустимого.

Розрахунок стику

Стик, як і опорний ділянку ригеля, зазнає дії згинального моменту: $M = 55 \text{ кНм}$.

Зусилля, що розтягує, викликане цим моментом, повинно бути сприйняте металевою накладкою, що приварюється до закладних деталей на верхній грані ригеля й на колоні, а рівновелике стискаюче зусилля – стиснутою зоною бетону й зварним швом між закладною деталлю на нижній грані підрізки ригеля. Точку прикладення зусилля, що стискає, з достатньою практикою точністю можна прийняти лише на рівні зазначеного зварного шва. Тоді плече пари сил $z = 30 \text{ см}$, а значення зусиль, що розтягують та стискають:

$$N = M / z = 5\,500\,000 / 30 = 183\,333 \text{ Н} = 183,333 \text{ кН.}$$

При розрахунковому опорі металу накладки, що стикує

$R_v = 225 \text{ МПа}$ та її товщині $t = 10 \text{ мм}$ потрібна ширина цієї накладки в зоні шийки:

$$b = N / R_y \cdot t = 183\,333 / (225 \cdot 1 \cdot 100) = 8,2 \text{ см.}$$

Приймаємо $b = 10 \text{ см}$.

Довжина зварного шва, що прикріплює накладку до закладних деталей, на колоні та на ригелі при розрахунковому опорі металу швів

$$R_{wf} = 200 \text{ МПа} \text{ при товщині елементів, що з'єднуються } t = 10 \text{ мм.}$$

$$l = N / (R_{wf} \cdot t) = 183\,333 / (200 \cdot 1 \cdot 100) = 9,2 \text{ см.}$$

З урахуванням можливого непровару приймаємо довжину зварного шва, а отже, і ширину накладки у її торці: $b = 12 \text{ см}$.

Закладна деталь на колоні кріпиться до неї за допомогою круглих стрижнів, приварених на їх периметрі. Отже, сумарна довжина периметрів стрижнів, що стикують, повинна бути більше $9,2 \text{ см}$. Якщо кількість цих стрижнів на рівні зварного шва в накладці прийняти два, то діаметр одного стрижня повинен бути не менше $d = 9,2 / (2 \cdot 3,14) = 1,5 \text{ см}$.

Приймаємо $d = 20$ мм.

Елемент 49

Розрахунок міцності перерізу, що є нормальним до поздовжньої осі ригеля, у прольоті

Стиснута зона розташована вгорі, перетин розглядатимемо як прямокутне шириною $b = 20$ см. Робоча висота перерізу, припускаючи діаметр поздовжньої арматури $d = 28$ мм, $d = 45 - 3 - 0,5 \cdot 2,8 = 40,6$ см.

Тепер послідовно обчислюємо:

$$\omega = \alpha_1 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,728$$

ω

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \sigma_s R / \sigma_{scu} (1 - \omega / 1,1)} = 0,728 / (1 + 365/500 \cdot (1 - 0,728 / 1,1)) = 0,584 ;$$

$$A_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \xi_R) = 0,584 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,584) = 0,414$$

Оскільки $A_o = M / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 4\,308\,000 / (20 \cdot 40,6^2 \cdot 15,3 \cdot 100) = 0,085 < 0,414$, то $\xi = 0,241$ та необхідна площа перерізу розтягнутої арматури $A_s = \xi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0,241 \cdot 20 \cdot 40,6 \cdot 15,3 / 365 = 8,20$ см².

Приймаємо **2Ø25 A400с**, $A_s = 9,82$ см², що становить

$$\mu = A_s / (b \cdot d) = 9,82 / (20 \cdot 40,6) = 0,012.$$

Монтажну арматуру вгорі приймаємо **2Ø10 A400с**, $A_s' = 1,57$ см².

2. Розрахунок міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі ригеля, на опорі

По кінцях ригеля законструйовано нижні підрізки. Оскільки частину ригеля на висоті підрізки включити до роботи на стиск складно, то в розрахунку прийнято прямокутний перетин ригеля шириною $b = 20$ см й

висотою $h = 30$ см. Припускаючи діаметр робочої арматури на опорі 20 мм, прийемо робочу висоту перетину:

$$d = 30 - 2 - 0,5 \cdot 2 = 27 \text{ см.}$$

За згинальним моментом обчислюємо:

$A_0 = 3\,231\,000 / (20 \cdot 27^2 \cdot 15,3 \cdot 100) = 0,145$, $\xi = 0,169$, тоді площа арматури на опорі, що необхідна:

$$A_s = 0,169 \cdot 20 \cdot 27 \cdot 15,3 / 365 = 3,83 \text{ см}^2.$$

Приймаємо стрижні 2Ø16 A400, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$, що становить $\mu = A_s / (b \cdot d) = 7,6 / (20 \cdot 27) = 0,014$.

3. Розрахунок міцності перерізу, який є похилим до поздовжньої осі ригеля

Як розрахунковий приймаємо переріз у опори розмірами

$b \cdot h = 20 \cdot 30$ см, у якому виникає розрахункова поперечна сила $Q = 28,7$ кН.

При діаметрі поздовжніх стрижнів 28 мм, поперечні стрижні - Ø22 A400с. Крок стержнів на пріопорній ділянці приймаємо попередньо, виходячи з конструктивних рекомендацій: $s = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 30 = 15$ см.

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847 ;$$

$$\alpha = E_s / E_b = 200\,000 / 29\,000 = 6,9 ;$$

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ см}^2 ;$$

$$\mu_w = A_{sw} / b \cdot s = 1,57 / 20 \cdot 15 = 0,005 ;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 6,9 \cdot 0,005 = 1,18 < 1,3 .$$

Перевіряємо умову:

$$Q = 63\,200 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1,18 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 20 \cdot 27 \cdot 100 = 247\,887 \text{ Н.}$$

Умову не дотримано, тому прийняті розміри є недостатніми.

$$\text{Умову } Q = 63\,200 \text{ Н} > \underline{0,6 \cdot 1,08 \cdot 20 \cdot 27 (1 + 0 + 0) 100 = 34\,992 \text{ Н}}$$

не дотримано, тому розрахунок поперечної арматури є необхідним.

$$q_{sw} = f_{yk} \cdot n \cdot f_w / s = 290 \cdot 1,57 \cdot 100 / 15 = 2983 \text{ Н/см}$$

$$c_o = \sqrt{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 / q_{sw}} =$$

$$= \sqrt{2 \cdot (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 2983} = 32,5 \text{ см.}$$

Оскільки $d = 27 \text{ см} < c_o = 32,5 \text{ см} < 2d = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см}$, то небезпечною довжиною проекції похилої тріщини можна вважати $c_o = 32,5 \text{ см}$.

Визначаємо поперечну силу, що може сприйняти перетин, який аналізується:

$$Q_{sw} = 2 \sqrt{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot q_{sw}} =$$

$$= 2 \sqrt{2 \cdot (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 2983 \cdot 100} = 193\,848 \text{ Н} > Q = 145\,600 \text{ Н.}$$

Несуча здатність перерізу забезпечена з певним запасом.

$$q_{sw} = Q^2 / [4 \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{cd} \cdot b \cdot d^2] =$$

$$= 63\,200^2 / [4 \cdot 2 (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100] = 317,1 \text{ Н/см}$$

Необхідний для забезпечення міцності перерізу без надмірного запасу крок поперечних стрижнів:

$$s = f_{ywd} \cdot n \cdot f_w / q_{sw} = 290 \cdot 1,57 \cdot 100 / 317,1 = 26,6 \text{ см}$$

Максимально допустимий крок:

$$s_{max} = 0,75 \cdot \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{cd} \cdot b \cdot d^2 / Q =$$

$$= 0,75 \cdot 2 (1 + 0 + 0) 1,08 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 63\,200 = 37,3 \text{ см}$$

Збільшувати прийнятий крок $s = 25 \text{ см}$ не є можливим. Таким чином, міцність похилого перерізу при прийнятій поперечній арматурі забезпечена. Однак, зважаючи на конструктивні рекомендації, поблизу підрізки до нижніх поздовжніх стрижнів треба приварити похилі стрижні **2Ø16 A400с**.

Розрахунок щодо утворення й розкриття тріщин, що розташовані по нормалі до поздовжньої осі ригеля в прольоті

Попередньо обчислимо геометричні характеристики приведено перетину елементу:

Площа перерізу:

$$A_{\text{red}} = 25 \cdot 40 + 20 \cdot 20 + 6,9 \cdot (12,32 + 2,26) = 1500 \text{ см}^2.$$

Статичний момент перетину відносно нижньої грані:

$$S_{\text{red}} = 20 \cdot 452 / 2 + 2 \cdot 10 \cdot 252 / 2 + 6,9 (12,32 \cdot 4,5 + 2,26 \cdot 42,4) = \\ = 27\,549 \text{ см}^3.$$

Віддаль від нижньої грані перетину до центру ваги перетину:

$$y_{\text{red}} = S_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 27\,549 / 1500 = 18,4 \text{ см.}$$

Момент інерції:

$$I_{\text{red}} = 20 \cdot 453 / 12 + 20 \cdot 45 \cdot 4,12 + 20 \cdot 253 / 12 + 20 \cdot 25 \cdot 5,92 + 6,9 \cdot \\ [2,26 (42,4 - 18,4)^2 + 12,32 (18,4 - 4,5)^2] = 235\,889 \text{ см}^4.$$

Момент опору: $W_{\text{red}} = I_{\text{red}} / y_{\text{red}} = 235\,889 / 18,4 = 12\,820 \text{ см}^3.$

Пружнопластичний момент опору при:

$$\gamma = 1,75 \quad W_{\text{pl}} = 1,75 \cdot 12\,820 = 22\,435 \text{ см}^3.$$

Оскільки момент тріщиноутворення становить:

$$M_{\text{crc}} = f_{\text{ctk}} \cdot W_{\text{pl}} + M_{\text{гр}} = 1,8 \cdot 22\,435 \cdot 100 + 0 = 4\,038\,300 \text{ Н} \cdot \text{см} = \\ = 40,383 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 119 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

тобто умова $M_{\text{crc}} \geq M_{\text{г}}$ не виконується, а значить, тріщини в перетині, що є нормальним до поздовжньої осі елемента, утворюються.

Необхідно визначити ширину розкриття тріщин тривалого характеру від постійного й тривалого навантаження. ($M = 71 \text{ кН} \cdot \text{м}$).

$$\delta_m = M_{\text{tot}} / b \cdot d^2 \cdot f_{\text{ctk}} = 7\,100\,000 / [20 \cdot 40,62 \cdot 22 \cdot 100] = 0,098$$

Оскільки переріз прямокутний ($b_f' = b_f$), то:

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) h_f' + (A_s' + A_{\text{sp}}') \alpha / (2 \cdot \nu)}{b \cdot d} =$$

$$= (0 + 6,9 / (2 \cdot 0,15) 2,26) / [20 \cdot 40,6] = 0,064$$

$$h_f' = 2 \cdot a = 2 \cdot 1,6 = 3,2 \text{ см}$$

$$\lambda = \varphi_f (1 - h_f' / (2 \cdot d)) = 0,064 (1 - 3,2 / (2 \cdot 4,06)) = 0,06$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + [1 + 5 (\delta_m + \lambda)] / (10 \cdot \mu \cdot a)} =$$

$$= 1 / [1,8 + (1 + 5 (0,098 + 0,06)) / (10 \cdot 0,015 \cdot 6,9)] = 0,273$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$z = 40,6 [1 - (3,2 / 40,6 \cdot 0,064 + 0,273^2) / (2 (0,064 + 0,273))] = 35,7 \text{ см}$$

Напруження в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot z) = 7\,100\,000 / (12,32 \cdot 35,7 \cdot 100) = 161 \text{ МПа}$$

Ширина нормальних тріщин в прольоті з тривалим характером розкриття:

$$a_{\text{crc}} = 1 (1,6 - 15 \cdot 0,015) 1 \cdot 161 / 200\,000 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt{28} = 0,14 \text{ мм}$$

$$0,14 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}$$

Для визначення збільшення ширини розкриття від короткочасного навантаження ($M = 48 \text{ кН}\cdot\text{м}$), обчислюємо коефіцієнти:

$$\delta_m = 4\,800\,000 / (20 \cdot 40,62 \cdot 22 \cdot 100) = 0,066;$$

$$\varphi_f = (0 + 6,9 / (2 \cdot 0,45) 2,26) / [2 \cdot 40,6] = 0,021;$$

$$\lambda = 0,021 (1 - 3,2 / (2 \cdot 4,06)) = 0,02;$$

$$\xi = 1 / [1,8 + (1 + 5 (0,066 + 0,02)) / (10 \cdot 0,015 \cdot 6,9)] = 0,314.$$

Плече пари сил, що є внутрішньою:

$$z = 40,6 [1 - (3,2 \cdot 0,021 / 40,6 + 0,314^2) / (2 (0,021 + 0,314))] = 34,5 \text{ см}$$

Напруження в арматурі:

$$\sigma_s = 4\,800\,000 / (12,32 \cdot 34,5 \cdot 100) = 113 \text{ МПа}$$

Тоді приріст:

$$\Delta a_{\text{crc}} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 113 / 200\,000 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt{28} = 0,07 \text{ мм}$$

й ширина розкриття тріщин, що є нетривалим:

$$a_{\text{crc}1} = a_{\text{crc}2} + \Delta a_{\text{crc}} = 0,14 + 0,07 = 0,21 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Таким чином, ширина тріщин у прольоті ригеля, нормальних для його поздовжньої осі, не перевищує допустиму.

Розрахунок щодо утворення та розкриття тріщин, що є нормальними до поздовжньої осі ригеля на опорі

Площа приведенного перетину:

$$A_{\text{red}} = 20 \cdot 30 + 6,9 \cdot 7,6 = 652 \text{ см}^2.$$

Статичний момент цього перетину щодо верхньої грані:

$$S_{\text{red}} = 20 \cdot 30 \cdot 0,5 + 6,9 \cdot 7,6 \cdot 3 = 9157 \text{ см}^3.$$

Віддаль від верхньої грані до центру ваги перетину:

$$y_{\text{red}} = 9157 / 652 = 14 \text{ см.}$$

Момент інерції перетину:

$$I_{\text{red}} = 20 \cdot 30^3 / 12 + 20 \cdot 30 \cdot 1^2 + 6,9 \cdot 7,6 (14 - 3)^2 = 51\,945 \text{ см}^4.$$

Момент опору:

$$W_{\text{red}} = 51\,945 / 14 = 3710 \text{ см}^3.$$

Пружнопластичний момент опору при

$$\gamma = 1,75 \quad W_{\text{pl}} = 1,75 \cdot 3710 = 6493 \text{ см}^3.$$

Оскільки момент тріщиноутворення:

$$\begin{aligned} M_{\text{cr}} &= f_{\text{ctk}} \cdot \bar{W}_{\text{pl}} + \hat{M}_{\text{гр}} = 1,8 \cdot 6493 \cdot 100 + 0 = 1\,168\,767 \text{ Н} \cdot \text{см} = \\ &= 11,69 \text{ кН} \cdot \text{м} < M = 44 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

то тріщини в нормальному перетині утворюються та необхідний розрахунок щодо їх розкриття.

Ширина тривалого розкриття тріщин від моменту вигину:

$$(M = 26 \text{ кН}\cdot\text{м}):$$

$$\delta_m = M_{\text{tot}} / b \cdot d^2 \cdot f_{\text{ctk}} = 2\,600\,000 / [20 \cdot 27^2 \cdot 22 \cdot 100] = 0,081;$$

$$\xi = 1 / [1,8 + (1 + 5(0,081 + 0)) / (10 \cdot 0,014 \cdot 6,9)] = 0,308;$$

$$z = 27 [1 - ((0 + 0,308^2) / (2(0 + 0,308)))] = 22,9 \text{ см};$$

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot z) = 2\,600\,000 / (7,6 \cdot 22,9 \cdot 100) = 149 \text{ МПа}.$$

$$A_{\text{crс2}} = 1 (1,6 - 15 \cdot 0,014) \cdot 1 \cdot 149 / 200\,000 \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,014) \sqrt{22} = 0,12 \text{ мм}$$

$$0,12 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}.$$

Аналогічно обчислюємо збільшення ширини розкриття тріщин від навантаження, що є короткочасним ($M = 18 \text{ кН}\cdot\text{м}$):

$$\delta_m = 0,056; \xi = 0,319; z = 22,7 \text{ см}; \sigma_s = 104 \text{ МПа}; \Delta a_{\text{crс}} = 0,06 \text{ мм}.$$

Ширина розкриття тріщин, що має тривалий характер, на опорі від повного характеристичного завантаження:

$$a_{\text{crс1}} = 0,12 + 0,06 = 0,18 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Тріщини матимуть ширину, що допускається.

Розрахунок з розкриття тріщин, що розташовані похило до поздовжньої осі ригеля

У приопорному перерізі діє нормативна перерізуюча сила від навантажень, що є тривалими та постійними, $Q = 68,5 \text{ кН}$ та від навантажень, що діють короткочасно.

$$Q = 47,98 \text{ кН}.$$

Для обчислення ширини розкриття тріщин, під час виконання розрахунку за другою групою граничних станів та коефіцієнті 0,8, послідовно визначаємо:

$$q_{sw} = f_{ctk} \cdot A_{sw} / s = 390 \cdot 1,57 \cdot 100 / 15 = 4082 \text{ Н/см}$$

$$c_o = \sqrt{\varphi_{b2} \cdot f_{ctk} \cdot b \cdot d^2 / q_{sw}} =$$

$$= \sqrt{2 \cdot 1,8 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 4082} = 39,5 \text{ см} < 2 d = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см};$$

$$Q_{bl} = 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1,8 \cdot 20 \cdot 27^2 \cdot 100 / 35,9 = 87\,723 \text{ Н} = 87,723 \text{ кН.}$$

Оскільки $Q_{bl} = 87,323 \text{ кН} > Q = 68,5 \text{ кН}$, то тріщини, що є похилими до поздовжньої осі ригеля, від постійних та тривалих характеристичних навантажень не утворюються. Тому обчислюємо лише ширину розкриття тріщин, що є нетривалим, від повного характеристичного навантаження.

Для цього знаходимо напруження в хомутах:

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_b}{A_{sw} \cdot d} \cdot s = (116\,480 - 87\,323) / (1,57 \cdot 27 \cdot 100) \cdot 15 = 103 \text{ МПа}$$

Обчислюємо потрібну ширину:

$$a_{crc} = \varphi_1 \frac{0,6 \cdot \omega_{sw} \cdot d_w \cdot \eta}{E_s \cdot d_w / d + 0,15 \cdot E_b (1 + 2\alpha \cdot \mu_w)} =$$

$$= 1 \cdot 0,6 \cdot 103 \cdot 10 \cdot 1 / [200\,000 \cdot 10 / 27 + 0,15 \cdot 29\,000 (1 - 2 \cdot 6,9 \cdot 0,005)] =$$

$$= 0,01 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм.}$$

Значення якої знаходиться в рамках, що дозволяється.

Розрахунок стику

Стик, як і опорний ділянку ригеля, зазнає дії згинального моменту $M = 55 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Зусилля, що розтягує, викликане цим моментом, повинно бути сприйняте металевою накладкою, що приварюється до закладних деталей на верхній грані ригеля й на колоні, а рівновелике стискаюче зусилля – стиснутою зоною бетону і зварним швом між заставною деталлю на нижній грані підрізки ригеля точку застосування стискаючого зусилля з достатньою практикою точністю можна прийняти лише на рівні зазначеного зварного шва.

Тоді плече пари сил $z = 30 \text{ см}$, а значення зусиль, що розтягує і стискає:

$$N = M / z = 5\,500\,000 / 30 = 183\,333 \text{ Н} = 183,333 \text{ кН}.$$

При розрахунковому опорі металу накладки, що стикує

$R_y = 225 \text{ МПа}$ та її товщині $t = 10 \text{ мм}$ потрібна ширина цієї накладки в зоні шийки:

$$b = N / R_y \cdot t = 183\,333 / (225 \cdot 1 \cdot 100) = 8,2 \text{ см}.$$

Приймаємо $b = 10 \text{ см}$.

Довжина зварного шва, що прикріплює накладку до закладних деталей, на колоні та на ригелі під час розрахункового опору металу швів

$R_{wf} = 200 \text{ МПа}$ і товщині елементів, що з'єднуються (і товщині швів).
 $t = 10 \text{ мм}$.

$$l = N / (R_{wf} \cdot t) = 183\,333 / (200 \cdot 1 \cdot 100) = 9,2 \text{ см}.$$

З урахуванням можливого непровару приймаємо довжину зварного шва, а отже, і ширину накладки у її торці $b = 12 \text{ см}$.

Закладна деталь на колоні кріпиться до неї за допомогою круглих стрижнів, приварених на їх периметрі. Отже, сумарна довжина периметрів стрижнів, що стикують, повинна бути більше $9,2 \text{ см}$. Якщо кількість цих стрижнів на рівні зварного шва в накладці прийняти два, то діаметр одного стрижня повинен бути не менше:

$$d = 9,2 / (2 \cdot 3,14) = 1,5 \text{ см.}$$

Приймаємо $d = 20 \text{ мм.}$

Розрахунок та конструювання діафрагми жорсткості

Оскільки зусилля від дії постійного навантаження на багато перевищують зусилля, що розтягують від дії вітрового навантаження, то балка стінка відчуває стиск по двох напрямках і підбір арматури здійснюється за мінімальним відсотком армування.

Мінімальний відсоток армування – 0,5%.

У поздовжньому напрямку приймаємо $\text{Ø}14 \text{ A400с}$, $A = 7,69 \text{ см}^2$
з кроком 200 мм.

У поперечному напрямку $\text{Ø}6 \text{ A400с}$, $A = 1,41 \text{ см}^2$, з кроком 200 мм.

Розділ 3.

Технологія та організація будівництва

3.1. Умови здійснення будівництва

Будівля зводиться в місті Тростянець Охтирського району Сумської області. Природні та кліматичні умови району будівництва сприяють зростанню рекреаційного потенціалу міста.

У районі будівництва переважає північний вітер. Будівля зводиться на березі річки Боромля.

Ділянка правильної форми, з розмірами в плані – 122 x 104 м. Ділянка під забудову розташована на основі з міцного ґрунту під невеликим ухилом. Ухил знаходиться в межах 4–10%. Перепад відміток невеликий.

Забезпечення будівельного майданчика здійснюється водою та електроенергією здійснюється від існуючих мереж.

Матеріали та конструкції доставляються на будівельний майданчик із матеріально-технічної бази Охтирки та Сум.

Будівельний майданчик, відведений під забудову, відноситься до першого будівельно-кліматичного району згідно [15]. Виходячи з цього, приймаємо:

- розрахункову температуру $+25^{\circ}\text{C}$ влітку та -30°C взимку;
- сніговий покрив – 1670 Па.

Ґрунтові умови відведеної ділянки характеризується наступними даними:

- глибина промерзання ґрунта – 1,2 м;
- рівень ґрунтових вод – на глибині 6 м.

3.2 Встановлення номенклатури робіт, розрахунок обсягів робіт та визначення потреби в матеріальних ресурсах

Номенклатура та обсяги робіт на зведення будівлі визначені на підставі архітектурних та конструктивних креслень. Перелік робіт відповідає деталізації робіт, прийнятих згідно з Настановою [17]. У вихідній номенклатурі зазначаються роботи:

- роботи, що виконуються у підготовчий період;
- роботи зі зведення підземної частини об'єкта (нульовий цикл);
- роботи зі зведення надземної частини об'єкта (надземний цикл);
- покрівельні та оздоблювальні роботи (оздоблювальний цикл);
- спеціальні види робіт.

Специфікацію монтажних елементів наведено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 Специфікація монтажних елементів

№	Найменування констр.	Марки	Кількість елем. на 1 секцію						Вага 1 елем., т	V _{бет} в 1 ел., м ³	Заг. вага та V, т/м ³
			1(3)			2					
			1	2-5	6	1	2-5	6			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	Колони КР	К1	10			12			1,73	0,69	55,36/22,08
2	Колони СР	К2	18			15			1,8	0,72	91,8/36,72
3	Колони КР	К3		40			48		1,35	0,54	172,8/69,12
4	Колони СР	К4		72			60		1,43	0,57	291,7/116,3
5	Колони КР	К5			10			10	1,35	0,54	40,5/16,2
6	Колони СР	К6			18			18	1,43	0,57	77,22/30,8
7	Рігеля (3 м)	ИБ-1	11	44	11	5	20	5	0,98	0,39	158,8/63,18
	Рігеля (6 м)	ИБ-2	12	48	12	15	60	15	1,93	0,77	312,7/124,8
8	Плити перекр.		46	184		63	196		1,68	0,67	1208/481,7
	Плити покр.				49			50	1,68	0,67	248,64/99,2
9	Ліфтові шахти	ШЛ-1	-	-	-	4	16	-	11,43	4,57	228,6/91,4
10	Сходинові марші	ЛМ-1	2	8	2	2	8		3,4	1,36	74,8/29,9
11	Діафрагми	Д-1	4	16	4	4	16	4	6,43	2,57	308,6/123,4

В таблиці 3.2 наведено відомість об'ємів робіт.

Таблиця 3.2 Відомість об'ємів робіт

№ з/п	Найменування робіт	Од. вим.	Формула підрахунку	Захватки		
				1	2	3
1	2	3	4	5	6	7
I. Підготовчий період						
1	Підготовчі роботи		-	-	-	-
II. Земляні роботи						
2	Планування території	м ²	$41 \cdot 46,4 \cdot 2 + 41 \cdot 50$	5815,6		
3	Зняття рослинного шару	м ²	$(L + 2) \cdot (B + 2)$	874,8	972	874,8
4	Розробка ґрунту екскаватором	м ³	$929 \text{ м}^2 \cdot 2,97 \text{ м}$ $1234 \text{ м}^2 \cdot 2,97 \text{ м}$	2759	3666	2759
5	Планування дна котловану бульдозером	м ²	$29,9 \text{ м} \cdot 23,84 \text{ м}$ $23,84 \text{ м} \cdot 39,14 \text{ м}$	695	923,4	695
6	Доробка ґрунту вручну	м ²	см. п. 5	695	923,4	695
III. Підземна частина						
7	Бетонна підготовка під фундаменти	м ³	за планом	22,5	21	22,5
8	Встановлення опалубки	м ²	за планом	301,6	279,3	301,6
9	Армування конструкцій	шт	за планом	27	25	27
10	Укладання бетону	м ³	за планом	102,6	95	102,6
11	Ущільнення вібратором	м ³	за планом	102,6	95	102,6
12	Розбирання опалубки	м ²	за планом	301,6	279,3	301,6
13	Монтаж колон у стакани фундаментів вагою до 2	шт	за планом	27	25	27
14	Закладення стиків кіл з фонд	шт	за планом	27	25	27
15	Монтаж ригелів вагою до 1 т	шт	за планом	11	3	11
16	Монтаж ригелів вагою до 2 т	шт	за планом	10	14	10
17	Електрозварювання колон з ригелями	м.п.	1 ригель - 1 м.п.	21	17	21
18	Замонолічення стиків між колоною і ригелем	шт	1 ригель - 2 стика	42	34	42
19	Монтаж діафрагм жорсткості	шт	за планом	4	5	4
20	Електрозварювання діафрагм	м.п.	1 діафрагма - 2 м.п.	8	10	8
21	Закладення стиків між колоною і діафрагмою	м.п.	1 діафрагма - 6,6 м.п.	52,8	66	52,8
22	Монтаж сходів	шт	за планом	2	2	2
23	Електрозварювання сходів	м.п.	1 сходи - 2 м.п.	4	4	4
24	Закладення стиків	м.п.	1 сходи - 8,5 м.п.	17	17	17
25	Монтаж елементів збірних ліфтових шахт	шт	за планом	-	16	-

26	Електрозварювання шахт	м.п.	1 шахта - 4 м.п.	-	16	-
27	Замонолічення стиків	м.п.	1 шахта - 22,5 м.п.	-	90	-
28	Монтаж плит перекриття	шт	за планом	60	75	60
29	Електрозварювання плит	м.п.	1 плита - 0,8 м.п.	48	60	48
30	Замонолічення стиків між плитами	м.п.	1 плита - 7,5 м.п.	450	562,5	450
31	Монтаж стін підвалу	м ²	за планом	390	379,3	390
32	Зворотне засипання в пазухи	м ³	$V_{\text{котл}} - V_{\text{фунд}} \cdot k$	233,5	241,2	233,5
33	Ущільнення ґрунту	м ³	пошарово - 20,0 см	233,5	241,2	233,5
IV. Надземна частина						
34	Монтаж колон на ті, що розташовані нижче					
	2 поверх	шт	за планом	27	27	27
	3 поверх	шт		27	27	27
	4 поверх	шт		27	27	27
	5 поверх	шт		27	27	27
	6 поверх	шт		27	27	27
35	Електрозварювання колон нижніх з верхніми.					
	2 поверх	м.п.	1 колона - 1мп	27	27	27
	3 поверх	м.п.		27	27	27
	4 поверх	м.п.		27	27	27
	5 поверх	м.п.		27	27	27
	6 поверх	м.п.		27	27	27
36	Закладення стиків між колонами					
	2 поверх	шт	1 колона - 1стик	27	27	27
	3 поверх	шт		27	27	27
	4 поверх	шт		27	27	27
	5 поверх	шт		27	27	27
	6 поверх	шт		27	27	27
37	Монтаж ригелів вагою до 1 т					
	2 поверх	шт	за планом	11	3	11
	3 поверх	шт		11	3	11
	4 поверх	шт		11	3	11
	5 поверх	шт		11	3	11
	6 поверх	шт		11	3	11

38	Монтаж ригелів вагою до 2 т					
	2 поверх	шт	за планом	10	14	10
	3 поверх	шт		10	14	10
	4 поверх	шт		10	14	10
	5 поверх	шт		10	14	10
	6 поверх	шт		10	14	10
1	2	3		4	5	6
39	Електрозварювання					
	ригелів					
	2 поверх	м.п.	1 ригель - 1 м.п.	21	17	21
	3 поверх	м.п.		21	17	21
	4 поверх	м.п.		21	17	21
	5 поверх	м.п.		21	17	21
	6 поверх	м.п.		21	17	21
40	Закладення стиків колон та ригелів					
	2 поверх	шт	1 ригель - 2 стика	42	34	42
	3 поверх	шт		42	34	42
	4 поверх	шт		42	34	42
	5 поверх	шт		42	34	42
	6 поверх	шт		42	34	42
41	Монтаж діафрагм жорсткості					
	2 поверх	шт	за планом	4	4	4
	3 поверх	шт		4	4	4
	4 поверх	шт		4	4	4
	5 поверх	шт		4	4	4
	6 поверх	шт		4	4	4
42	Електрозварювання діафрагм					
	2 поверх	м.п.	1 діафрагма - 2 м.п.	8	8	8
	3 поверх	м.п.		8	8	8
	4 поверх	м.п.		8	8	8
	5 поверх	м.п.		8	8	8
	6 поверх	м.п.		8	8	8
43	Закладення стиків					
	2 поверх	шт	1 діафрагма - 12,6 м.п.	50,4	50,4	50,4
	3 поверх	шт		50,4	50,4	50,4
	4 поверх	шт		50,4	50,4	50,4
	5 поверх	шт		50,4	50,4	50,4
	6 поверх	шт		50,4	50,4	50,4

44	Монтаж елементів збірних ліфтових шахт					
	2 поверх	шт	за планом	-	16	-
	3 поверх	шт		-	16	-
	4 поверх	шт		-	16	-
5 поверх	шт	-		16	-	
45	Електрозварювання шахт					
	2 поверх	м.п.	1 шахта - 4 м.п.	-	16	-
	3 поверх	м.п.		-	16	-
	4 поверх	м.п.		-	16	-
5 поверх	м.п.	-		16	-	
46	Закладення стиків шахт					
	2 поверх	м.п.	1 шахта - 22,5 м.п.	-	90	-
	3 поверх	м.п.		-	90	-
	4 поверх	м.п.		-	90	-
5 поверх	м.п.	-		90	-	
47	Монтаж плит перекриття					
	2 поверх	шт	за планом	58	52	58
	3 поверх	шт		58	52	58
	4 поверх	шт		58	52	58
	5 поверх	шт		58	52	58
(пл покр) 6 поверх	шт	60		60	60	
48	Електрозварювання плит					
	2 поверх	м.п.	1 плита - 0,8 м.п.	46,4	41,6	46,4
	3 поверх	м.п.		46,4	41,6	46,4
	4 поверх	м.п.		46,4	41,6	46,4
	5 поверх	м.п.		46,4	41,6	46,4
(пл покр) 6 поверх	м.п.	48		48	48	
49	Закладення стиків між плитами.					
	2 поверх	м.п.	1 плита - 7,5 м.п.	435	390	435
	3 поверх	м.п.		435	390	435
	4 поверх	м.п.		435	390	435
	5 поверх	м.п.		435	390	435
(пл. покр.) 6 поверх	м.п.	450		450	450	

50	Монтаж сходів					
	2 поверх	шт	за планом	2	2	2
	3 поверх	шт		2	2	2
	4 поверх	шт		2	2	2
	5 поверх	шт		2	2	2
	6 поверх	шт		2	-	2
51	Електрозварювання сходів			1 сходи - 2 м.п.		
	2 поверх	м.п.	4		4	4
	3 поверх	м.п.	4		4	4
	4 поверх	м.п.	4		4	4
	5 поверх	м.п.	4		4	4
	6 поверх	м.п.	4		-	4
52	Закладення стиків		1 сходи - 8,5 м.п.			
	2 поверх	м.п.		17	17	17
	3 поверх	м.п.		17	17	17
	4 поверх	м.п.		17	17	17
	5 поверх	м.п.		17	17	17
	6 поверх	м.п.		17	-	17
53	Кладка цегляної самонесучої зовнішньої стіни	м ²	за планом	1310,9	757,4	1310,9
V. Покрівельні та оздоблювальні роботи						
54	Влаштування покрівлі	м ²	за планом	573,5	539,4	573,5
55	Заповнення віконних прорізів	м ²	за планом	265	572,7	265
56	Підготовка під підлогу	м ²	за планом	3395,3	3455,7	3395,3
57	Влаштування гіпсокартонних перегородок	м ²	за планом	3348,6	3363,8	3322,3
58	Заповнення дверних отворів	м ²	за планом	251,9	228,3	242,8
59	Облицювальні роботи	м ²	408,85 м · 2,7 м	557,6	303,5	920,9
60	Влаштування підвісних стель	м ²	за планом	3137,2	3196,4	3139,2
61	Малярні роботи (стіни)	м ²	7433,11 м · 2,7 м	6697,2	6727,6	6644,6
62	Влаштування чистої підлоги	м ²	за планом	3137,2	3196,4	3139,2
63	Оштукатурення фасаду	м ²	P x h - S _{ок}	1310,9	757,4	1310,9
64	Фарбування фасаду	м ²	P x h - S _{ок}	1310,9	757,4	1310,9
V. Спеціальні роботи						
65	Благоустрій території	м ²	122 м · 104 м		12688	
66	Введення об'єкта в експлуатацію	-	-	-	-	-

В таблиці 3.3 наведено відомість об'ємів робіт.

Таблиця 3.3 Розрахунок витрат праці та потреби в машино-змінах

№ з/п	Найменування робіт	Од. вим.	Кількість			Кількість	На весь об'єм			Склад ланки
			1 захв	2 захв	3 захв		Працевісткість			
							люд.-год	люд.-зм	люд.-зм	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
I. Підготовчий період										
1	Підготовчі роботи		5% от БМР				191,84			Різні проф
II. Земляні роботи										
2	Планування території	100 м ²	58,2			0,21	12,22			Машиніст 6 розр
3	Зняття рослинного шару	100 м ²	8,75	9,72	8,75	Машиніст 6 розр	0,74	0,82	0,74	Машиніст 6 розр
4	Розробка ґрунту екскаватором	100 м ³	27,59	36,66	27,59	Машиніст 6 розр	7,74	10,28	7,74	Машиніст 6 розр
5	Планування дна котловану бульдозером	100 м ²	6,95	9,23	6,95	Машиніст 6 розр	0,18	0,24	0,18	Машиніст 6 розр
6	Доробка ґрунту вручну	1 м ³	104,3	138,5	104,3	Землекоп 2 розр	10,81	14,36	10,81	Землекоп 2 розр
В С Ъ О Г О							76,84			
III. Підземна частина										
7	Бетонна підготовка під фундаменти	м ³	22,5	21	22,5	0,3	0,82	0,77	0,82	Бетоняр 2розр. - 1
8	Встановлення опалубки	м ²	301,6	279,3	301,6	0,45	16,55	15,33	16,55	Тесляри и 2 розр 4
9	Армування конструкцій	т	74	68,5	74	1,4	12,63	11,70	12,63	Арматурник 4 розр - 1 2 розр - 3 Машиніст 3 розр
10	Укладання бетону	100 м ³	1,06	1,14	1,06	19,5	2,52	2,71	2,52	М-ст уст-ки 4розр - 1 Бетоняр 2 розр - 2 Слюсар 4 розр - 1
11	Ущільнення вібратором	м ³	1,06	1,14	1,06	12	1,55	1,67	1,55	Бетоняр 2 розр - 1
12	Розбирання опалубки	м ²	301,6	279,3	301,6	0,26	9,56	8,86	9,56	Тесляр та 2 розр 3
13	Монтаж колон у стакани фундаментів вагою до 2 т	шт	28	30	28	2,4 0,24	8,20 0,82	8,78 0,88	8,20 0,82	Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 5,4,3,2р.-4

14	Закладення стиків колон з фундаментами	шт	28	30	28	1,2	4,10	4,39	4,10	Монтажник 4,3р. - 2
15	Монтаж ригелів вагою до 1 т	шт	11	4	11	$\frac{1}{0,2}$	$\frac{1,34}{0,27}$	$\frac{0,49}{0,10}$	$\frac{1,34}{0,27}$	Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 6,5,4,3,2р.- 5чол
16	Монтаж ригелів вагою до 2 т	шт	10	17	10	$\frac{1,4}{0,28}$	$\frac{1,71}{0,34}$	$\frac{2,90}{0,58}$	$\frac{1,71}{0,34}$	
17	Електрозварювання колон з ригелями	10 м.п.	2,1	1,7	2,1	13	3,33	2,70	3,33	Зварювальник и 3,4,5,6р - 4
18	Закладення стиків між колоною і ригелем.	шт	42	34	42	0,97	4,97	4,02	4,97	Монтажник 4,3р. - 2
19	Монтаж діафрагм жорсткості	шт	4	5	4	$\frac{1,2}{0,3}$	$\frac{0,59}{0,15}$	$\frac{0,73}{0,18}$	$\frac{0,59}{0,15}$	Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 5,4,3,2р - 4
20	Електрозварювання діафрагм	10 м.п.	0,8	1	0,8	13	1,27	1,59	1,27	Зварювальник и 3,4,5,6р - 4
21	Закладення стиків між колоною й діафрагмою	100 м.п.	0,5	0,63	0,5	18,5	1,13	1,42	1,13	Монтажник 4,3р. - 2
22	Монтаж сходів	шт	2	2	2	$\frac{2,8}{0,7}$	$\frac{0,68}{0,17}$	$\frac{0,68}{0,17}$	$\frac{0,68}{0,17}$	Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 4,3,2р - 4 11
23	Електрозварювання сходів	10 м.п.	0,4	0,4	0,4	13	0,63	0,63	0,63	Зварювальник и 3,4,5,6р - 4
24	Закладення стиків	100 м.п.	1,7	1,7	1,7	1,2	0,25	0,25	0,25	Монтажник 4,3р. - 2
25	Монтаж елементів збірних ліфтових шахт	4 шт	-	4	-	$\frac{1,1}{0,28}$	-	$\frac{0,54}{0,14}$	-	Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 5,4,3р - 4
26	Електрозварювання шахт	10 м.п.	-	1,6	-	13	-	2,54	-	Зварювальник и 3,4,5,6р - 4
27	Закладення стиків	100 м.п.	-	0,9	-	18,5	-	2,03	-	Монтажник 4,3р. - 2
28	Монтаж плит перекриття	шт	60	75	60	$\frac{0,72}{0,18}$	$\frac{5,27}{1,32}$	$\frac{6,59}{1,65}$	$\frac{5,27}{1,32}$	Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 4,3,2р - 4
29	Електрозварювання плит	10 м.п.	4,8	6	4,8	13	7,61	9,51	7,61	Зварювальник и 3,4,5,6р - 4
30	Закладка стиків між плитами	100 м.п.	4,5	5,63	4,5	6,4	3,51	4,39	3,51	Монтажник 4,3р. - 2

31	Встановлення цокольних блоків	шт	270	264	270	0,72 0,18	23,71 5,93	23,18 5,80	23,71 5,93	Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 4,3,2р - 4
32	Влаштування сантех вводів	грн	55	55	55	50	1,10	1,10	1,10	Сантехніки
33	Влаштування ел. вводів	грн	50	50	50	40	1,25	1,25	1,25	Електрики
34	Зворотне засипання в пазухи	м ³	233,5	241,2	233,5	0,38	10,82	11,18	10,82	Машиніст брозр - 1
35	Ущільнення ґрунту електротрамбуванням	100 м ²	4,71	4,86	4,71	0,34	0,20	0,20	0,20	Землекоп 3розр - 1
В С Ь О Г О							<u>409,70</u> <u>27,47</u>			
36	Монтаж колон на ті, що розташовано нижче									Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 5,4,3,2р - 4
	2 поверх	шт	28	25	28	3,5 0,35	<u>59,76</u> 5,98	<u>53,35</u> 5,34	<u>59,76</u> 5,98	
	3 поверх	шт	28	25	28					
	4 поверх	шт	28	25	28					
	5 поверх	шт	28	25	28					
6 поверх	шт	28	25	28						
37	Електрозварювання колон нижніх з верхніми.					13	21,40	21,40	21,40	Зварювальники 3,4,5,6р - 4
	2 поверх	10 м.п.	2,7	2,7	2,7					
	3 поверх		2,7	2,7	2,7					
	4 поверх		2,7	2,7	2,7					
	5 поверх		2,7	2,7	2,7					
6 поверх	2,7		2,7	2,7						
38	Закладення стиків між колонами					1,2	19,76	19,76	19,76	Монтажник 4р - 1 3р - 1
	2 поверх	шт	27	27	27					
	3 поверх	шт	27	27	27					
	4 поверх	шт	27	27	27					
	5 поверх	шт	27	27	27					
	6 поверх	шт	27	27	27					

39	Монтаж ригелів вагою до 1 т					<u>1</u>				Машиніст 6 розр - 1 Монтажник
	2 поверх	шт	11	3	11	0,2	<u>6,71</u> 1,34	<u>1,83</u> 0,37	<u>6,71</u> 1,34	5,4,3,2р - 4
	3 поверх	шт	11	3	11					
	4 поверх	шт	11	3	11					
	5 поверх	шт	11	3	11					
	6 поверх	шт	11	3	11					
40	Монтаж ригелів вагою до 2 т					<u>1,4</u> 0,28	<u>8,54</u> 1,71	<u>11,95</u> 2,39	<u>8,54</u> 1,71	Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 5,4,3,2р - 4
	2 поверх	шт	10	14	10					
	3 поверх	шт	10	14	10					
	4 поверх	шт	10	14	10					
	5 поверх	шт	10	14	10					
	6 поверх	шт	10	14	10					
41	Електрозварювання ригелів					13	16,65	13,48	16,65	Зварювальник и 3,4,5,6р - 4
	2 поверх	10 м.п.	2,1	1,7	2,1					
	3 поверх		2,1	1,7	2,1					
	4 поверх		2,1	1,7	2,1					
	5 поверх		2,1	1,7	2,1					
	6 поверх		2,1	1,7	2,1					
42	Закладення стиків колон та ригелів						0,97	24,84	20,11	24,84
	2 поверх	шт	42	34	42					
	3 поверх	шт	42	34	42					
	4 поверх	шт	42	34	42					
	5 поверх	шт	42	34	42					
	6 поверх	шт	42	34	42					
43	Монтаж діафрагм жорсткості					<u>1,2</u> 0,3	<u>2,93</u> 0,73	<u>2,93</u> 0,73	<u>2,93</u> 0,73	Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 5,4,3,2р - 4
	2 поверх	шт	4	4	4					
	3 поверх	шт	4	4	4					
	4 поверх	шт	4	4	4					
	5 поверх	шт	4	4	4					
	6 поверх	шт	4	4	4					
44	Електрозварювання діафрагм					13	6,34	6,34	6,34	Зварювальник и 3,4,5,6р - 4
	2 поверх	10 м.п.	0,8	0,8	0,8					
	3 поверх		0,8	0,8	0,8					
	4 поверх		0,8	0,8	0,8					
	5 поверх		0,8	0,8	0,8					
	6 поверх		0,8	0,8	0,8					

45	Замонолічення стиків	100 м.п.								Монтажник 4р - 1 3р - 1
	2 поверх		0,5	0,5	0,5					
	3 поверх		0,5	0,5	0,5					
	4 поверх		0,5	0,5	0,5	18,5	5,64	5,64	5,64	
	5 поверх		0,5	0,5	0,5					
	6 поверх		0,5	0,5	0,5					
46	Монтаж елементів збірних ліфтових шахт	4 шт								Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 5,4,3р - 4
	2 поверх		-	4	-	1,1	-	2,15	-	
	3 поверх		-	4	-	0,28	-	0,55	-	
	4 поверх		-	4	-					
	5 поверх		-	4	-					
47	Електрозварювання шахт	10 м.п.								Зварювальник и 3,4,5,6р - 4
	2 поверх		-	1,6	-	13	-	10,15	-	
	3 поверх		-	1,6	-					
	4 поверх		-	1,6	-					
	5 поверх		-	1,6	-					
48	Закладення стиків шахт	100 м.п.								Монтажник 4р - 1 3р - 1
	2 поверх		-	0,9	-	18,5	-	8,12	-	
	3 поверх		-	0,9	-					
	4 поверх		-	0,9	-					
	5 поверх		-	0,9	-					
49	Монтаж плит перекриття									Машиніст 6 розр - 1 Монтажник 4,3,2р - 4
	2 поверх	шт	58	52	58	0,72	20,37	18,26	20,37	
	3 поверх	шт	58	52	58					
	4 поверх	шт	58	52	58					
	5 поверх	шт	58	52	58					
50	(пл покр) 6 поверх	шт	60	60	60	0,84	6,15	6,15	6,15	Зварювальник и 3,4,5,6р - 4
						0,21	1,54	1,54	1,54	
	Електрозварювання плит					13	37,03	33,99	37,03	
	2 поверх		4,64	4,16	4,64					
	3 поверх	10 м.п.	4,64	4,16	4,64					
	4 поверх		4,64	4,16	4,64					
5 поверх		4,64	4,16	4,64						
(пл покр) 6 поверх		4,8	4,8	4,8						
51	Закладка стиків між плитами.	100 м.п.								Монтажник 4р - 1 3р - 1
	2 поверх		4,35	3,9	4,35	18,5	49,41	45,35	49,41	
	3 поверх		4,35	3,9	4,35					
	4 поверх		4,35	3,9	4,35					
	5 поверх		4,35	3,9	4,35					
	(пл покр) 6 поверх		4,5	4,5	4,5					

52	Монтаж сходів									Машиніст
	2 поверх	шт	2	2	2	2,8 0,7	3,41 0,85	2,73 0,68	3,41 0,85	6 розр - 1 Монтажник 4,3,2р - 4
	3 поверх	шт	2	2	2					
	4 поверх	шт	2	2	2					
	5 поверх	шт	2	2	2					
	6 поверх	шт	2	-	2					
53	Електрозварюван ня сходів	10 м.п.				13	3,17	2,54	3,17	Зварювальник н 3,4,5,6р - 4
	2 поверх		0,4	0,4	0,4					
	3 поверх		0,4	0,4	0,4					
	4 поверх		0,4	0,4	0,4					
	5 поверх		0,4	0,4	0,4					
	6 поверх		0,4	-	0,4					
54	Закладення стиків	10 м.п.				12	12,44	9,95	12,44	Монтажник 4р - 1 3р - 1
	2 поверх		1,7	1,7	1,7					
	3 поверх		1,7	1,7	1,7					
	4 поверх		1,7	1,7	1,7					
	5 поверх		1,7	1,7	1,7					
	6 поверх		1,7	-	1,7					
55	Кладка цегляної самонесучої зовнішньої стіни	м ³	668,6 1	386,3	668,6	3,7	301,6 9	174,3 1	301,6 9	Муляри 4розр - 1 3розр - 1
В С Ь О Г О							1682,93 50,63			

V. Влаштування покрівлі										
56	Влаштування пароізоляції	100 м ²	5,74	5,39	5,74	6,7	4,69	4,40	4,69	Покрівельщик н 4розр - 1 3розр - 1 2розр - 1
57	Влаштування утеплювача					16,5	11,55	10,85	11,55	
58	Влаштування цементяжки					13,5	9,45	8,87	9,45	
59	Покриття руберойдом (4 шари)					19,2	13,44	12,62	13,44	
В С Ь О Г О						115,00				
VI. Оздоблювальні роботи										
60	Заповнення віконних отворів	100 м ²	2,65	5,73	2,65	20	6,46	13,98	6,46	Теслярі 4розр - 1 2розр - 1
61	Підготовка під підлогу	100 м ²	33,95	34,56	33,95	7,5	31,05	31,61	31,05	Бетонщики 3розр - 1 2розр - 1
62	Влаштування гіпсокартонних перегородок	м ²	3349	3364	3322	0,128	52,28	52,51	51,86	Монт конст 4розр - 1 3розр - 2
63	Заповнення дверних отворів	100 м ²	2,52	2,28	2,43	27	8,30	7,51	8,00	Теслярі 4розр - 1 2розр - 1
64	Внутрішні сантех роботи	100 м ²	5,52	5,64	5,52	220	45,87	48,32	45,87	Сантехніки 4розр - 1 3розр - 1 2розр - 1

65	Внутрішні ел.-тех роботи	100 м ²	5,52	5,64	5,52	200	57,74	59,59	57,74	Електрики 4розр - 1 3розр - 1 2розр - 1
66	Облицювальні роботи	м ²	557,6	303,5	920,9	1,1	74,80	40,71	123,54	Облицювальн і 4розр - 1 3розр - 1
67	Влаштування підвісних стель	м ²	3137,2	3196,4	3139,2	0,116	44,38	45,22	44,41	Монт конст 4розр - 1 3розр - 2
68	Малярні роботи (стіни)	100 м ²	67	67,3	66,5	3,2	26,15	26,26	25,95	Маляр 4розр - 1
69	Покриття підлог лінолеумом	м ²	2353	2397	2354	0,23	66,00	67,23	66,03	Облицювальн і 4розр - 1 3розр - 1
70	Покриття підлог плиткою	м ²	470,6	479,4	470,9	0,68	39,03	39,76	39,05	Облицювальн і 4розр - 1 3розр - 1
71	Влаштування мармурових підлог	м ²	-	438,6	-	0,94	-	50,28	-	Каменети 4розр - 1 3розр - 1
72	Влаштування гранітних підлог	м ³	166,5	120,9	159,3	0,67	13,60	9,88	13,02	Каменети 4розр - 1 3розр - 1
73	Наладка електроприладів	грн	5,52	5,64	5,52	40	24,27	26,49	24,27	Електрики
74	Наладка сантехприладів	грн	5,52	5,64	5,52	50	19,06	21,91	19,06	Сантехніки
75	Монтаж, налагодження та пуск ліфтів	шт	-	400	-	60	-	6,67	-	Ліфтери
76	Штукатурення фасаду	100 м ²	13,1	7,6	13,1	3,4	5,43	3,15	5,43	Штукатури 4 розр - 1,5 розр - 1
77	Пофарбування фасаду	100 м ²	13,1	7,6	13,1	3,2	5,11	2,97	5,11	Маляр 5 розр - 1
В С Ь О Г О							1667,41			
VII. Спеціальні роботи										
78	Благоустрій території	м ²	12688				181,67			різні проф
79	Введення об'єкта в експлуатацію		2% от БМР				79,04			різні проф
В С Ь О Г О							260,71			
ВСЬОГО по об'єкту							4404,44 78,10			

3.3 Обґрунтування та вибір оптимальних рішень щодо організації, механізації та технології виконання будівельно-монтажних робіт

Вибір рішення щодо організації виконання будівельно-монтажних робіт визначено напрямком розвитку монтажного процесу. Розвиток монтажного процесу на будівництві Медичного реабілітаційного центру проводиться за горизонтальною схемою, при якій конструкції в межах монтажної ділянки встановлюються поперехово. Після завершення монтажних процесів для всіх конструкцій на поверсі в межах монтажної ділянки та після повного та остаточного їх закріплення, починають монтувати наступну ділянку або поверх, що лежить вище. При цьому постановкою діафрагм жорсткості в кожному температурному блоці забезпечується поздовжня та поперечна стійкість будівлі. За монтажну ділянку приймається температурний блок.

Елементи монтуються окремим шляхом. Краном монтуються послідовно, як самостійні потоки, елементи однієї назви. Перш за все на монтажній ділянці встановлюються всі колони. Після замонолічення стиків колон на них вкладаються всі ригелі, а по ригелях вкладають збірні плити перекриття.

З метою забезпечення виконання будівельних процесів поточковим методом та ефективного поєднання їх в часі, будівлю розділяють на частини – на три захватки. В межах кожної захвати виділяють шість монтажних ярусів. Один поверх приймають як монтажний ярус. Розмір однієї секції дорівнює розміру захватки в плані:

1 захватка - в осях 1-5 - 26,4 м, в осях Д-Л - 21,0 м

2 захватка - в осях 6-10 - 21,0 м, в осях А-З - 30,0 м

3 захватка – в осях 11-15 – 26,4 м, в осях Д-Л – 21,0 м

3.4 Вибір стропувальних та монтажних пристроїв

Стропи, траверси, кондуктори, сходи, підмостки, що прикріплюються до елементів, що монтуються до їх встановлення в проектне положення, обрані, враховуючи раціональні способи монтажу конструкцій, відповідно до параметрів будівлі та монтажних елементів.

При виборі стропувальних пристроїв було віддано перевагу тим, які меншою мірою можуть впливати на збільшення висоти підйому гака, забезпечують необхідний маневр елементів у процесі монтажу, допускають дистанційне розстроповування, мають необхідну точність і не деформують елемент, що піднімається.

Вибрані стропувальні та монтажні пристрої зводимо в таблицю 3.4

Таблиця 3.4 Відомість монтажних пристроїв

№ з/п	Найменування, призначення, вантажопідйомність	Схема	Вага, т	Висота пристосування, м	Необхід на кількість
1	2	3	4	5	6
1	Строп 4-хвітковий Монтаж плит перекр і покр; Q = 5т		0,05	4,3	за розрахунок
2	Захоплення з пристроєм для розстропування із землі для монт колон; Q = 10т		0,297	1,0	за розрахунок
3	Захоплення з пристроєм для розстропування із землі для монт 2х консольних колон; Q = 10т		0,466	1,0	за розрахунок
4	Напівавтоматичний строп для монтажу ригелів; Q = 5 т		0,014	1,5	за розрахунок

5	Строп двогілковий для монтажу діафрагм жорсткості Q = 8 т		0,018	2,2	за розрахунок
6	Кондуктор для тимчасового закріплення колон, що встановлюються на нижчі колони;		0,249	1,4	за розрахунок
7	Кондуктор для тимчасового закріплення та вивіряння ригелів;		0,026		за розрахунок
8	Навісна люлька для забезпечення робочого місця на висоті Q = 0,1 т		60		за розрахунок
5	Строп двогілковий для монтажу діафрагм жорсткості Q = 8 т		0,018	2,2	за розрахунок
6	Кондуктор для тимчасового закріплення колон, що встановлюються на нижчі колони;		0,249	1,4	за розрахунок
7	Кондуктор для тимчасового закріплення та вивіряння ригелів;		0,026		за розрахунок
8	Навісна люлька для забезпечення робочого місця на висоті Q = 0,1 т		60		за розрахунок

Вибір кранів для монтажу й оптимального варіанту механізації
монтажних робіт

Розрахунок параметрів, що є необхідними, для баштових кранів:

1) Необхідна вантажопідйомність: $P_{тр} = P_{ел} + P_c$

де: $P_{ел}$ – вага елемента, який монтується;

P_c – вага стропувальних та монтажних пристроїв.

$${}^{тр}P_{діафр} = 6,43 + 0,018 = 6,448 \text{ т}$$

$${}^{тр}P_{лифт} = 2,86 + 0,014 = 2,874 \text{ т}$$

$${}^{тр}P_{сходи} = 3,4 + 0,05 = 3,45 \text{ т}$$

2) Необхідна монтажна висота: $H_{тр} = H_o + H_{ел} + H_c + H_z$

де: H_o – висота опори монтажного елемента над рівнем паркування;

$H_{ел}$ – висота елемента в положенні, що є монтажним;

H_c – висота стропування в положенні, що є робочим;

H_z – запас по висоті (щонайменше 0,5м).

$$H_{діафр} = 14,1 + 3,3 + 2,2 + 0,5 = 20,1 \text{ м}$$

$$H_{лифт} = 10,8 + 3,3 + 1,5 + 0,5 = 16,1 \text{ м}$$

$$H_{сходи} = 17,4 + 0,5 + 4,3 + 0,5 = 22,7 \text{ м}$$

3) Необхідний монтажний виліт гака: $L_m = a/2 + b + c$

де: a – ширина підкранового шляху;

b – дистанція від осі рейки до стіни будівлі;

c – ширина будівлі.

$$L_m = 6/2 + 2 + 30 = 35 \text{ м}$$

За знайденими параметрами підбираємо кран: КБ-503:

- вантажопідйомність 7,5 т;
- висота підйому 53/67,5;
- виліт гака 35 м.

Розрахунок параметрів, що є необхідними, для самохідних стрілових кранів:

1) Необхідна вантажопідйомність:

та сама, що й у баштового крана;

2) Необхідна монтажна висота:

та сама, що й у баштового крана;

3) Необхідний монтажний виліт гака:

знаходиться графічно, див. рисунок.

За знайденими параметрами підбираємо кран: КС-5363:

- вантажопідйомність 8 т;

- висота підйому 21,6 м;

- виліт гака 16,9 м.

В таблиці 3.5 наведено результати розрахунків параметрів монтажних кранів, що вимагаються.

Таблиця 3.5 Результати розрахунків потрібних параметрів монтажних кранів

Найменування конструкцій, що монтуються	Необхідні параметри крану			Можливі варіанти кранів									
	Р, т	Н, м	L б/к м	I варіант				II варіант					
				Марка крана	Технічні характеристики			Марка крана	Технічні характеристики				
					Q	H	L		L ^c	Q	H	L	L ^c
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Діафрагма жорсткості	6,43	14,1	30/	КБ-503	7,5	53	35	35	КС-5363	8	21,6	16,9	20 + 15
Панель ліфтової шахти	2,86	10,8	24										
Сходовий марш	3,4	17,4	30										

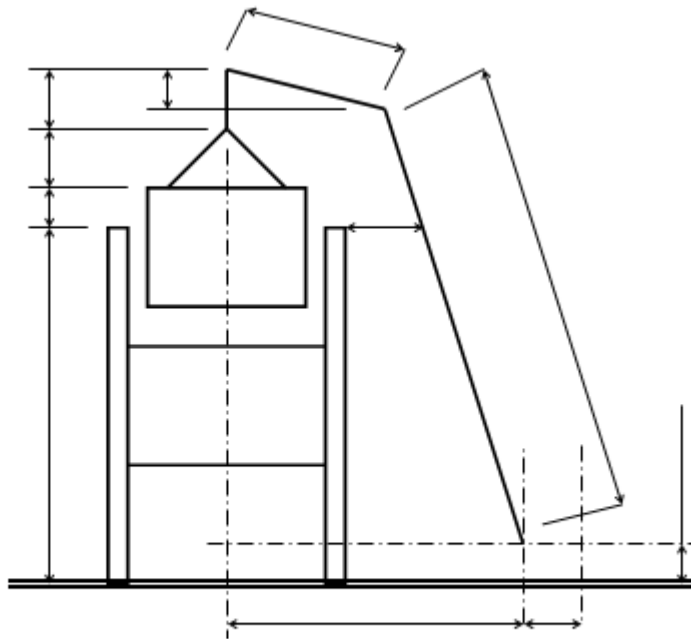


Рис. 3.1 Графічний спосіб визначення необхідного вильоту гака для крана на пневмоходу

Таблиця 3.6 Техніко-економічні показники порівнюваних варіантів кранів

Показники	Один. виміру	Варіанти кранів	
		КБ-503	КС-5363
1	2	3	4
Трудомісткість монтажу 1 т конструкцій	<u>люд. / год</u> т	2,09	0,57
Питомі наведені витрати	<u>грн</u> т	2,02	3,47
Маса конструкцій, що монтуються кожним краном.	т	475,82	475,82
Загальна трудомісткість монтажу 1 т конструкцій	<u>люд. / год</u> т	2,09	0,57
Сумарні наведені витрати варіанта	<u>грн</u> т	2,02	3,47

Трудомісткість монтажу 1 т конструкцій для кожного типу крана:

$$Q_{ед} = 1 / P (Q_{л.г.} + Q_{м.г.} \cdot m + Q_{д} + Q_{м.д.} + Q_{пп} \cdot n_{л})$$

де:

$Q_{л.г.}$ та $Q_{м.г.}$ — сумарна трудомісткість у люд.-год. та маш.-год. кожного типу крана, що входить у комплект при монтажі прийнятої групи конструкцій

(приймається за калькуляцією трудових витрат), для пневмоколісного крана значення $Q_{л.г.}$ та $Q_{м.г.}$ множиться на коефіцієнт 1,1;

m – кількість машиністів, які обслуговують кран;

$Q_{л.}$ – витрати на люд.-год. на доставку кранів;

$Q_{м.г.}$ – витрати на люд.-год. на монтаж, демонтаж кранів та пробний пуск;

$Q_{п.п.}$ – витрати на люд.-год. на влаштування ланки (12,5 м) підкранових колій;

$n_{л.}$ – кількість ланок підкранового шляху, на даному етапі розраховується орієнтовно

$$n = (B + 12) / 12,5 = (9 + 12) / 12,5 = 1,68;$$

приймаємо 2 шт;

P – сумарна вага конструкцій в т, що входять в комплект, який монтується за допомогою прийнятого типу крану.

Питомі наведені витрати на виконання монтажних робіт кожним типом крана:

$$C_{пр} = 1 / P [1,08 (C_{м.г.} \cdot Q_{м.г.} + C_{доп} \cdot n_{л.}) + 0,15 \cdot C_{ин} \cdot Q_{м.г.} / T_{г} + 1,5 \cdot 3]$$

де: $C_{м.г.}$ – собівартість 1 маш.-год кранів, що аналізуються

$$C_{м.г.} = C_{од} + C_{р} + E_{в} = 5,48 (64,38) \text{ маш.-год};$$

$C_{од}$ – одноразові витрати на доставку кожного типу крана та підготовку його до роботи, грн.;

$C_{р}$ – постійні річні витрати кожного типу крана, віднесені до 1 маш.-год., грн.;

$E_{в}$ – експлуатаційні витрати 1 маш.-год., грн.;

$C_{доп}$ – вартість влаштування й розбирання однієї ланки підкранового рельсу, грн.;

$C_{ин}$ – інвентарно-розрахункова вартість крана, грн.;

$T_{г}$ – нормативний часові витрати роботи крана за рік: 3265 (3360) год;

$З$ – заробітна плата монтажників у гривні під час монтажу прийнятої групи конструкцій кожним типом крана.

З порівняння видно, що трудомісткість монтажу 1 т конструкцій пневмоколісним краном менша ніж баштовим, але питомі витрати набагато вищі. Отже, приймаємо баштовий кран КБ-503.

Розрахунок трудомісткості робіт та потреби в машинах та механізмах

Трудомісткість робіт та потреба в машино-змінах розрахована на підставі певних об'ємів робіт та норм працевитрат та машинного часу.

$$Q = \frac{V \cdot N_{вр} \text{ (люд.-год; маш.-год)}}{8,2} \text{ [люд.-дн; маш.-зм.]}$$

Норми працевитрат та витрат машинного часу визначено за [17] та УКН. Трудомісткості спеціальних видів робіт розраховані за укрупненими показниками.

Працемісткість робіт підготовчого періоду прийнято у розмірі 5% від сумарної трудомісткості основних робіт, а робіт, що пов'язані із введенням об'єкта до експлуатації – 2%.

Працемісткість із влаштування внутрішніх електротехнічних та санітарно-технічних робіт, монтажу обладнання та пристроїв, а також благоустрою будівельного майданчика визначено шляхом поділу кошторисної вартості цих робіт C на денний виробіток B_d одного робітника:

$$Q = C / B_d$$

Обґрунтування прийнятого терміну будівництва

Згідно [18] маємо:

$$T_{норм} = 12 \text{ міс.}$$

в тому числі:

$$T_{підг} = 1 \text{ міс.}$$

Розробка технологічних карт на основні будівельні процеси.

Технологічні карти на влаштування фундаментів, на монтування конструкцій ярусу, що є типовим, на влаштування кладки типового ярусу наведено в додатку А.

Література

1. ДБН В.2.2-9-99 «Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення»
2. ДБН В.2.2-28:2010 «Будинки адміністративного та побутового призначення».
3. ДБН В.2.2-10:2022 Заклади охорони здоров'я. Будинки і споруди
4. Серія 1.020-1 Конструкції каркасу міжвидового застосування для багатопверхових громадських та виробничих будівель (на основі серії П-04). Дата актуалізації: 01.01.2021
5. ДБН Навантаження та впливи
6. Серія 2.260-1 Деталі покриттів громадських будівель
Дата актуалізації: 01.01.2021
7. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель
8. Кушнір О.М., Коробко О.О., Коцюрубенко О.М. Верьовкіна С.Є. МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ з дисципліни «Архітектура будівель та споруд» до виконання частини розрахунково-графічної роботи «Проектування двоповерхової будівлі з стінами із дрібнорозмірних елементів» «Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій будівель різного призначення» для студентів освітньо-кваліфікаційного рівня «Бакалавр» з галузі знань 0601 – «Будівництво та архітектура» напрям 6.060101 – «Будівництво» денної та заочної форм навчання. ОДАБА-Одеса, 2014
9. ДСТУ Б В.2.7-61:2008 Будівельні матеріали. Цегла та камені керамічні рядові і лицьові. Технічні умови (EN 771-1:2003, NEQ
10. ДСТУ Б В.2.7-97-2000 (ГОСТ 9573-96). Плити із мінеральної вати на синтетичному в'язучому. Технічні умови
11. Ю.С. Слюсаренко, Є.Г. Фаренюк. Приклади розрахунку до ДСТУ Б В.2.6-189:2013 «Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель». Посібник для проектування. ДП НДІБК, Київ, 2014

12. Утеплювач ТЕРМОЛАЙФ ТЛ Вентфасад-В (100 мм). Режим доступу: <http://surl.li/gbejz>
13. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування
14. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд
Основні положення
15. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія»
16. ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12)
17. Настанова з визначення вартості будівництва, затв. Наказом від 01.11.2021 № 281 зі Зміною №1, затв. Наказом від 30.04.2022 №67 та Зміною №2, затв. Наказом від 01.12.2022 №244. [Електронний ресурс]
Режим доступу: <http://surl.li/gejfb>
18. ДСТУ Б А.3.1-22:2013 Визначення тривалості будівництва об'єктів.
[Електронний ресурс] Режим доступу: <http://surl.li/gekbr>
19. ДБН А.3.1-5-2009 Організація будівельного виробництва
20. ДБН А.2.2-3-2012 Склад та зміст проектної документації на будівництво
21. Клінкерна цегла. Режим доступу: <http://surl.li/gkfzt>
22. В УКРАЇНІ ПО-НОВОМУ БУДУВАТИМУТЬ ЛІКАРНІ. ЩО ЗМІНІТЬСЯ. [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://surl.li/gkxxg>
23. ДБН В.2.2-10:2022 Заклади охорони здоров'я. (затверджені Наказом Міністерства розвитку громад та територій України від 26.12.2022 року №278; на заміну ДБН В.2.2-10:2001).

А.1. Технологічна карта на влаштування фундаментів

А.1.1 Область застосування

Технологічна карта розроблена на бетонування фундаментів дрібного закладення під колони 6-типоверхового 3-секційного медичного реабілітаційного центру, з висотою поверху 3,3 м, на першу захватку в осях 1 – 5 та Д – Л.

Для бетонування фундаментів передбачено застосування бетононасосів.

Роботи виробляються у дві зміни у весняний період.

А.1.2 Організація та технологія будівельного процесу.

1. До початку бетонування фундаментів мають бути виконані такі роботи:

- організовано відведення поверхневих та ґрунтових вод та підготовлено основу;
- закінчено встановлення опалубки (крім опалубки склянки), арматури та заставних частин;
- влаштовані необхідні сходи та робочі майданчики;
- влаштовані, передбачені проектом виконання робіт з'їзди до котловану, встановлені на опори бетононасоси;
- підведено електроенергію та влаштовано освітлення робочих місць та зон бетонування із забезпеченням необхідної освітленості;
- змонтований тимчасовий водопровід;
- перевірено правильність та надійність установки опалубки, кріплень та риштування;
- складено акти на приховані роботи з підготовки підстави, з армування та встановлення закладних частин.

2. Безпосередньо перед укладанням бетонної суміші необхідно:

- очистити опалубку та арматуру від бруду, сміття та іржі, що відшаровується;

- усунути дефекти опалубки, що виникають, опукування дощок, розкриття щілин;

- перевірити підготовленість всіх механізмів та пристроїв, що забезпечують виконання бетонних робіт заданими темпами.

3. Бетонування фундаментів проводиться за такою схемою:

автобетонозмішувач – бетононасос – конструкція.

4. Бетонування фундаментів проводиться за захватками. Об'єм бетонної суміші, що укладається на кожній захватці, повинен відповідати змінній продуктивності комплексу механізмів, що беруть участь у процесі укладання бетонної суміші.

5. Укладання бетону в фундаменти проводиться у три етапи. Перший етап – бетонування черевика фундаменту; другий – бетонування підколонника до низу відмітки склянки підколонника (при цьому бетонування виконується пошарово 0,3–0,5 м); третій етап – укладання бетонної суміші після встановлення та вивіряння опалубки склянки.

6. Бетонна суміш укладається рівномірними шарами завтовшки 35 - 50 см. Кожен шар укладається до початку схоплювання попереднього шару бетону і ретельно ущільнюється глибинними вібраторами. У кутах та біля стін опалубки бетонна суміш додатково ущільнюється вібраторами.

7. При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора повинен занурюватися в раніше покладений шар бетону на глибину 5 – 10 см. Переустановка вібратора ведеться так, щоб не залишалося непровіброваних місць. Опирання та стикання вібраторів з арматурою під час роботи не допускається.

8. Вібрування на цій позиції закінчується після припинення осідання бетонної суміші та появи цементного молока на поверхні бетону.

9. Кожен забетонований фундамент впродовж перших днів твердіння бетону повинен періодично поливатися водою. Поливку починати пізніше як за 10 – 12 годин.

При виконанні робіт дотримуватись правил ДСТУ Б В.2.6-2:2009 Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови.

A.1.3 Матеріально-технічні ресурси

Потреба в конструкціях, матеріалах та напівфабрикатах наведена в таблиці А.1.

Таблиця А.1 Відомість потреб у конструкціях, матеріалах та напівфабрикатах

№№ з/п	Назва	Од. виміру	Кількість
1	Бетонна суміш	м ³	103
2	Армуючі сітки 3,6 х 3,0 м	шт	15
3	Армуючі сітки 2,7 х 2,1 м	шт	12

Потребу в механізмах, устаткуванні, інструменті, інвентарі та пристосуваннях наведено в таблиці А.2

Таблиця А.2 Відомість потреб у конструкціях, матеріалах та напівфабрикатах

№№ з/п	Назва	Кількість	Технічна характеристика
1	Бетононасос	1	Ø трубопр. 180 мм виробництва – 20 м ³ /Год
2	Автокран КС-3571	1	Q = 6 т
3	Вібратор	1	

4	Комплект опалубки	1	S = 320 м ²
---	-------------------	---	------------------------

Техніко-економічні показники наведено в таблиці А.3.

Таблиця А.3 Техніко-економічні показники

№ з/п	Найменування показників	Од. вим.	Показники
1	Трудомісткість на весь обсяг робіт	люд-зм.	39,91
2	Трудомісткість на 1м ³ конструкцій	люд-год	4,17
3	Вироблення на одного робітника за зміну	м ³	3,8
4	Заробітна плата на весь обсяг робіт	грн	315,64
5	Заробітна плата на 1 м ³ бетону	грн	3,51

А.1.4 Техніка безпеки

1) При виконанні робіт з бетонування фундаментів слід дотримуватись правил нормативу [16].

2) Робочі, зайняті на бетонуванні фундаментів, повинні бути проінструктовані та навчені правильному поводженню з відповідними інструментами.

3) Кожен новий робітник до початку роботи повинен пройти вступний інструктаж безпосередньо на робочому місці. Про це необхідно зробити відповідний запис у спеціальному журналі з техніки безпеки, де має розписатися робітник.

4) Електропровід на бетононасос і від бетононасоса до рубильника обов'язково укладаються в гумові шланги, бетононасос заземлюється.

5) Переміщення трубопроводу слід здійснювати під безпосереднім керівництвом виконроба чи майстра. При цьому повинні бути вжиті заходи, що забезпечують безпеку робітників, зайнятих переміщенням трубопроводу.

6) При ущільненні бетонної суміші електровібраторами потрібно дотримуватися таких вимог:

- а) працюючих з електровібраторами попередньо піддавати медичному огляду з періодичним переоглядом у встановлений термін;
- б) забезпечити робочих спецодягом, що включає взуття та діелектричні рукавички, що гасять вібрацію;
- в) корпус вібратора до початку роботи заземлити;
- г) при перервах у роботі, а також при переходах бетонників з одного місця на інше вібратори вимикати;
- д) не омивати вібратори водою;
- е) через кожні 30-35 хвилин вібратори вимикати на 5-7 хвилин для охолодження.

А.2. Технологічна картка на монтаж конструкцій типового ярусу

А.2.1. Область застосування

Технологічна карта розроблена на монтаж збірних залізобетонних конструкцій типового поверху 6-поверхового будинку, висотою поверху 3,3 м. Розміри секцій в осях: 30 х 21 м та 2-ге – 21 х 26,4 м.

Монтажні роботи виконуються у дві зміни у весняно-літній період при одному монтажному крані КБ-503.

А.2.2 Організація та технологія будівельного процесу

1. До початку монтажу колон повинні бути виконані такі роботи:
 - змонтовані, закріплені та замонолічені полонни, ригеля, діафрагми та плити перекриття першого ярусу;
 - доставлені в зону монтажу необхідні монтажні пристрої, інвентар та обладнання;
 - завезено та вивантажено колони на майданчиках складування, розташованих у зоні дії баштового крана;
 - укомплектовано бригади монтажників;

- оформлена технічна документація, видано виконавцям робочі креслення та технологічна карта.

2. Стропування та монтаж колон проводиться за допомогою пристосування для монтажу колон вантажопідйомністю 5 т.

3. Тимчасове закріплення та вивірка колон виконується кондукторами.

4. Закладення стиків між колонами проводиться після остаточної вивірки встановлених за зміну колон механізованим способом. Кондуктори знімають після досягнення бетоном у стиках щонайменше 70% проектної міцності.

5. Збірні залізобетонні елементи, що надходять на монтажний майданчик, повинні відповідати проекту (робочим кресленням), діючим ГДСТУ та нормами.

6. До початку монтажу ригелів та діафрагм жорсткості повинні бути виконані наступні роботи:

- монтаж та проектне закріплення колон з перевіркою правильності їх положення у плані та за висотою;

- доставку монтажних пристроїв;

- комплектування бригади монтажників;

- оформлення технічної документації;

- видачу виконавцям робочих креслень та технологічної карти, ознайомлення їх із запроектованою технологією монтажу ригелів.

7. Очищення закладних деталей випусків ригелів, діафрагм та колон, а також заставних деталей від іржі та цементних напливів, нанесення осьових рисок.

8. Остаточне закріплення ригеля та діафрагми у проектне положення електрозварюванням випусків ванним способом, а потім закладних деталей.

9. Замонолічування стиків діафрагм та ригелів з колонами.

10. До початку монтажу сходових маршів та плит перекриття повинні бути виконані такі роботи:

- монтаж, проектне закріплення та замонолічування стиків діафрагм та ригелів з колонами;

- комплектування бригади монтажників, оформлення технічної документації, видачу виконавцям робочих креслень та технологічної карти, нарядів на роботи, ознайомлення із запроєктованою технологією монтажу сходових маршів та плит перекриття;

- завезення збірних залізобетонних сходів та плит.

11. Монтаж сходів та плит перекриття складається з наступних операцій:

- стропування елемента за монтажні петлі чотиригіллявим стропом;

- підйом та подача елемента до місця встановлення, встановлення його в проектне положення;

- проектне закріплення елемента до ригеля електрозварюванням не менше ніж у двох точках.

A.2.3 Матеріально-технічні ресурси

Потребу в конструкціях, матеріалах та напівфабрикатах наведено в таблиці А.4.

Таблиця А.4 Відомість потреби в конструкціях, матеріалах та напівфабрикатах

№№ з/п	Найменування	Од. вимірюван ня	Кількість
1	Колона К-1	шт	32
2	Колона К-2	шт	51
3	Ригель ІБ-1	шт	27
4	Ригель ІБ-2	шт	39

5	Плита перекриття	шт	155
6	Бетон 300	м ³	28,77
7	Електроди Е-42	кг	88,12
8	Інші матеріали	грн	66,8
9	Діафрагма жорсткості Д-1	шт	12
10	Сходовий марш ЛМ-1	шт	6

Потребу в механізмах, устаткуванні, інструменті, інвентарі та пристосуваннях наведено в таблиці А.5.

Таблиця А.5 Відомість потреб у механізмах, устаткуванні, інструменті, інвентарі та пристосуваннях

№№ з/п	Назва	Кількість	Технічна характеристика
1	Кондуктор	5	Для брешемо закріпив колон у фонд
2	Автокран КС-3571 (розгр.)	1	Q = 6 т
3	Баштовий кран КБ-503	1	Q = 10т
4	Захоплення для монтаж колон	2	Q = 5 т
5	Вібратор С-727	2	
6	Стропи чотиригілля	2	Q = 5 т
7	Ящики для бетону	4	V = 0,25 м ³
8	Підмости	4	
9	Ел зварювальний апарат	1	СТЕ-24
10	Нівелір НВ-1 з рейкою	1	

Техніко-економічні показники наведено в таблиці А.6.

Таблиця А.6 Техніко-економічні показники

№ з/п	Найменування показників	Од вим	Показники
1	Трудомісткість на весь обсяг робіт	люд.-зм	110,85
2	Трудомісткість на 1м ³ конструкцій	люд. -год	4,47
3	Вироблення на одного робітника за зміну	м ³	3,63
4	Заробітна плата на весь обсяг робіт	грн.	7372,6
5	Заробітна плата на 1 м ³ бетону	грн.	36,3

А.2.4 Техніка безпеки

1) Під час підйому залізобетонних конструкцій обов'язкова організація сигналізації. Усі сигнали машиністу крана подаються лише однією особою-такелажником або ланковим монтажником. Перед початком роботи монтажники зобов'язані отримати змінного майстра вказівки про порядок монтажу колон, перевірити справність монтажних пристосувань.

2) Забороняється перебувати під конструкцією, підвішеною до гака крана, відтягувати її під час переміщення та залишати під час перерви на вазі. При горизонтальному переміщенні конструкція повинна бути піднята не менше ніж на 0,5 м вище перешкод, що зустрічаються на шляху.

3) Зони, небезпечні для руху людей під час монтажу, повинні бути огорожені та обладнані добре видимими попереджувальними знаками.

4) У кінцях підкранових колій мають бути влаштовані інвентарні опори, розраховані на сприйняття удару крана.

5) До початку робіт майстер або виробник робіт знайомить такелажників та монтажників із цими вказівками та дає інструктаж з безпечного виконання робіт.

6) При розвантаженні конструкцій забороняється переміщати їх над кабіною водія.

А.3. Технологічна карта на влаштування зовнішніх самонесучих цегляних стін

А.3.1. Сфера застосування

Технологічна карта розроблена на виробництво цегляної кладки зовнішніх стін типового поверху 6-поверхового 3-секційного Медичного реабілітаційного центру, з висотою поверху 3,3 м.

Роботи виконуються у дві зміни у весняний період, поточно-кільцевим методом.

А.3.2 Організація та технологія будівельного процесу

В обсяг робіт зі зведення типового поверху включено цегляну кладку стін з усіма супутніми роботами, до яких належать: монтаж перемичок, штукатурка ніш та укосів тощо.

Роботи виробляються комплексною бригадою мулярів. Фронт робіт зі зведення типового поверху поділено на три захватки.

При складанні технологічної карти використано відповідні розділи [17], а також “Посібник з транспортування, складування та зберігання матеріалів, виробів, конструкцій та обладнання у будівництві”.

До початку робіт з цегляної кладки типового поверху має бути змонтований весь каркас та виконані всі роботи з будівництва попереднього поверху.

А.3.3. Матеріально-технічні ресурси

В таблиці А.7 наведено потреби у конструкціях, матеріалах та напівфабрикатах.

Таблиця А.7 Відомість у конструкціях, матеріалах та напівфабрикатах

№№ з/п	Назва	Од. виміру	Кількість
-----------	-------	------------	-----------

1	Цегла	тис.шт	138,24
2	Розчин	м ³	87
3	Перемички	шт	54

Відомість потреб у механізмах, устаткуванні, інструменті, інвентарі та пристосуваннях наведено в таблиці А.8.

Таблиця А.8. Відомість потреб у механізмах, устаткуванні, інструменті, інвентарі та пристосуваннях

№№ з/п	Назва	Кількість	Тех. характ
1	Кран башенный КБ-503	1	Q = 8 т
2	Шарнирно-панельные подмости	15	—
3	Захват для подъема поддонов с кирпичом	2	—
4	Ящики для раствора	14	V = 0,25 м ³

Таблиця А.9. Техніко-економічні показники техкарти

№ з/п	Найменування показників	Од вим	Показники
1	Трудомісткість на весь обсяг робіт	люд-зм	221,64
2	Трудомісткість на 1м ³ конструкцій	люд -год	5,27
3	Вироблення на одного робітника за зміну	м ³	2,4
4	Заробітна плата на весь обсяг робіт	грн	12850,1
5	Заробітна плата на 1 м ³ бетону	грн	37,3

А.3.4. Техніка безпеки

1) При виконанні робіт з кладки цегляної стіни слід дотримуватися правил техніки безпеки у будівництві [16].

2) Робочі, зайняті на кладці стіни, повинні бути проінструктовані та навчені правильному поводженню з відповідними інструментами.

3) Кожен новий робітник до початку роботи повинен пройти вступний інструктаж безпосередньо на робочому місці. Про це необхідно зробити відповідний запис у спеціальному журналі з техніки безпеки, де має розписатися робітник.

4) Під час підйому піддонів з цеглою обов'язкова організація сигналізації. Усі сигнали машиністу крана подаються лише однією особою-такелажником.

5) Забороняється перебувати під піддоном, підвішеним до гака крана, відтягувати його під час переміщення та залишати під час перерви на вазі.