

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання і дизайну

ПОГОДЖЕНО

Декан факультету
конструювання і дизайну

_____ Іван РОГОВСЬКИЙ
(підпис)

“ ____ ” _____ грудня _____ 2025 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри будівництва

_____ Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис)

“ ____ ” _____ грудня _____ 2025 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

**на тему «Проектування цеху досліджень будівельних конструкцій мета-
лургійного комбінату у Запоріжській області»**

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

Гарант освітньої програми

кандидат технічних наук, доцент _____ Євгеній БАКУЛІН
(підпис)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

кандидат технічних наук, доцент _____ Микола УСЕНКО
(підпис)

Виконав

_____ Іван МИРОНЕНКО
(підпис)

КИЇВ – 2025

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет конструювання і дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва
доктор технічних наук, професор
_____ Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис)

“19” _____ грудня _____ 2024 р.

ЗАВДАННЯ

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ ЗДОБУВАЧУ

Мироненку Івану Івановичу

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

Тема магістерської кваліфікаційної роботи «Проектування цеху досліджень будівельних конструкцій металургійного комбінату у Запорізьській області», затверджена наказом від “16” грудня 2024 р. №2267 “С”.

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2025, листопад, 28

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: необхідно запроєктувати чотириповерхову промислову будівлю із зовнішніми габаритними розмірами 66×24 м у залізобетонному каркасі зі стіновими панелями та фундаментами стаканного типу у другому кліматичному районі

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Проаналізувати сучасний стан досліджень зчеплення арматури з бетоном, включно з традиційними та інноваційними підходами до визначення параметрів bond–slip;

2. Охарактеризувати принципи роботи, переваги та недоліки технологій DOFS і DIC, а також умови їх застосування для моніторингу напружень і деформацій у залізобетонних елементах;

3. Розглянути експериментальні методики, наведені в джерелах, включно із: схемами навантаження, методами вбудовування/калібрування DOFS, особливостями формування зображень для DIC, параметрами вимірювання;

4. Провести порівняльний аналіз можливостей DOFS та DIC у визначенні локальних деформацій, розподілу напружень та розвитку проковзування арматури;

5. Визначити фактори, що впливають на точність результатів обох методик.

Перелік графічного матеріалу:

→ архітектурна частина (розроблений головний фасад, план першого та другого поверхів з найменуванням приміщень, розроблений поперечний розріз, фрагменти планів покриття та покрівлі, генплан, наведені архітектурні вузи) – 3 аркуші формату А1;

→ розрахунково-конструктивна частина (виконане проектування залізобетонних ригеля прольотом 6 м, ребристої плити перекриття 1,5×6 м, колони перерізом 400×600 мм, сходового маршу, наведені відповідні специфікації та відомості витрат сталі на кожну конструкцію) – 3 аркуші формату А1;

→ основи і фундаменти (розроблений план фундаментів стаканного типу, наведені конструктивні вузли, специфікація, розроблена розрахункова схема осадки фундаменту) – 1 аркуш формату А1;

→ організація будівельного виробництва (розроблений будгенплан майданчику забудови, показана схема руху баштового крану, схеми розміщення складських приміщень, під'їзні шляхи, електро- та водопостачання, розроблений сітковий графік зведення промислової будівлі) – 2 аркуші формату А1;

→ технологія будівельного виробництва (розроблена технологічна карта на монтаж будівельних конструкцій) – 1 аркуш формату А1.

→ науково-дослідна частина (виконаний аналітичний огляд традиційних та інноваційних підходів до визначення параметрів залежностей bond–slip при експериментальних дослідженнях, порівняльний аналіз принципів роботи, умов застосування, переваг та недоліків технологій DOFS і DIC, дослідження факторів, які впливають на точність результатів обох методик) – 12 плакатів у презентації.

Дата видачі завдання “18” грудня 2024 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи _____ Микола УСЕНКО
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____ Іван МИРОНЕНКО
(підпис)

ЗМІСТ

ВСТУП	9
1 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ.....	10
Аналіз сучасних методик моніторингу напружено-деформованого ста зони контакту арматури з бетоном при експериментальних випробуванн із застосуванням DOFS та DIC.....	10
1.1 Актуальність теми.....	10
1.2 Огляд основних аспектів дослідження зчеплення арматури з бето- ном.....	12
1.3 Аналіз попередніх досліджень.....	17
1.4 Методики вимірювань параметрів зчеплення при експериментали них випробуваннях.....	21
ВИСНОВКИ.....	37
2 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	39
2.1 Вихідні дані	39
2.2 Опис схеми генплану	40
2.3 Об'ємно-планувальні рішення будівлі	40
2.4 Конструктивні рішення будівлі	41
2.5 Приміщення адміністративного та побутового призначення	42
2.6 Спеціальні заходи та роботи	43
2.7 Інженерне обладнання будівлі	44
2.8 Специфікації	45
2.9 Зовнішнє та внутрішнє опорядження будівлі	47
3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	49
3.1 Розрахунок і конструювання ригеля перекриття	49
3.1.1 Збір навантажень на ригель	49
3.1.2 Попереднє визначення розмірів перерізів	49
3.1.3 Визначення розрахункового прольоту на довжину ригеля	50

3.1.4 Статичний розрахунок ригеля	51
3.1.5 Розрахунки міцності нормальних перерізів	53
3.1.6 Розрахунок несучої здатності похилих перерізів	54
3.1.7 Розрахунок ригеля в стадії транспортування та монтажу	59
3.2 Розрахунок і конструювання ребристої плити перекриття	60
3.2.1 Вихідні дані	60
3.2.2 Розрахункові характеристики матеріалів	63
3.2.3 Геометричні характеристики поперечного перерізу плити	64
3.2.4 Розрахунок міцності плити перекриття по похилим перерізам ...	66
3.2.5 Розрахунок плити перекриття за II групою граничних станів	67
3.2.6 Розрахунок плити в стадії транспортування та монтажу	69
3.3 Розрахунок колони середнього ряду	70
3.3.1 Вихідні дані	70
3.3.2 Розрахунок колони	70
3.3.3 Розрахунок арматури консолі	73
3.3.4 Перевірка міцності колони в стадії перевезення та монтажу	75
3.4 Розрахунок сходового маршу	77
3.4.1 Вихідні дані	77
3.4.2 Розрахунок сходового маршу за I групою граничного стану	79
3.4.3 Розрахунок міцності похилих перерізів	80
3.4.4 Розрахунок маршу за II групою граничного стану	82
3.4.5 Визначення прогину маршу	83
3.4.6 Розрахунок сходового маршу на монтажні зусилля	83
4 РОЗДІЛ РОЗРАХУНКУ ФУНДАМЕНТУ	85
4.1 Вихідні дані	85
4.2 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчику	85
4.3 Визначення розмірів підшви фундаменту	89
4.4 Розрахунок основи по деформаціям	91
4.5 Конструювання фундаменту	94

4.6	Визначення армування підшви фундаменту	95
4.7	Армування підколонника та його стаканної частини	97
5	РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	100
5.1	Технологічна карта на монтаж будівельних конструкцій	100
5.1.1	Вихідні дані	100
5.1.2	Визначення обсягів монтажних робіт	100
5.1.3	Вибір монтажних пристроїв	101
5.1.4	Вибір методу монтажу	102
5.1.5	Визначення монтажних характеристик елементів	105
5.1.6	Вибір комплектів кранів за технічними параметрами	106
5.1.7	Складання таблиці технологічних розрахунків	106
5.1.8	Визначення кількості кранів у комплекті	112
5.1.9	Визначення техніко-економічних варіантів монтажу	112
5.1.10	Вибір транспортних засобів	114
6	РОЗДІЛ ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА	119
6.1	Складання сіткового графіку	119
6.1.1	Нормативна тривалість будівництва	119
6.1.2	Методи виконання основних робіт по комплексам	119
6.1.3	Відомість підрахунків об'ємів робіт по об'єкту	123
6.1.4	Проектування поточності виконання робіт	126
6.2	Проектування будівельного генерального плану	127
6.2.1	Виробничі та механізовані устаткування	127
6.2.2	Розрахунок складів	128
6.2.3	Необхідність в побутових і адміністративних будинках	130
6.2.4	Розрахунок тимчасового водозабезпечення	132
6.2.5	Організація тимчасового енергозабезпечення	134
	СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	136

ВСТУП

В основних напрямках економічного та соціального розвитку народного господарства України, затверджених Кабінетом міністрів України, поставлені такі задачі, які зобов'язують будівельників прискорювати темпи науково-технічного прогресу, впроваджувати сучасні методи організації виробництва і праці, забезпечувати подальший розвиток і підвищення ефективності автоматизованих систем управління та обчислювальних центрів, послідовного об'єднання їх в загальнодержавну систему збору та обробки інформації, здійснювати міри по вдосконаленню планування, забезпечувати збалансованість планів на основі вартісних балансів, балансів виробничих потужностей і трудових ресурсів, вдосконалювати організаційну структуру управління у капітальному будівництві.

Здійснювати перехід до оцінки діяльності по закінчених і зданих замовникам готових об'єктах і пускових комплексах, а також забезпечити скорочення терміну будівництва підприємств і об'єктів, концентрацію капітальних вкладень і матеріальних ресурсів, підвищувати рівень індустріалізації будівництва і ступінь заводської готовності будівельних конструкцій і деталей, розвивати і вдосконалювати підрядний спосіб ведення будівельних робіт.

Розвиток економіки, підйом добробуту людей у багатьох випадках залежать від темпів капітального будівництва і тому відповідальні задачі поставлені перед будівельними колективами країни.

Значна частка коштів капітальних вкладень у народне господарство направляється у галузі, які прискорюють науково-технічний прогрес.

Важливою особливістю плану будівельних робіт є те, що більше половини усіх капітальних вкладень підуть на завершення пускових комплексів.

У розвитку потужної будівельної промисловості України знаходить відображення загальна політика індустріалізації країни.

1 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

Аналіз сучасних методик моніторингу напружено-деформованого стану зони контакту арматури з бетоном при експериментальних випробуваннях із застосуванням DOFS та DIC

1.1 Актуальність теми

Актуальність теми магістерської роботи зумовлена поєднанням наукових, інженерних та суспільно-оборонних чинників, які особливо загострилися в Україні в умовах повномасштабної війни з росією. Захисні споруди цивільного та військового призначення – сховища, укриття, командні пункти, елементи фортифікацій – у своїй більшості виконуються із залізобетону. Надійність, тріщиностійкість, довговічність і ремонтпридатність таких споруд безпосередньо залежать від роботи системи «арматура–бетон», ключовою характеристикою якої є зчеплення арматури з бетоном. Саме зчеплення визначає можливість передачі зусиль між арматурою та бетоном, формування напружено-деформованого стану (НДС) в елементах та їхню здатність протистояти дії вибухових, ударних, сейсмічних і довготривалих експлуатаційних навантажень.

Попри значний обсяг проведених досліджень, наявні розрахункові моделі зчеплення часто залишаються спрощеними та суттєво залежать від прийнятих експериментальних методик. Традиційні схеми випробувань (вишмикування, вдавлювання, балкові зразки) не завжди адекватно відтворюють реальний НДС зони контакту арматури з бетоном, особливо за складних режимів навантаження, характерних для захисних споруд (динамічні, малоциклові, ударні дії, неоднорідні поля напружень). У таких умовах особливого значення набуває високоточний експериментальний моніторинг процесів зчеплення, який є, по суті, «критерієм істини» для перевірки, коригування та розвитку узагальнених моделей bond–slip.

Сучасні оптичні методики – Distributed Optical Fiber Sensors (DOFS) та Digital Image Correlation (DIC) – відкривають принципово нові можливості

для дослідження НДС зони контакту арматура–бетон. DOFS забезпечують розподілене вимірювання деформацій уздовж арматурного стрижня з високою просторовою роздільною здатністю, дозволяючи безпосередньо оцінювати розподіл напружень зчеплення та розвиток проковзування. DIC, у свою чергу, забезпечує детальну картину поверхневих деформацій бетону, локалізацію тріщин і зміни поля переміщень у зоні контакту. Їх сумісне застосування дає змогу отримати комплексну експериментальну інформацію про роботу контактної поверхні, що є недосяжним для класичних тензометричних чи суто силових методів.

В умовах війни та подальшої відбудови України потреба у науково обґрунтованій оптимізації конструкцій залізобетонних захисних споруд набуває стратегічного значення. Уточнення параметрів зчеплення та вдосконалення моделей НДС на основі сучасних експериментальних методик моніторингу дозволить: підвищити надійність і безпечність діючих та проєктованих укриттів, раціональніше використовувати матеріальні ресурси, формувати реалістичніші нормативні вимоги до армування та деталювання конструкцій. Отже, аналіз сучасних методик моніторингу напружено-деформованого стану зони контакту арматури з бетоном із застосуванням DOFS та DIC є актуальним науково-практичним завданням, безпосередньо пов'язаним з підвищенням рівня обороноздатності, цивільного захисту та стійкого відновлення інфраструктури України.

ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ: Процес формування та розвитку напружено-деформованого стану в зоні контакту арматури з бетоном у залізобетонних елементах під дією зовнішніх навантажень.

ПРЕДМЕТ ДОСЛІДЖЕННЯ: Методики моніторингу напружено-деформованого стану зони контакту арматури з бетоном під час експериментальних випробувань.

Мета роботи - встановити ефективність, можливості та обмеження сучасних методик моніторингу напружено-деформованого стану зони контакту арматури з бетоном при експериментальних випробуваннях, зокрема

Distributed Optical Fiber Sensors (DOFS) та Digital Image Correlation (DIC), а також визначити їхню придатність для аналізу процесів зчеплення та механізмів зчеплення арматури з бетоном bond–slip.

Задачі досліджень:

- проаналізувати сучасний стан досліджень зчеплення арматури з бетоном, включно з традиційними та інноваційними підходами до визначення параметрів bond–slip;

- охарактеризувати принципи роботи, переваги та недоліки технологій DOFS і DIC, а також умови їх застосування для моніторингу напружень і деформацій у залізобетонних елементах;

- розглянути експериментальні методики, наведені в джерелах, включно із: схемами навантаження, методами вбудовування/калібрування DOFS, особливостями формування зображень для DIC, параметрами вимірювання;

- провести порівняльний аналіз можливостей DOFS та DIC у визначенні локальних деформацій, розподілу напружень та розвитку проковзування арматури;

- визначити фактори, що впливають на точність результатів обох методик.

1.2 Огляд основних аспектів дослідження зчеплення арматури з бетоном

Під зчепленням арматури з бетоном розуміють безперервну взаємодію між ними вздовж поверхні контакту, яка забезпечує їхню спільну роботу в конструкції. Основною передумовою надійного зчеплення є відповідність деформацій арматури та бетону на межі їхнього контакту. Механізм зчеплення формується завдяки трьом ключовим чинникам: силам тертя, що виникають під час витягування стержня внаслідок його обтиснення через усадку бетону; силам адгезії, оскільки гель цементного каменю проявляє властивості клею; а також силам зрізу та зминання бетону, що зумовлюються наявністю нерівностей на поверхні арматури (рис. 1).

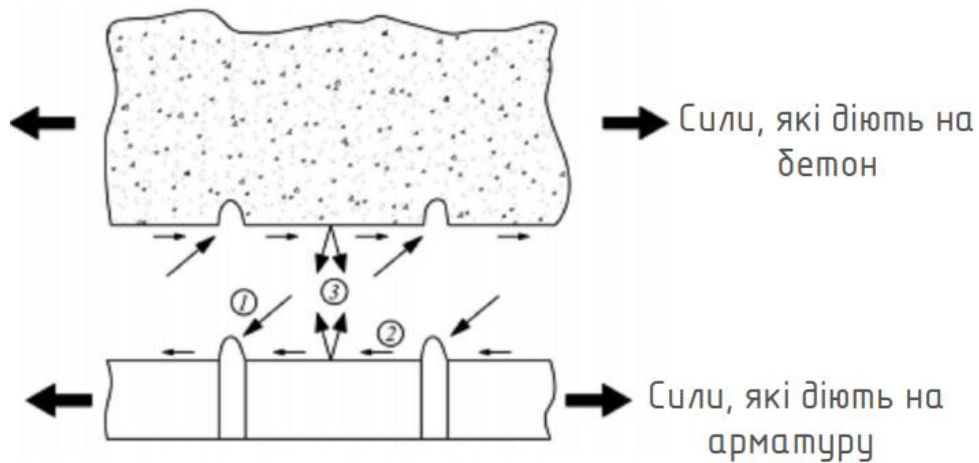


Рис. 1 Схематичне представлення різних силових чинників, сукупна дія яких характеризує явище зчеплення арматури з бетоном:

- 1 - сили опору зім'яття і зрізу внаслідок наявності виступів арматури;
- 2 - сили тертя; 3 - сили адгезійної взаємодії

Внесок тертя та усадки становить приблизно 10–15 % від загального опору зчепленню, тоді як вирішальним фактором є протидія бетону зрізу та локальному зминанню. Саме механічне зачеплення за виступи та нерівності профілю арматурних стержнів визначає основну частину опору зміщенню арматури в бетоні [46].

У більшості експериментальних та теоретичних досліджень окремі фактори, що впливають на зчеплення арматури з бетоном, не розмежовують, а визначають загальний кількісний рівень напружень зчеплення (або величину зміщення) уздовж зовнішньої поверхні стержнів. Розподіл напружень зчеплення по довжині анкерування стержня l_b є нерівномірним, причому максимальні значення τ_{bmax} практично не залежать від величини цієї довжини. Зазвичай найвищі напруження виникають на певній відстані від торця бетонного елемента. У розрахунках застосовують середні значення напружень зчеплення τ_{bm} (рис. 2), які визначаються за формулою:

$$\tau_m = \frac{F_u}{\pi \cdot d_s \cdot l_b} \quad (1)$$

де d_s – діаметр арматурного стержня;

l_b – довжина анкерування стержня в бетоні.

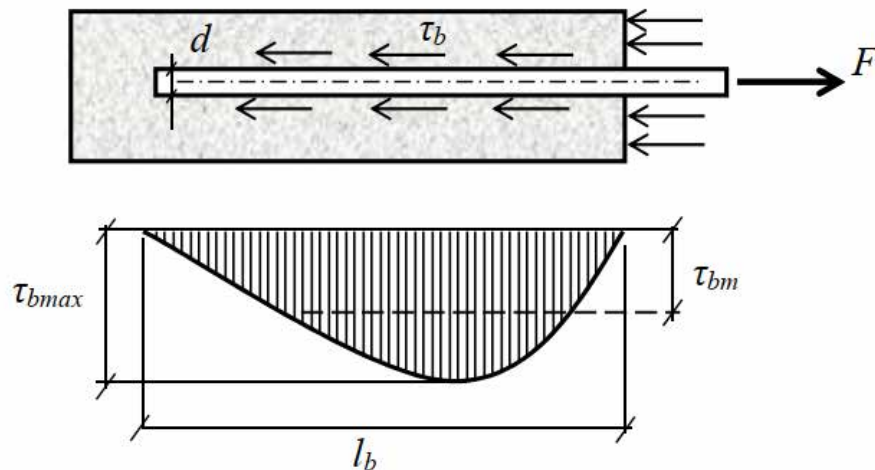


Рис. 2 Характер розподілу напружень зчеплення по довжині анкерування стержня

Надійність роботи залізобетонних конструкцій значною мірою визначається ефективністю анкерування арматури, під яким розуміють фіксацію стержнів у бетоні з метою забезпечення сприймання ними заданих зусиль. Анкерування може здійснюватися завдяки силам зчеплення арматури з бетоном уздовж поверхні контакту або за допомогою спеціальних анкерних елементів. Для арматури періодичного профілю основним механізмом анкерування є саме сили зчеплення.

Зчеплення між арматурою та бетоном є однією з ключових характеристик залізобетону, що визначає несучу здатність, жорсткість і тріщиноздатність конструкцій. На нього впливає велика кількість чинників: міцність бетону, тип і діаметр арматури, довжина її заглиблення в бетон, режим та характер навантаження, тривалі процеси, гранулометричний склад суміші, властивості заповнювачів, умови тверднення, положення стержнів під час бетонування тощо. Відтак надійність анкерування арматури в залізобетонних елементах безпосередньо визначається сукупністю факторів, які впливають на величину та стабільність її зчеплення з бетоном.

Дослідженням зчеплення арматури з бетоном постійно надавалася велика увага на протязі всього часу застосування залізобетону. Але до цих пір в практиці проектування залізобетонних конструкцій немає достатньо загаль-

них і добре обґрунтованих методів розрахунку зчеплення і анкерування арматури, а це впливає на забезпечення надійності залізобетонних конструкцій.

Оскільки рівень зчеплення арматури з бетоном значною мірою визначається геометрією поверхні стержнів, у процесі розвитку залізобетонних конструкцій велика увага приділялася створенню ефективніших профілів арматури. На ранніх етапах застосування залізобетону як арматуру використовували стержні з литого заліза, приділяючи особливе значення формі поперечного перерізу. Було встановлено, що круглий переріз забезпечує кращу роботу в бетоні порівняно з квадратним або прямокутним [39].

У кінці 1930-х років у США та країнах Західної Європи почали впроваджувати спеціальні фасонні стержні — арматуру періодичного профілю з різноманітними нерівностями на поверхні (виступами, ребрами, вм'ятинами тощо). Такі профілі створювалися для покращення механічного зчеплення арматури з бетоном та підвищення ефективності передачі зусиль.

Протягом понад шістдесяти років у залізобетонному будівництві широко застосовували гарячекатану арматуру періодичного профілю, виготовлену відповідно до ГОСТ 5781-53 та ГОСТ 7314-55. Це сталі класів А-II, А-III та вищих, які суттєво вплинули на розвиток залізобетонних конструкцій. Проте останнім часом така арматура перестала відповідати сучасним технологічним, технічним та економічним вимогам.

До недоліків арматури класів А-II, А-III та А-IV належать:

- мала відстань між кільцевими виступами, що перешкоджає формуванню щільної структури крупного заповнювача навколо стержня;
- у стержнях великого діаметра до 7 % поперечного перерізу не бере участі у сприйнятті осьових зусиль через часте розташування поперечних виступів;
- прискорене зношування прокатних валків у процесі виготовлення через велику кількість перетинів поперечних і поздовжніх виступів.
- можливість концентрації напружень в місцях перетину поперечних виступів з поздовжніми. Внаслідок цього арматура втратила експортну привабливість [109].

В перші роки ХХ століття в Україні повсюдного застосування набула арматура нового профілю відповідно до ДСТУ 3760:2006 (зараз 3760:2019) [47, 50], яка виготовляється гладкою та періодичного профілю. Стержні періодичного профілю мають поперечні виступи серпоподібної форми, які не з'єднуються з подовжніми виступами (рис. 3).

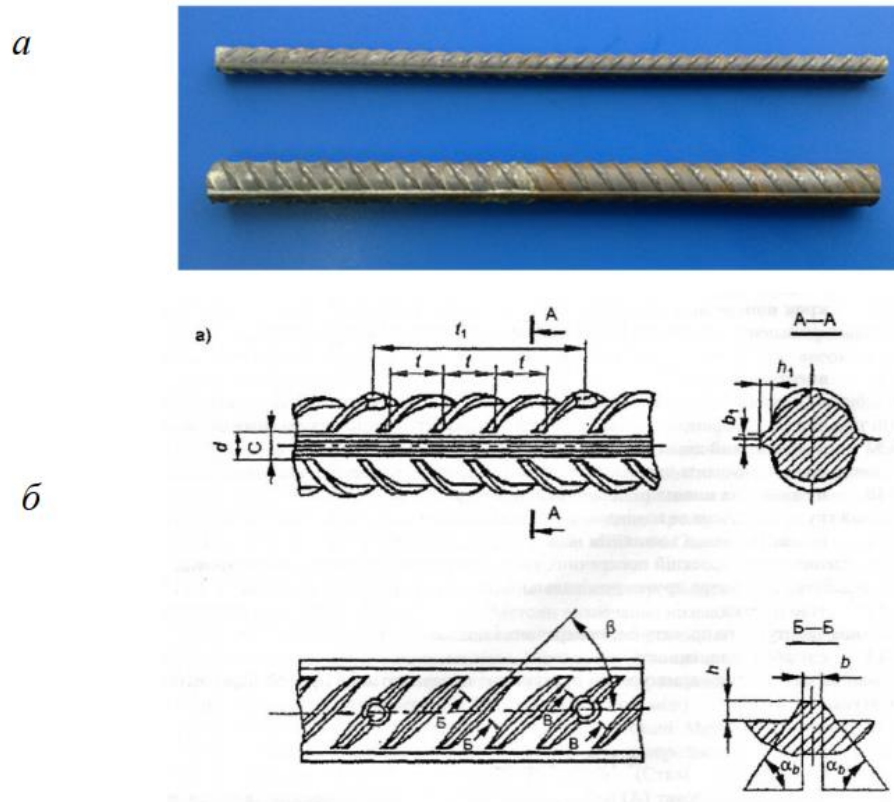


Рис. 3 Загальний вигляд стержнів арматури серпоподібного профілю:

a – загальний вигляд стержнів діаметром 12 і 20 мм;

б – геометричні характеристики профілю з подовжніми виступами

Відповідно до [39, 43, 49] основною характеристикою профілю арматури є відносна площа змінання поперечних виступів (індекс Рема) f_r , яка визначається за формулою:

$$f_r = \frac{K \cdot F_r \cdot \sin \beta}{\pi \cdot d_n \cdot t} \quad (2)$$

де F_r – площа бічної грані одного поперечного виступу;

β – кут нахилу поперечного виступу 3, б);

t і K – відстань (крок) між поперечними виступами та їх число по периметру;

d_n – номінальний діаметр стержня (прутка)

Індекс Рема f_r використовується для характеристики геометричних параметрів арматури періодичного профілю й визначається розмірами стержня, а також висотою та кроком поперечних виступів. Арматурні стержні серпоподібного профілю, виготовлені згідно з ДСТУ 3760:2019, мають іншу геометрію (форму виступів, їхню висоту, крок, наявність або відсутність поздовжніх виступів), ніж стержні гвинтового профілю, які застосовувалися раніше (класи А-III, А-IV). За результатами досліджень Клімова Ю. А. [50], значення відносної площі змінання поперечних виступів, обчислене за формулою (2), у стержнів серпоподібного профілю є у 2,4–3,7 раза меншим, ніж у стержнів гвинтового профілю. Нормовані значення цієї характеристики, що залежать від діаметра арматури, повинні знаходитися у межах 0,045–0,056.

До недоліків серпоподібного профілю можна віднести більшу податливість стержнів під час витягування з бетону, а також те, що до 25 % периметра поперечного перерізу стержня не має поперечних виступів (рис. 3, б), що знижує ефективність механічного зачеплення.

1.3 Аналіз попередніх досліджень

Дослідженням зчеплення арматури з бетоном, як одного з найважливіших властивостей залізобетону, постійно надавалося велике значення, що обумовлювалося необхідністю побудови надійної і науково обгрунтованої теорії зчеплення. Цій проблемі присвячували свої роботи багато як вітчизняних, так іноземних вчених [36, 38, 42, 45].

Ранні дослідження зчеплення, які мали на меті визначити фізичну природу взаємодії, розпочалися ще у 1913 році Д. Абрамсом. Про ненадійність адгезійних зв'язків згадував ще В. Юферов у 1924 р. Зчеплення профільованої арматури, таким чином, виявилось обумовленим в основному зачепленням, а відповідно опором бетону змінанню по малих площадках. Подальші дослідження продовжилися такими вченими, як А. Кларк у 1949 р. Значний вклад у розвиток теорії зчеплення арматури з бетоном був зроблений німець-

кими дослідниками, зокрема Г. Ремом, який у 1961 році провів фундаментальні дослідження основ зчеплення між сталлю та бетоном. Він також намагався пояснити результати досліджень, виходячи із припущень про суцільність бетону і про механічну подібність. З дослідів, проведених з арматурою, слід відзначити дослід Я. Гото, який виявив наявність системи контактних тріщин, які локалізуються поблизу поверхні арматури.

У 1960-х роках значний внесок у вивчення зчеплення арматури з бетоном зробила Т. І. Астрова [46]. Вона відзначала, що на той час у ролі критеріїв зчеплення використовували такі показники:

- умовне середнє напруження зчеплення, яке визначали шляхом ділення руйнівного навантаження на площу умовної циліндричної поверхні стержня;
- зусилля, що відповідають початку зміщення незавантаженого кінця стержня, а також загальне руйнівне зусилля під час випробування на витягування арматури з бетону;
- коефіцієнт повноти епюри напружень зчеплення, що характеризує розподіл напружень уздовж довжини анкерування стержня в бетоні;
- максимальне умовне напруження зчеплення, яке відповідає критичному значенню проковзування, коли опір зчеплення починає зменшуватися, а зміщення — зростати.

Модель зчеплення арматури з бетоном з урахуванням утворення контактних тріщин розробив М. І. Карпенко. Принцип урахування тріщин розглянуто на прикладі центрально-армованого циліндричного зразка радіусом R , який розтягується силою $N_0 = \sigma_0 F_a$ (σ_0 – напруження в стержні, F_a – площа поперечного перерізу стержня). Сила N_0 прикладена до арматури періодичного профілю радіусом r_a . Навколо арматурного стержня виділяється дві зони [43]: перша – зона проникнення конусоподібних тріщин з радіусом r_k ; друга – зона суцільного бетону шириною $R - r_m$.

Зону контактних конічних тріщин можна розглядати як систему конічних оболонок, обмежених між собою тріщинами конусоподібної форми.

Друга зона являє собою контурну оболонку, розташовану за межами цих контактних тріщин (рис. 4).

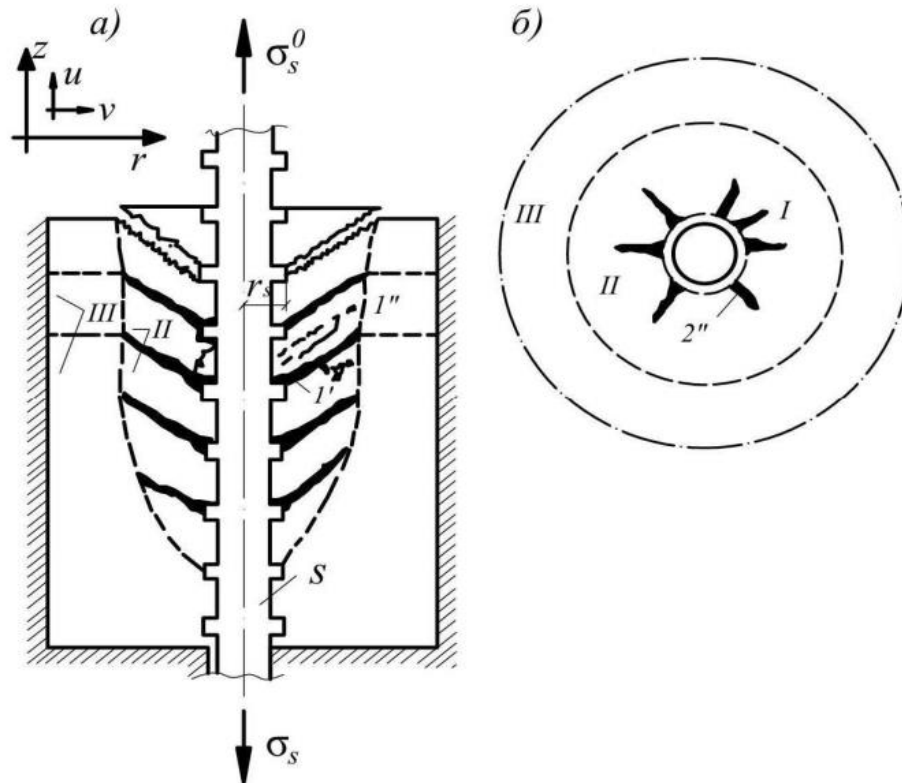


Рис. 4 Зона зчеплення арматури з бетоном та її елементи згідно моделі Карпенка М. І.

Аналіз напруженого стану в першій зоні дозволив отримати залежності для визначення кільцевих напружень σ_v на межі r_m та встановити, що радіальні тріщини виникають саме на цій межі за умови появи розтягувальних кільцевих напружень. Для другої зони були виведені формули, що описують нормальні та дотичні напруження, які й визначають міцність зчеплення.

Професор Оатул О.О. навів огляд своїх робіт [46] та робіт інших авторів з питань розробки основ теорії зчеплення арматури з бетоном, виконаних до 1977 р. Зазначається, що вихідне рівняння, на основі якого багато авторів розробляють теорію зчеплення, має вигляд

$$\Delta a = \Delta \sigma + g, \quad (3)$$

де Δa – повздовжня деформація арматури в перерізі x ;

Δ_b – те саме, бетону;

g – поздовжнє взаємне зміщення арматури і бетону.

В подальшому задача полягала в тому, щоб розкрити рівняння (3). Перші спроби розкрити рівняння (3) базувалися на законі Гука та гіпотезі плоских перерізів [44], а робота контакту арматури з бетоном моделювалася за допомогою залежності:

$$\tau = f(g) \quad (4)$$

де τ – умовне дотичне напруження зчеплення на умовній циліндричній поверхні контакту арматури з бетоном.

Залежність (4) називають основним законом зчеплення або функцією (залежністю) зчеплення.

У роботі [47] підкреслюється, що виявити закономірності процесів, які відбуваються в зоні активного зчеплення, можливо лише на основі експериментальних досліджень. Для цього доцільно застосовувати прості випробувальні зразки — наприклад, центрально армовані бетонні призми або циліндри, у яких арматурний стержень витягується з бетонного масиву. Однак для повного розуміння впливу різних факторів необхідно проводити випробування не тільки на еталонних зразках, але й на таких, що достовірно імітують реальні умови роботи елементів конструкцій (вузли, рами тощо).

Вагомий внесок в розвиток теорії зчеплення і практичного її використання зробив М. М. Холмянський [43]. Основний закон зчеплення він запропонував записати у вигляді:

$$\tau_{um} = \beta \frac{\ln(1 + \alpha \delta)}{1 + \alpha \delta}, \quad (5)$$

де τ_{um} – максимальне середнє значення напружень зчеплення на поверхні контакту арматури з бетоном;

β і α – постійні параметри, які залежать від профіля і діаметра арматури, характеристик бетону і визначаються на підставі експериментальних досліджень;

δ – переміщення навантаженого кінця стержня відносно торця бетонної призми.

Залежність (5) названа «логарифмічним (нормальним) законом зчеплення» (рис. 4), а коефіцієнти β і α – «параметрами зчеплення», які визначаються за емпіричними формулами.

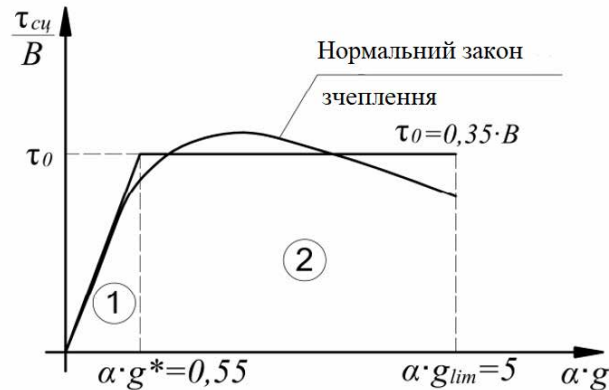


Рис. 4 Нормальний закон зчеплення Холмянського та його пружньо-пластична апроксимація

Експериментальні дослідження показали, що після досягнення межі анкерувальної здатності арматури рівень напружень у стержні залежить від товщини захисного шару бетону. Проте збільшення граничних напружень в арматурі не є пропорційним збільшенню цього шару. Водночас установлено, що граничне зусилля в арматурі, яке формується внаслідок її проковзування при руйнуванні по похилій тріщині, практично не залежить ні від попереднього натягу арматури, ні від товщини захисного шару бетону. Визначальним чинником у цьому випадку є довжина заробки стержнів — тобто відстань між місцем перетину арматури похилою тріщиною, найближчою до внутрішньої грані опори, і торцем елемента. Крім того, на величину граничного зусилля впливають міцність бетону на стиск, діаметр арматури та кількість стержнів у поперечному перерізі [41].

1.4 Методики вимірювань параметрів зчеплення при експериментальних випробуваннях

Традиційно для дослідження зчеплення арматури з бетоном використовувалися випробування на висмикування (*pull-out*) (рис. 5), які є стандартизованими та найбільш розповсюдженими [45].

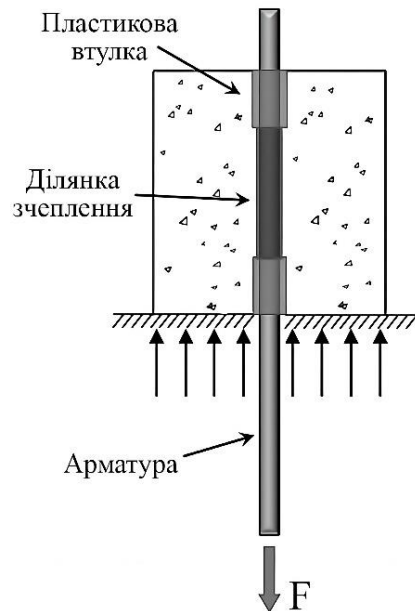


Рис. 5 Схема випробування зчеплення арматури з бетоном на висмикування [45]

Ці випробування визначають так звані локальні залежності «напруження зчеплення» від «проковзування» на основі *глобальних вимірювань*: середнього напруження зчеплення, розрахованого на основі прикладеного навантаження розтягу (по наближеним, інженерним формулам), та відносного зміщення на пасивному кінці стержня [44]. Основні дослідні зразки зазвичай виготовляються у вигляді бетонних призм квадратного перерізу, у центрі якого розташовується одиночний арматурний стержень. Геометричні параметри варіюються, включаючи довжину анкерування l_b та діаметр стержня d . Для цих випробувань зазвичай використовується коротка довжина закладення (наприклад, п'ять діаметрів стержня, $5d$), де розподіл напружень зчеплення *припускається* рівномірним. Стержень закріплюється у захватах гідравлічного преса (або розривної машини), а зусилля витягування подаються ступенями. Для вільного кінця стержня вимірюються його переміщення (проковзування) відносно торця бетонної призми за допомогою механічних

індикаторів часового типу (ІГТ), наприклад, ІГ-10 [41]. Однак екстраполяція цих залежностей на ЗБ конструкції із складнішими видами НДС є непрямую, оскільки умови випробування на висмикування (т. зв. «арковий ефект» внаслідок напружень стиску та довжина анкерування) впливають на результати, а напруження зчеплення розподіляються нерівномірно по довжині зони анкерування арматури [44].

Іншим класичним методом вимірювань у зоні зчеплення арматури з бетоном є *використання тензодатчиків*, які приклеювали до арматури або встановлювали всередині неї (у пазах) для визначення деформацій сталі, починаючи з 1950-х років. Хоча ці процедури дозволяють вимірювати напруження зчеплення, вони мають суттєві недоліки: вони можуть спотворювати поведінку арматури та поверхні її взаємодії із бетоном, є дорогими та трудомісткими, а також надають лише обмежену, дискретну інформацію про деформації уздовж стержня [41]. Крім того, ці вимірювання часто не підходять для експериментального дослідження розтягнутих елементів, оскільки розташування тріщин, як правило, невідоме заздалегідь. Тензодатчики здатні вимірювати деформації лише у певних точках (наприклад, з кроком 25–38,1 мм). Вимірний розподіл деформацій арматури використовується для обчислення відповідних напружень зчеплення на основі принципу рівноваги сил.

Так, у роботі [46] у випробуванні на висмикування використовувалися звичайні тензометричні датчики (conventional strain gauges). Для їх розміщення на основних арматурних стержнях були зроблені поздовжні пази, геометрія яких показана на рис. 6.

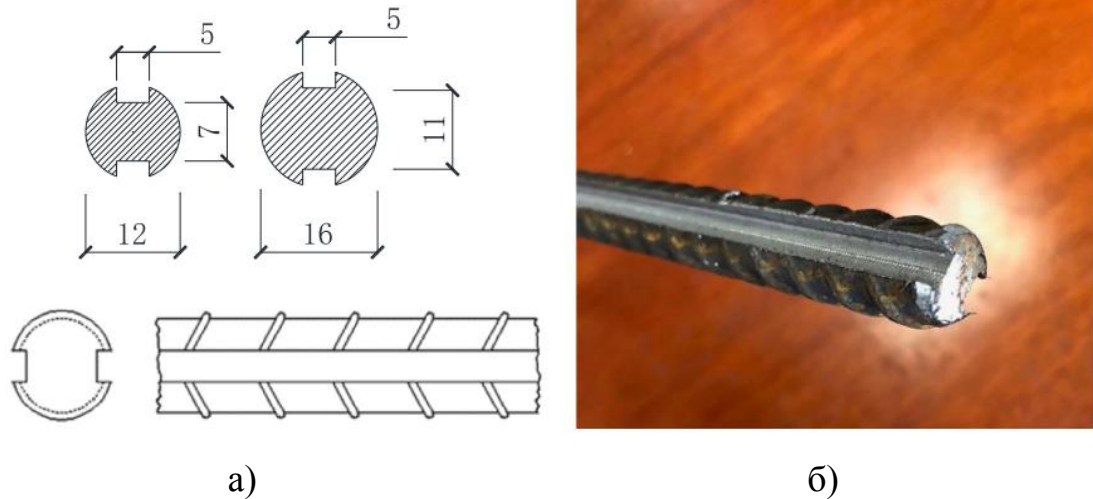


Рис. 6 Розміри поздовжніх пазів для кріплення тензодатчиків на арматурних стержнях [46]:

а) геометрія пазів; б) фото арматурного зразка

Тензометричні датчики прикріплювали вздовж поздовжніх ребер арматури. Схема розміщення датчиків по довжині закладення представлена на рис. 7.

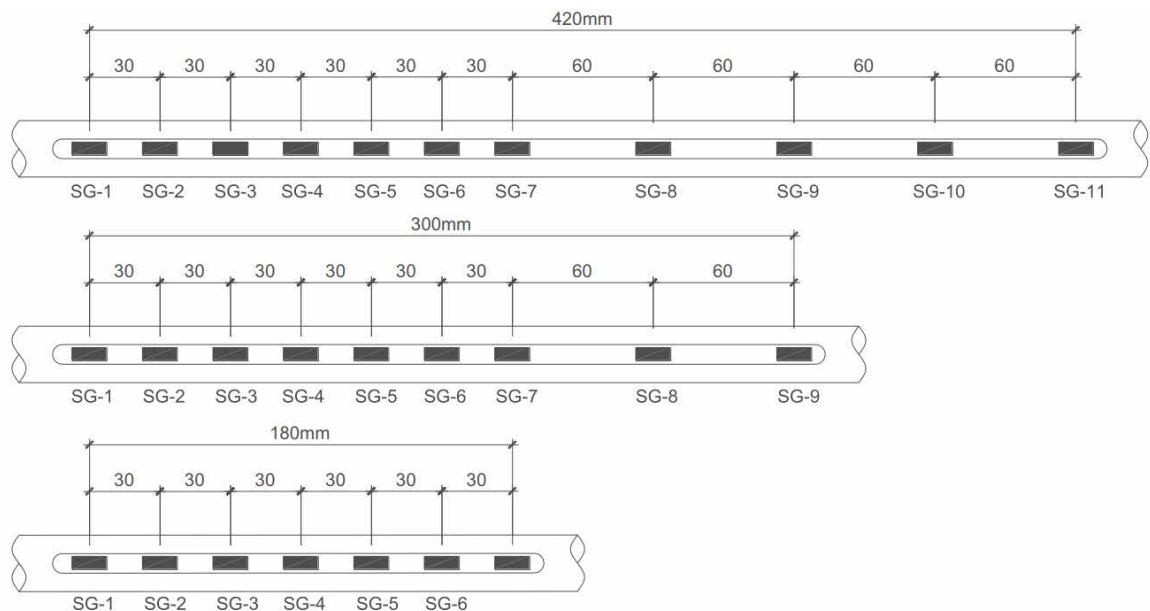


Рис. 7 Розташування тензометричних датчиків уздовж арматурних стержнів [46]

Крок розташування тензометричних датчиків залежав від довжини закладення арматури. Для арматури з довжиною закладення не більше 180 мм крок розташування датчиків був фіксованим і становив 2,5 діаметра стрижня.

Для довгих арматурних стрижнів (наприклад, довжиною закладення 420 мм, як показано на рис. 7) датчики розташовувалися з однаковим кроком у межах 180 мм від навантаженого кінця. Далі, за цією точкою, крок розташування датчиків збільшувався до 60 мм. Датчик SG-1 був розташований на навантаженому кінці, що дозволяло фіксувати профіль розтягуючих деформацій арматури на різних етапах навантаження.

До закладеної арматури прикладалася розтягуюча сила) за допомогою сервогідравлічного приводу. Прикладене навантаження вимірювалося приводом (актуатором) до моменту руйнування стрижня або його висмикування з бетону. Тензометричні датчики фіксували розподіл деформацій по довжині арматури (рис. 8).

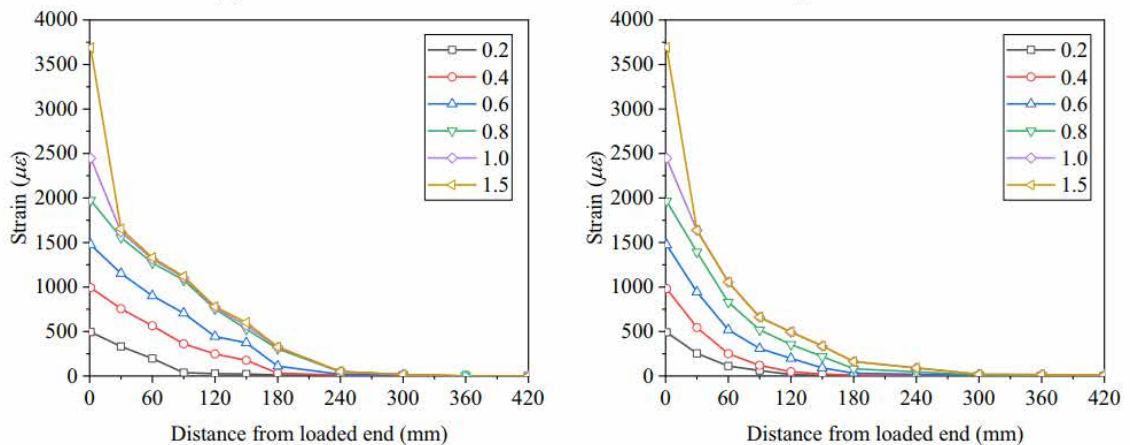


Рис. 8 Розподіл деформації вздовж довжини арматури при різних ступенях навантаження [46]

Напруження зчеплення τ обчислювалися на основі виміряного профілю деформацій арматури та рівноваги сил із урахуванням наступних припущень [45]:

- метод розрахунку був дійсний лише для арматури, яка працює у пружній стадії.
- напруження зчеплення є рівномірно розподіленим між сусідніми тензометричними датчиками.

Напруження зчеплення τ визначалося за наступною формулою:

$$\tau = \frac{A_n \cdot E_s \cdot \Delta \varepsilon}{C_e \cdot \Delta l}, \quad (6)$$

де A_n — площа поперечного перерізу арматури після нарізання пазів;
 $\Delta \varepsilon$ — різниця розтягуючих деформацій між двома сусідніми точками вимірювання;

E_s — модуль пружності арматури;

Δl — інтервал між тензометричними датчиками;

C_e — чистий периметр арматури після нарізання пазів.

Цей метод дозволив отримати розподіл напружень зчеплення вздовж довжини закладення арматури. Наприклад, для стрижнів з довжиною закладення 60 мм профіль напружень зчеплення був досить рівномірним, тоді як для стрижнів довжиною 420 мм він досягав пікового значення біля навантаженого кінця та був незначним біля вільного кінця (рис. 9).

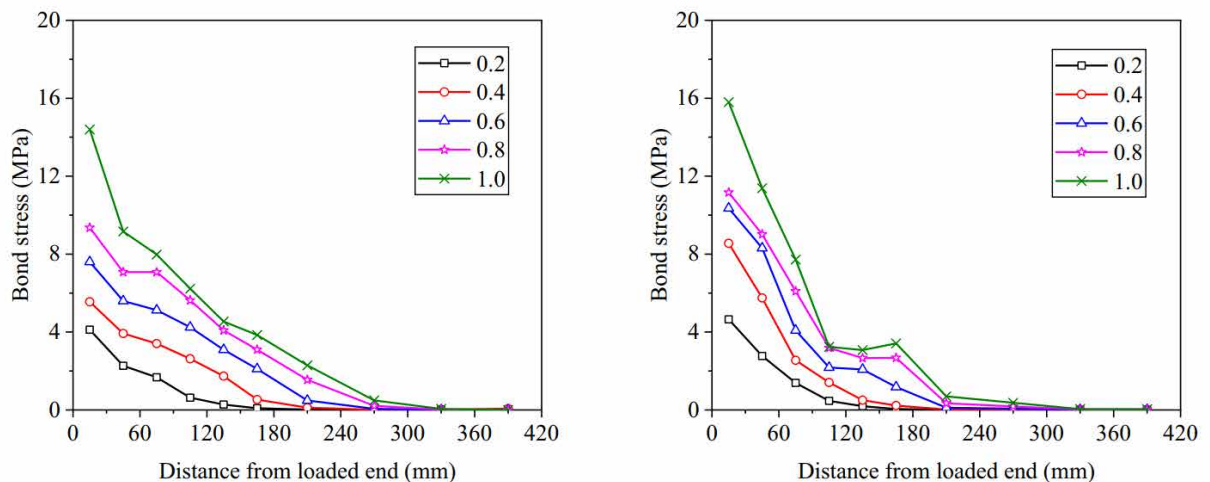


Рис. 9 Профіль напружень зчеплення уздовж довжин закладення стержня

[45]

Ще одним методом вимірювань деформації у зоні контакту арматури з бетоном є *Бреггівські ґратки на оптичному волокні (FBGs)* [42]. Це квазі-розподілені оптичні волоконні сенсори, які використовують характеристичну довжину хвилі для одночасного визначення місця вимірювання (адреси) та самого вимірювання (температури і деформацій). Сенсори FBG можуть бути встановлені на поверхні арматурного стрижня. Так, у роботі [42] FBG-

датчики були встановлені на поверхні арматури, яка була розміщена всередині паза розміром 2 мм у ширину та 1,5 мм у глибину, перш ніж стрижень був закладений у бетонний елемент. Просторова роздільна здатність вимірювання FBG становила 20 мм. Ця роздільна здатність вважається кращою порівняно зі звичайними тензометричними датчиками, але вона все ж таки поступається повністю розподіленим системам, таким як DFOS, які можуть мати роздільну здатність до 0,65 мм.

Протягом останнього десятиліття *розподілене оптичне волоконне зондування (DFOS, також відоме як DOFS)* та *цифрова кореляція зображень (DIC)* стали цінними інструментами, які потенційно можуть покращити розуміння механіки залізобетону, особливо, в зоні контакту арматур із бетоном [42].

DFOS (Distributed Fibre Optical Sensing) – це новаторський інструмент для моніторингу деформацій. Ця технологія дозволяє квазі-безперервно вимірювати деформації до 3–4% уздовж арматурних стержнів, на які закріплюються волоконно-оптичні датчики. DFOS забезпечує високу роздільну здатність (до 0,65 мм) та частоту вимірювання вище 1 Гц. Самі волокна дуже тонкі (діаметр 125 мкм) (рис. 10) [43].

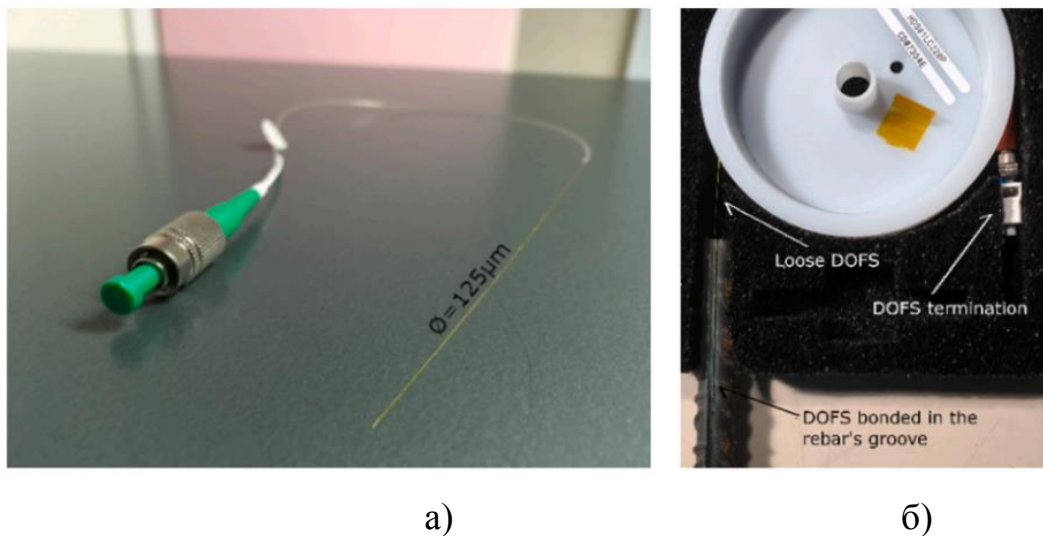


Рис. 10 Розподілений оптичний волоконний датчик з вільним закінченням (а) і прикріплений до арматури (б)

Функціонування цих датчиків ґрунтується на передачі світлових імпульсів через скляне середовище. DOFS виявляє будь-які зміни, спричинені температурою або деформацією, за допомогою зворотного розсіяного світла, яке фіксується оптичним рефлектометром зворотного розсіювання (OBR) (рис. 11).



Рис. 11 Приклад оптичного рефлектометра зворотного розсіювання ODiSi [44]

Встановлення волоконно-оптичних датчиків на арматуру є ключовим етапом для забезпечення надійних вимірювань. Перед заливкою бетоном на арматурних стрижнях вирізаються поздовжні пази. Розміри пазів зазвичай становлять 1 мм на 1 мм або 1.5 мм у ширину та 1 мм у глибину (рис. 12).

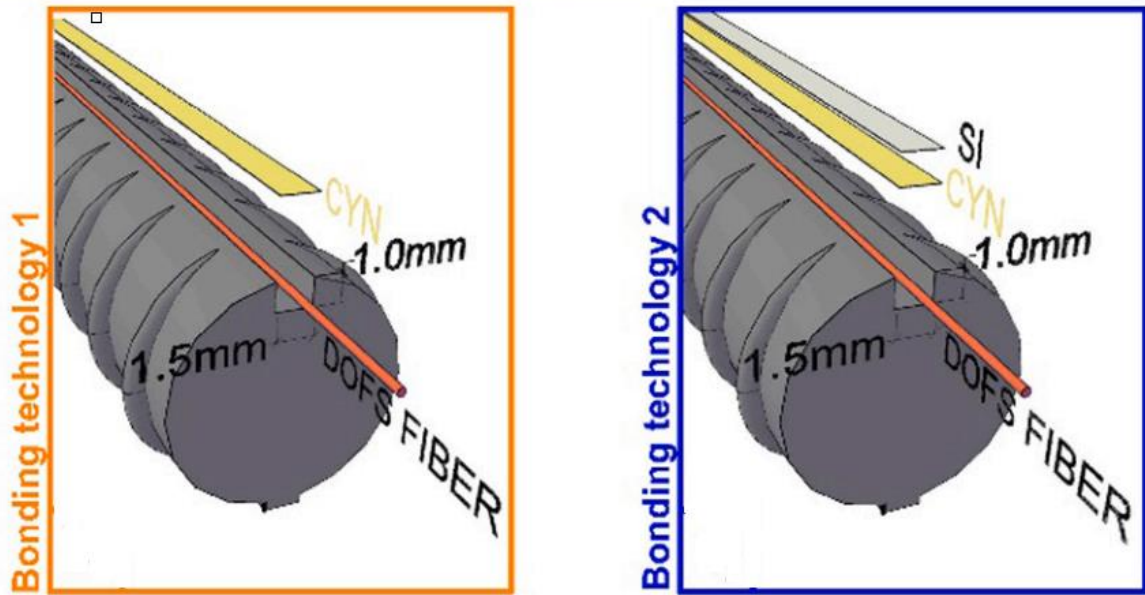


Рис. 12 Відповідні технології склеювання волоконно-оптичних датчиків до арматурних стержнів з (а) та без (б) додавання захисного силіконового шару [41]

Перед позиціонуванням волокна контактна поверхня арматури повинна бути належним чином піскоструменево очищена та знежирена спиртом. Встановлення DFOS мінімально впливає на поведінку арматури, оскільки порушення профілю стержня мінімальне і не вимагає видалення його ребер. Скляне волокно, вкрите акрилатом або поліімідом, встановлюється в паз. Волокно злегка попередньо натягується, щоб забезпечити його прямолінійність. Воно також тимчасово фіксується пластиліном та магнітами, а потім приклеюється епоксидною смолою або ціаноакрилатом (CYN) [41].

Для досягнення кращих результатів і усунення невизначеностей, пов'язаних з аномаліями читання та інтерпретації даних (SRA), було виявлено, що використання комбінації клею та захисного шару силікону (SI) (рис. 11, б) є кращою технікою зчеплення DOFS з арматурою [42].

Вимірювання проводяться під час навантаження елементів. Зібрані дані потребують значної обробки через наявність шумів та локальних збурень:

1. Усунення аномалій читання (SRA). Сирі дані, отримані з OBR (наприклад, моделі ODiSI-A або ODiSI-6104), містять аномалії зчитування деформацій (SRAs) — фіктивні та помилкові показники деформації (рис. 13).

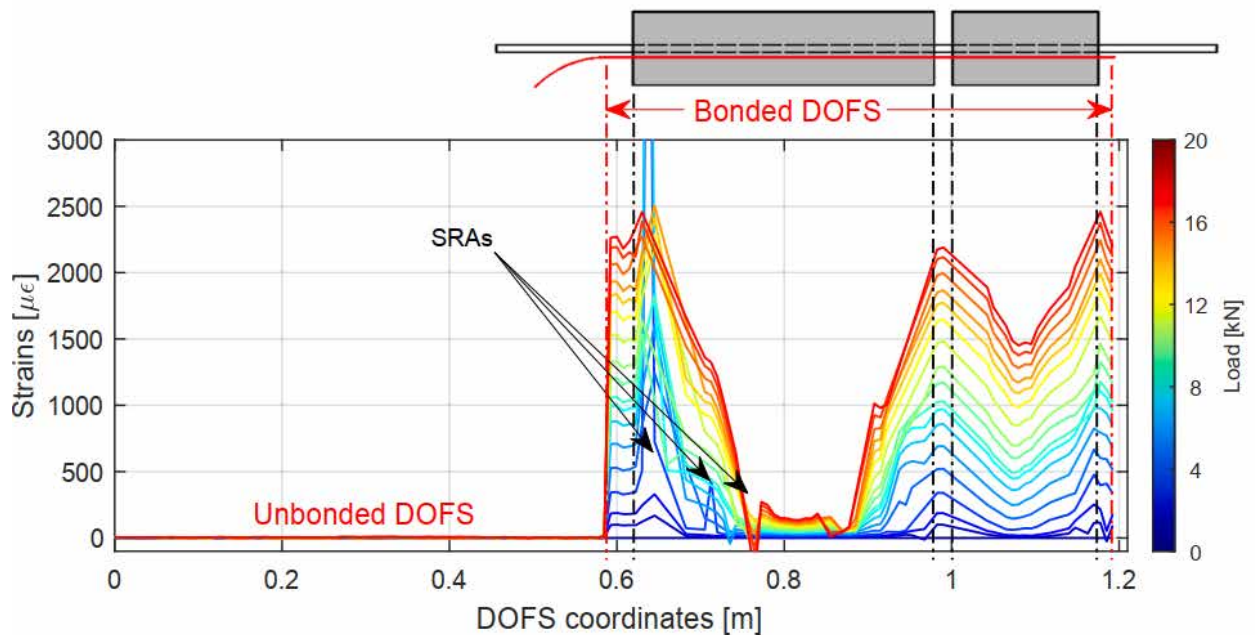


Рис. 13 Зразок 8×8_D8 із вимірними деформаціями сталі за допомогою DOFS на різних стадіях навантаження [42] із наявними шумами та локальними збуреннями

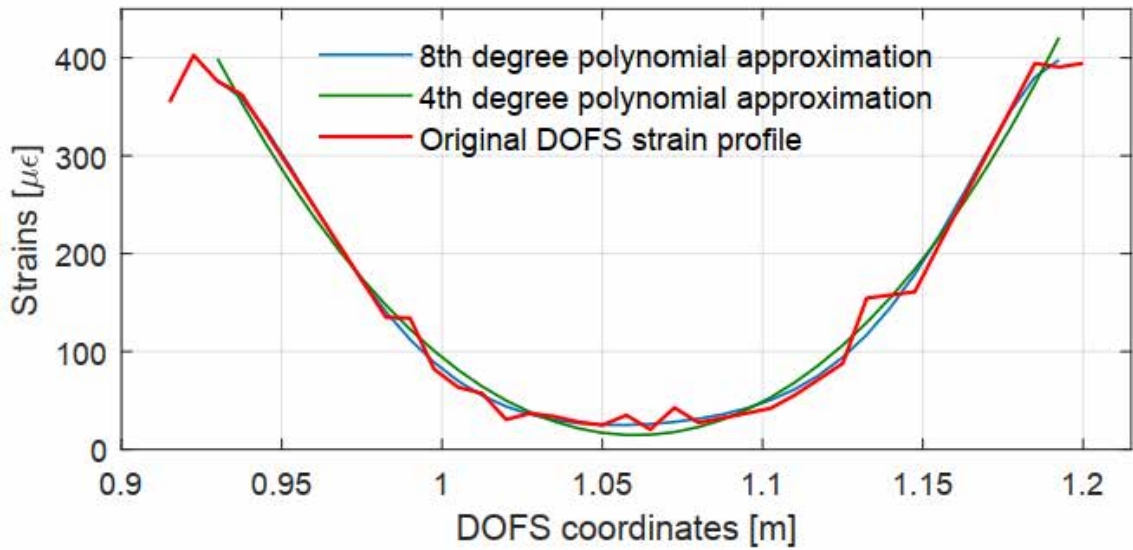
Для їх видалення використовується, наприклад, *метод порівняння поліноміальної інтерполяції (PICM)*.

2. Згладжування профілю деформацій. Навіть після очищення від SRA, профіль деформацій залишається «горбистим» через шум вимірювань або тертя, спричинене заповнювачем у бетоні. Для отримання гладкого профілю застосовуються:

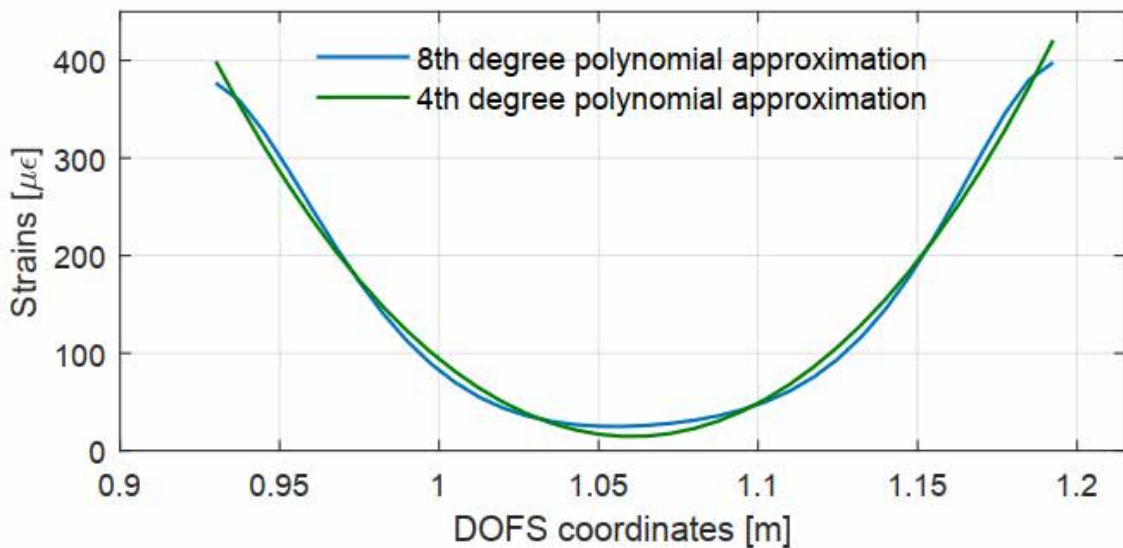
- *Фільтр низьких частот;*
- *Фільтр рухомого середнього з довжиною вікна, що відповідає кроку ребер арматури.*

3. Поліноміальна апроксимація. Згладжений профіль деформацій $\varepsilon_s(x)$ потім апроксимується поліномами різного ступеня (наприклад, 4-го, 6-го або 8-го), оскільки вища ступінь апроксимації може бути більш чутливою до варіацій нахилу профілю [43].

Після отримання чистого та згладженого профілю деформацій арматури (рис. 14) виконуються наступні розрахунки.



а)



б)

Рис. 14 Профіль деформації арматури, отриманий за допомогою DOFS та його різні поліноміальні апроксимації (а) і тільки останні дві для кращого порівняння (б) [46]

Напруження в сталі σ_s визначаються у кожній точці вимірювання на основі профілю деформацій та конструктивного закону матеріалу арматури. Для арматури зі звичайною міцністю використовувалася трипараметрична залежність *Рамберга-Осгуда*, для високоміцної арматури з нелінійною поведінкою на малих навантаженнях використовувався *поліном 8-го порядку*.

При розвантаженні та повторному навантаженні зазвичай приймається лінійно-пружна поведінка зі жорсткістю E_s [42].

Локальні напруження зчеплення τ_b визначаються з умови рівноваги сил на дискретному елементі стрижня довжиною Δx , використовуючи похідну напружень арматури:

$$\tau_b = \frac{\Delta \sigma_s \cdot d_s}{\Delta x \cdot 4}, \quad (7)$$

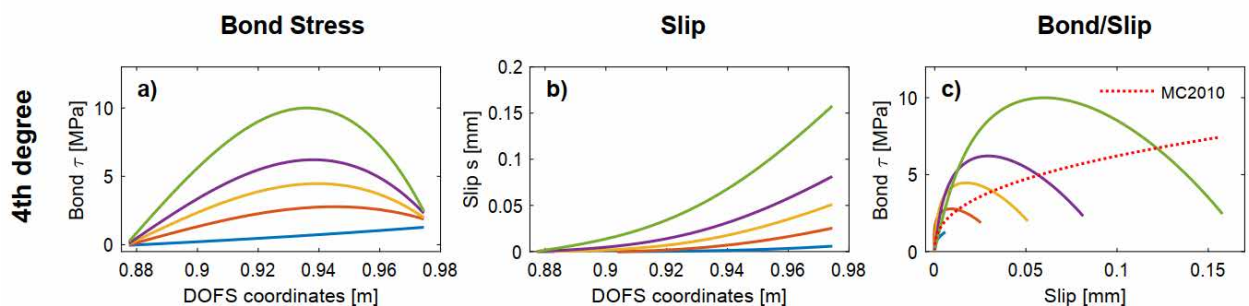
де σ_s - різниця напружень арматури між двома послідовними точками даних, Δx - інтервал між точками (або довжина елемента), d_s - діаметр арматурного стрижня.

Проковзування δ визначається як різниця деформацій між сталлю u_s та бетоном u_c .

Проковзування u_s отримують шляхом інтегрування деформацій арматури $\varepsilon_s(x)$ від точки нульового ковзання до розглянутого перерізу.

Деформації бетону ε_c у свою чергу розраховуються шляхом перестановки рівняння рівноваги сил, $P = N_{s,n} + N_{c,n}$, де P - прикладене зовнішнє навантаження, N_s і N_c - сили в сталі та бетоні).

Таким чином, DFOS дозволяє отримувати повні профілі деформацій, які потім використовуються для виведення розподілу напружень зчеплення та проковзування по довжині арматури (рис. 15).



a)

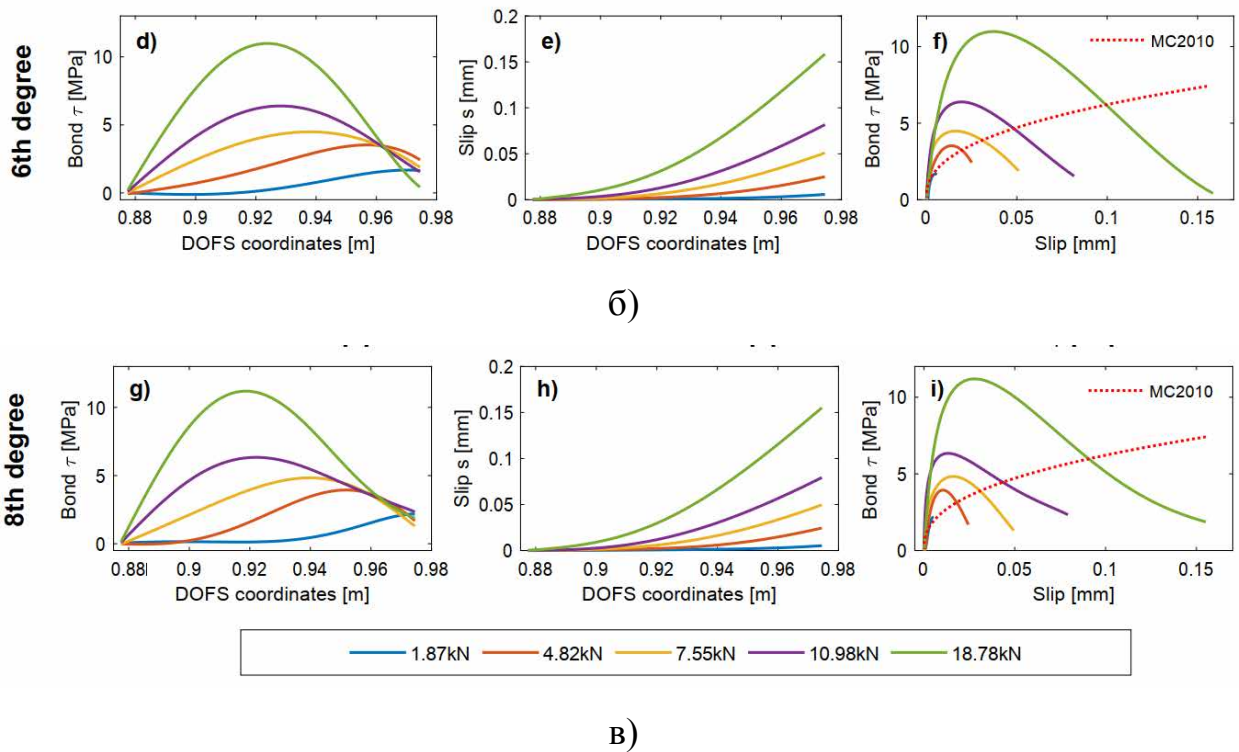


Рис. 15 Розрахунок зчеплення, проковзування та зчеплення-ковзання для профілів деформації, апроксимованих поліномами 4-го (а), 6-го (б) та 8-го (в) ступеня для сегмента 1 елемента 8×8_D8 [42]

Метод DFOS, на відміну від класичних тензометричних датчиків, забезпечує **квазі-безперервну** інформацію, що є критично важливим для точного визначення піків напружень і профілів уздовж зони зчеплення.

DIC (Digital Image Correlation) – це інноваційна, недорога безконтактна оптична техніка для вимірювання деформації та зміщення на поверхні. DIC працює шляхом порівняння цифрових фотографій експериментального зразка на різних стадіях деформації, відстежуючи плямистий (стохастичний) малюнок на його поверхні (рис. 16).

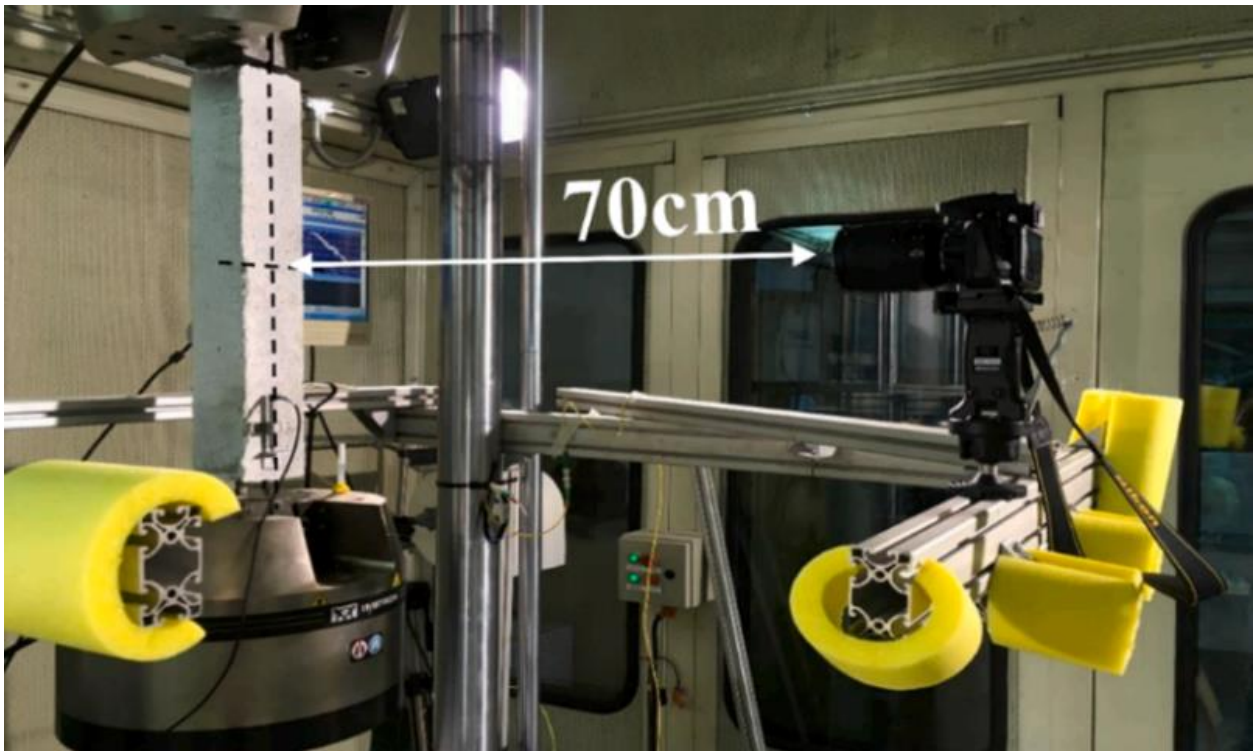


Рис. 16 Випробування армованого призматичного зразка на центральний розтяг та установка цифрової кореляції зображень **Помилка! Джерело посилання не знайдено.**

DIC використовується для визначення картини та кінематики тріщин на поверхні, доповнюючи детальні внутрішні дані, які надає DFOS (рис. 16) [44].

Система відстежує блоки пікселів стохастичного малюнка, нанесеного на поверхню бетону, і використовує алгоритм кореляції для побудови 2D та 3D векторних полів переміщень і карт деформацій **Помилка! Джерело посилання не знайдено.** Це дає змогу контролювати кінематику тріщин, включаючи вимірювання відкриття тріщин відколювання та тріщин розколювання на поверхні бетону **Помилка! Джерело посилання не знайдено.** Також цей метод використовується для обчислення переміщень бетону δ_c на поверхні, які є необхідними для визначення відносного проковзування δ_s .

Головною цінністю методики полягає в тому, що вона забезпечує зовнішню валідацію внутрішніх даних DFOS та надає критично важливу інформацію про стан поверхні бетону, який є визначальним для руйнування.

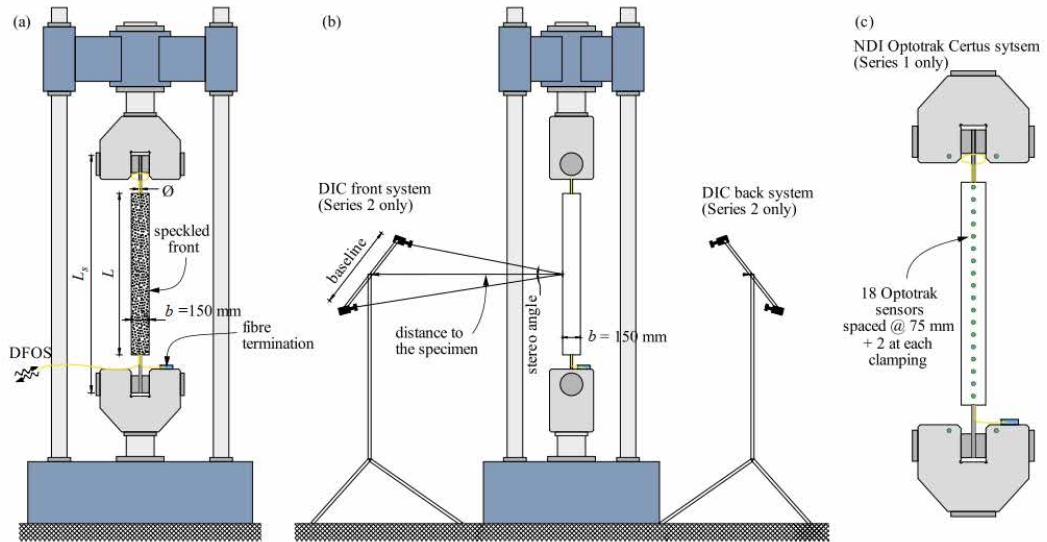


Рис. 17 Експериментальна установка із встановленим зразком у (а) фронтальному вигляді та (b) псевдоаксонометричному боковому вигляді, включаючи системи вимірювання DIC (тільки серія 2) та DFOS; (c) система вимірювання Optotrak Certus виробництва NDI на задній частині зразка (тільки серія 1) [41]

Спільне використання DFOS та DIC у роботі [41] дозволило провести експериментальні дослідження на 21 розтягнутих ЗБ елементах, навантажених монотонним та циклічним осьовим розтягуючим навантаженням. DFOS дозволило отримати локальні розподіли напружень зчеплення. Було виявлено, що середні напруження зчеплення, отримані експериментально в пружному діапазоні, були нижчими, ніж ті, що пропонуються нормами проектування для перевірок експлуатаційної придатності (наприклад, пікові середні напруження зчеплення становили близько $1.5 \cdot f_{ct}$, тоді як норми передбачають $1.8-2.0 \cdot f_{ct}$). Середні напруження зчеплення досягали свого піку при максимальній деформації сталі близько 2‰ для звичайної арматури.

Також результати показали, що середні пікові напруження зчеплення зменшувалися зі збільшенням діаметра арматури. Зі збільшенням діаметра арматури зразки ставали більш схильними до розколювання (*splitting*). Було підтверджено, що відносна площа ребер f_R є важливим фактором контролю тріщин, оскільки чим більша f_R , тим менша середня відстань між тріщинами.

Однак збільшення ребер також сприяло розколюванню, що нівелювало потенційний позитивний ефект щодо зменшення ширини тріщин.

DFOS добре узгоджується з DIC; розташування тріщин, визначене за піками деформацій DFOS, як, правило, співпадає із тріщинами, виявленими DIC на поверхні (рис. 18) [42].

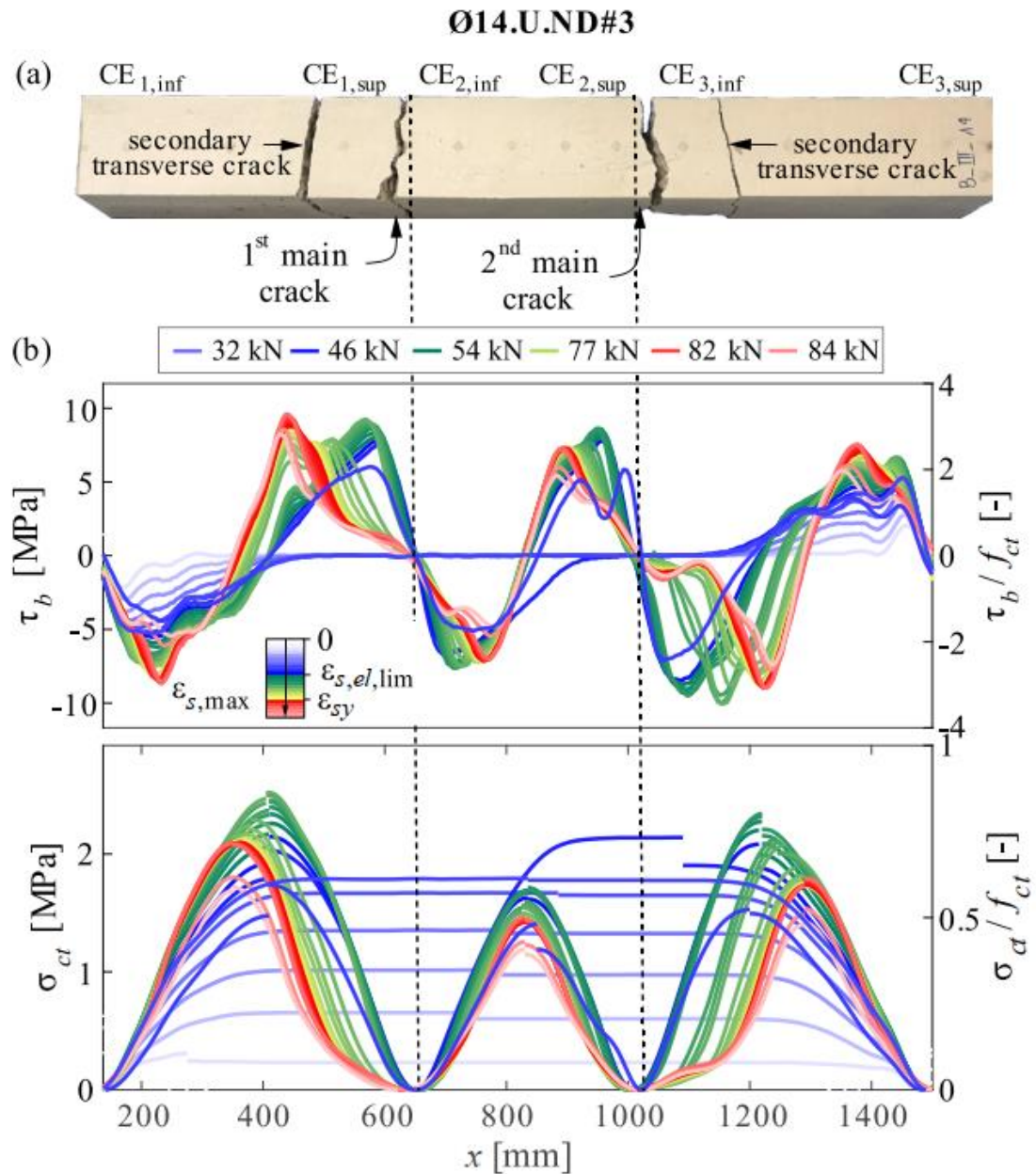


Рис. 18 Розподіл напружень зчеплення та в бетоні по довжині зразку із діаметром стержня 14 мм [41]:

- (а) схема тріщин після руйнування, в якій поперечні тріщини, не позначені як основні тріщини, відповідають вторинним тріщинам, спричиненим розколюванням;

(б) розвиток локального розподілу напруження зчеплення та бетону при збільшенні навантаження (синій: лінійно-пружний, зелений: нелінійно-пружний, червоний: пластична сталь у тріщині)

Таким, чином, методики DFOS та DIC є потужними інструментами для експериментальних досліджень у галузі залізобетону, забезпечуючи високу точність та просторову роздільну здатність моніторингу деформацій та тріщин.

Експериментальні дослідження, проведені за допомогою цих методик, дозволяють детально вивчити локальні механізми зчеплення, включаючи вплив діаметра арматури, циклічного навантаження та геометрії ребер. Було виявлено, що середні напруження зчеплення часто нижчі за типові значення, передбачені нормами проектування, що, ймовірно, пов'язано з відмінностями між умовами випробувань на висмикування (які використовувалися для калібрування норм) та умовами в розтягнутих елементах. Також підтверджується, що розколювання є ключовим фактором, що викликає деградацію зчеплення у пост-піковій фазі, причому розколювання провокується високими напруженнями розтягу бетону та великою відстанню між тріщинами.

Незважаючи на значні переваги, для подальшого вдосконалення моделей зчеплення необхідні додаткові дослідження, особливо для надійного визначення напружень зчеплення з вимірювань DFOS у випадках циклічного навантаження, що включає пластичні деформації сталі.

ВИСНОВКИ

1. Технологія DOFS є високоточним, розподіленим та малопорушним методом вимірювання деформацій арматури, що дозволяє отримувати деформаційний профіль уздовж усієї довжини стрижня з роздільністю до 1–5 мм. Це робить DOFS унікально придатним для детального аналізу зчеплення та процесів bond–slip у залізобетонних елементах.

2. DIC забезпечує точне вимірювання поверхневих деформацій бетону, дозволяє фіксувати локалізацію тріщин та контролювати поверхневі переміщення, слугуючи ефективним інструментом валідації даних DOFS, особливо поблизу зон руйнування та тріщиноутворення.

3. Порівняння двох методик показує їхню комплементарність:
– DOFS надає внутрішній розподіл деформацій уздовж арматури,
– DIC надає зовнішній розподіл деформацій бетону.
Їх сумісне застосування дозволяє отримати комплексне уявлення про механізми напружено-деформованого стану та деформаційної взаємодії матеріалів.

4. Ефективність DOFS залежить від способу закріплення волокна, якості вирізаного жолобка на арматурі та застосованого клею; також значну проблему становлять strain-reading anomalies, що потребують спеціальних алгоритмів фільтрації, таких як PICM.

5. DIC чутлива до умов освітлення, геометрії розміщення камер та якості стохастичного патерну, що визначає точність кореляції зображень. Однак при дотриманні умов експерименту метод забезпечує високу точність і просторову роздільність.

6. Обидві методики підтвердили здатність реєструвати ключові параметри зчеплення: локальні піки напруження, початок сповзання, розвиток тріщин, нелінійні деформації бетону, що дозволяє використовувати їх як сучасний інструмент моніторингу НДС у лабораторних і натурних умовах.

7. Використання DOFS та DIC створює основу для формування нового покоління методів моніторингу залізобетонних конструкцій, спрямованих на підвищення точності визначення параметрів зчеплення, вдосконалення аналітичних моделей bond-slip та забезпечення надійності конструкцій у реальних умовах експлуатації.

2 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Вихідні дані

Цех випробувань продукції запроектований чотириповерховим. Будівля розташована в північній частині міста Запоріжжя.

Будівля, що проектується, знаходиться в II кліматичному районі, який характеризується наступними показниками, згідно [1, 2]:

- сейсмічність району будівництва оцінюється в 6 балів ;
- розрахункові температури зовнішнього повітря:
- найбільш холодної п'ятиденки – мінус 22⁰С;
- середньо-місячна температура за липень + 25⁰ С;
- абсолютна мінімальна температура – мінус 37⁰ С;
- нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту складає 0.9м. Глибина промерзання ґрунту по даним інженерних вишукувань – 1 м;
- переважаючі вітри протягом року:
 - січень: південно-східні – 26%;
 - липень: північно-західні – 16%, західні і північно-східні – 15% ;
- нормативний швидкісний напір вітру для висоти над поверхнею землі до 10 метрів прийнятий для III вітрового району 34 МПа;
- нормативна вага снігового покриву на 1 м² горизонтальної поверхні землі прийнятий по для II снігового району 70 МПа.

Основою фундаментів під будівлю слугує суглинок льосовидний, макропористий, твердий, просідаючий з наступними розрахунковими характеристиками:

- $\gamma_s = 1.75 \text{ т/м}^3$;
- $c = 0.23 \text{ кгс/см}^2$;
- $\varphi_{II} = 21^\circ$,
- $E = 130 \text{ кгс/см}^2$.

Встановлений рівень підземних вод зафіксований на абсолютних відмітках 168.9 – 171.95 м.

Розрахунковий рівень підземних вод прийнятий на глибині 1.2 м від планувальної відмітки землі. Будівництво на майданчику ведеться під захистом водопониження.

2.2 Опис схеми генплану

Будівля цеху досліджень будівельних конструкцій знаходиться в м. Запоріжжя. Майданчик для будівництва об'єкту має спокійний рельєф з нахилом на північний захід з перепадом висот 0,5 – 1,0 м.

Для створення сприятливого клімату передбачено озеленення майданчика. Генплан розроблено згідно вимог [3].

2.3 Об'ємно-планувальні рішення будівлі

Згідно з вимогами до оптимальної організації технології виробництва, врахуванням містобудівельних умов і характеру оточуючої забудови, об'ємно-планувальні рішення передбачають будівництво комплексу, що складається з виробничо-адміністративно-побутового корпусу, підсобно-виробничого корпусу прохідного пункту та інших будівель і споруд інженерного забезпечення.

Цех досліджень будівельних конструкцій являє собою чотирьохповерхову будівлю з розмірами в осях «1» – «12» – 66,00 м, та в осях «А» – «Д» – 24,00 м, з висотою поверхів 4,2 м.

Відмітка найвищої частини будівлі складає +18.900 м. За умовну відмітку ± 0.000 прийнята відмітка чистої підлоги першого поверху.

На перших трьох поверхах виробничої частини будівлі розміщуються складські приміщення, складальні та програмні відділи, на четвертому – служби інженерного забезпечення.

В будівлі передбачено входи-виходи в осях «2» – «3», «А» – «В» для робітників та персоналу. Будівля обладнана двома вантажними ліфтами вантажопідйомністю 2000 кг кожний. Розміри ліфтових шахт 3,2×3,5 м.

Об'ємно-планувальні рішення об'єкту прийняті згідно діючих норм.

Всі приміщення з постійним перебуванням людей, де глибина приміщення дозволяє забезпечити нормативний коефіцієнт освітлення проектується з природнім боковим одностороннім і двостороннім освітленням.

Розташування і розміри віконних прорізів визначаємо з урахуванням раціонального освітлення та економії електроенергії.

В приміщеннях, де неможливо влаштувати природне освітлення, використовуємо штучне освітлення лампами розжарювання.

Вікна запроектовані металопластикові з одинарним склопакетом.

2.4 Конструктивні рішення будівлі

Конструктивна схема будівлі – каркасна. Несучий каркас будівлі виконується із збірних залізобетонних конструкцій.

Фундаменти під колони каркасу запроектовані залізобетонні, стовпчасті з підколонником стаканного типу.

Колони запроектовані залізобетонні, прямокутні одно- та двохконсольні, перерізом 0.4×0.6 м.

Плити покриття та перекриття запроектовані залізобетонні ребристі довжиною 6.0 м, шириною 1.5 м. Ригелі запроектовані залізобетонні «полицею до низу». В якості несучих елементів покриття влаштовуються прогони залізобетонні для покриття промбудівель.

Стіни будівлі влаштовано з стінових панелей висотою 1.2 та 1.8 м.

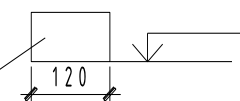
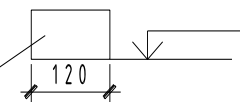
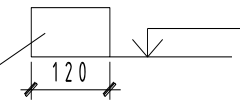
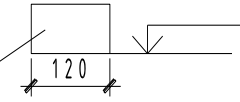
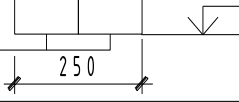
Перегородки – з керамічної цегли товщиною 120 мм.

Сходові марші та майданчики – збірні залізобетонні.

Перемички під цегляні перегородки прийняті збірні залізобетонні, ві-

домість перемичок показано в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Відомість перемичок

Поз .	Схема перерізу	
ПР - 1	1 	+11.670 +6.870 +2.070
ПР - 2	2 	+16.470 +11.670 +6.870 +2.070
ПР - 3	3 	+16.470 +11.670 +6.870 +2.070
ПР - 4	4 	+11.670 +6.870 +2.070
ПР - 5	2 	+11.670 +6.870 +2.070

Покрівля прийнята з двох шарів акваізолу.

Підлога запроектована і прийнята у відповідності до призначення приміщень.

Вікна та двері прийняті металопластикові однокамерні.

Ворота обладнуються комплектом приладів для ручного відкривання з тепловою завісою.

Шахти ліфтів виконуються з керамічної цегли товщиною 380 мм.

2.5 Приміщення адміністративного та побутового призначення

Санітарно-побутові приміщення

В будівлі цеху досліджень будівельних конструкцій запроектовані такі приміщення санітарно-побутового обслуговування: гардеробні, санітарні вузли, умивальні, приміщення для сушки та очистки індивідуального одягу.

Площа санітарно-гігієнічних приміщень та пропускна спроможність обладнання розрахована на максимальну чисельність осіб чоловічої та жіно-

чої статі, що може одночасно знаходитись в будівлі.

Приміщення охорони здоров'я

Для охорони здоров'я в будівлі запроектовано медичний пункт, що знаходяться на другому поверсі у вісях 10-12,Г-Д.

Приміщення для особистої гігієни жінок розміщується поряд з жіночими убиральнями з влаштуванням загального тамбура.

Приміщення підприємства харчування

Для забезпечення умов прийому їжі в будівлі на другому поверсі у вісях «5» - «10», «Г» – «Д» запроектовано їдальню на 75 місць.

Приміщення культурного призначення та управління

На кожному поверсі виробничого корпусу, починаючи з другого, розташовані приміщення для інженерно-технічних робітників. Також на другому поверсі передбачається кімната відпочинку для працівників.

2.6 Спеціальні заходи та роботи

Заходи пов'язані з будівництвом в особливих умовах

При середньодобовій температурі повітря до -15°C цегляні роботи в зимових умовах слід виконувати шляхом заморожування. При зниженні температури нижче -15°C для забезпечення міцності кладки слід вводити в розчин домішки згідно з вимогами будівельних норм. Марки розчину приймати на порядок вище, ніж при роботі в літніх умовах.

Захист приміщень від шуму та вібрацій

Технологічне обладнання є мало віброактивним, тому фундаменти під нього не потрібні. Зменшення рівня вібрацій і шуму досягається за рахунок встановлення під технологічне обладнання спеціальних віброізоляторів.

Вентиляційні пристрої встановлюються в спеціальних окремих приміщеннях з влаштуванням звукоізоляції по стінах. Вентиляційні насоси встановлюються на металеві пружини. На кожному поверсі влаштовуються підвісна

стеля з гіпсокартонних плиток, що поглинають звук.

Охорона навколишнього середовища

Будівля не створює екологічної небезпеки для оточуючого середовища, шкідливі викиди відсутні.

2.7 Інженерне обладнання будівлі

Джерелом водопостачання цеху служить місцевий кільцевий водопровід діаметром $d = 200$ мм.

На майданчику запроектовані дві роздільні системи:

- 1) господарсько-питний виробничий водопровід;
- 2) протипожежний водопровід.

Для безперебійного водопостачання фабрики передбачені два з'єднаних між собою введення діаметром $d = 150$ мм.

Передбачені мережі каналізації, а саме побутова та промислова.

Побутові стоки від санвузлів, побутових приміщень, надходять закритою мережею каналізації в внутрішню майданчикову мережу. Промислові стоки від промивки кондиціонерів, мийки світильників та їдальні відповідають по забрудненню умовам біологічної чистки та відводяться закритою мережею в внутрішню-майданчикову каналізацію. Дощові стоки відводяться з майданчика відкрито по спланованій поверхні.

Система опалення приймається централізованою з місцевими нагрівальними пристроями-радіаторами. В допоміжних та адміністративно-побутових приміщеннях опалення передбачається конвекторами.

Система опалення прийнята з верхньою тупиковою розводкою.

Джерелом теплопостачання є квартальна котельня.

Температура теплоносія 150 / 70 °С.

Електропостачання забезпечується від підстанції 110/6 кВ на напрузі 6 кВ по двох кабельних лініях.

Проектом передбачене освітлення проходів і проїздів на майданчику, а так само охоронні освітлення по периметру майданчику.

Для забезпечення пожежного захисту передбачається комплекс проти-пожежних заходів:

- внутрішнє пожежогасіння- пожежними кранами з витратами – 10 л/с в виробничому корпусі та 2,5 л/с – в допоміжному;
- зовнішнє пожежогасіння – з зовнішньої кільцевої мережею високого тиску, витрати 30 л/с.

2.8 Специфікації

Таблиця 2.2 - Специфікація збірних залізобетонних елементів

Поз.	Найменування	Позначення	Кількість	Маса од., кг	Прим.
Фундаменті балки					
ФБ1	ДСТУ Б В.2.6-143:2010	ФБ6-12	12	800	
ФБ2		ФБ6-15	4	500	
ФБ3		ФБ6-16	2	1300	
ФБ4		ФБ6-17	10	1500	
ФБ5		ФБ6-18	1	1350	
ФБ6		ФБ6-18	2	650	
Колони					
К-1	ДСТУ Б В.2.6-60:2008	К17а-1	25	6600	
К-2		К18а-1	37	6800	
К-3		К79-1-5	4	3400	
К-4		К80-2	24	3600	
К-5		К11а-1	21	1600	
К-5		К12а-1	13	1800	
Ригелі					
Р-1	ДСТУ Б В.2.6-54:2008	РДП-2-90-56	15	1700	
Р-2		РДП-52-56	60	1700	

Р-3		РДП-52-53	14	3150	
Р-4		РДП-52-54	50	3200	
Продовження табл. 2.2					
Плити перекриття					
П-1	ДСТУ Б В.2.6-59:2008	ПНС-1	58	1750	
П-2		ПНС-2	390	1600	
П-3		ПНС-3	36	1420	
Плити покриття					
ПП-1	ДСТУ Б В.2.6-59:2008	ПНС-1	22	2500	
ПП-2		ПНС-2	156	2450	
ПП-3		ПНП-2	11	2400	
ПП-4		ПНП-3	6	2500	
Сходові марші та майданчики					
МС-1	ДСТУ Б В.2.6-62:2008	СМФ-330-12	9	2190	
СМ-1		1СП-25-18КВ	4	650	
Прогони покриття					
ПГ-1	ДСТУ Б В.2.6-141:2010	ПРГ 60.5.5-7	48	500	
Стінові панелі					
СП-1	ДСТУ Б В.2.6-64:2008	ПСЛ-12	112	1100	
СП-2		ПСЛ-18	184	2500	
СП-3		ПСЛ-8	30	880	
В'язі металеві					
ВМ-1	Індивідуальне рішення	ВМ-1	15		

Таблиця 2.4 – Специфікація елементів заповнення дверних прорізів

Поз.	Позначення	Найменування	Кількість
Блоки дверні внутрішні			
Д2	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДГ 21-7 ЛВП	19
Д3	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДГ 21-7 ВП	39
Д4	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДН 21-15 В	3
Д5	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДН 24-15 Б	30

Д6	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДВГ 21-15	29
Д7	ДСТУ БВ.2.6-15-2011	ДВГ 21-15	25

2.9 Зовнішнє та внутрішнє опорядження будівлі

Навколо будівлі влаштовується бетонне вимощення шириною 1,2 м та ухилом 1:12.

Металічні елементи (пожежні сходи) – фарбуються масляними фарбами за 2 рази.

Зовнішні стіни облицьовуються декоративною штукатуркою.

Внутрішню поверхню стін після закінчення усіх монтажних робіт оштукатурюють, конструкції та стелю шпаклюють

В побутових приміщеннях – санвузлах, стіни облицьовують керамічною плиткою, стелю ґрунтують проникними водонерозчинними сумішами та обшивають пластиковою вагонкою або гіпсокартоном.

Приміщення і види застосованого в них опорядження зведені в табл. 2.5.

Техніко-економічні показники будівлі

Будівельний об'єм (наземної та підземної частини)	$V_{б\text{уд}} = 29937,6 \text{ м}^3$.
Площа забудови	$P_3 = 1678,9 \text{ м}^2$.
Площа приміщень адмінперсоналу	$P_{адм} = 1060 \text{ м}^2$.
Площа санітарно-побутових приміщень	$P_{снт} = 2450 \text{ м}^2$.
Площа виробничих приміщень	$P_{вн} = 8250 \text{ м}^2$.
Загальна кількість працюючих	$n = 300 \text{ чол.}$

Таблиця 3.5 – Відомість опорядження приміщень

Найменування або номер приміщення	Стеля		Стіни або перегородки		Низ стін або перегородок			Примітки
	Площа	Вид опорядження	Площа	Вид опорядження	Площа	Вид опорядження	Висота	
Комплектовочна, склад готової продукції, комори резервного обладнання, масел, відходів, майстерні, цехи	5231,1	Шпарування, гіпсокартон, силікатна фарба	4231,7	Шпарування, силікатна фарба	3241,5	Пошарове масляне фарбування	2,0	
Зварочна, зарядна агрегатна	756,1	Шпарування, силікатна фарба	426,3	Шпарування, силікатна фарба	138,2	Лицювальна плитка	1,6	
ЦТП, венткамери, вакуумнасосні, ліфти	512,3	Шпарування, силікатна фарба	236,2	Шпарування, силікатна фарба	–	–	–	
Сходові клітини, тамбури, коридори, коробочна, склади	623,5	Шпарування, силікатна фарба	952,1	Шпарування, силікатна фарба	128	Пошарове масляне фарбування	0,8	
Санвузли, мийки столової та кухонної посуду	356,1	Шпарування, силікатна фарба	562,8	Шпарування, силікатна фарба	236,1	Лицювальна плитка	2,0	

3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Розрахунок і конструювання ригеля перекриття

3.1.1 Збір навантажень на ригель

Таблиця 3.1 – Збір навантажень на ригель

Навантаження	Характеристичне навантаження кН/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження кН/м ²
Постійне навантаження			
Вага плити перекриття та підлоги: $4.36 \cdot 6 = 75,69$ кН/м ²	26.16	1,2	31.392
Власна вага ригеля: $(0,6 \cdot 0,3 + 0,35 \cdot 0,3) \cdot 2,5 \cdot 9,81 =$	8.502	1,1	9.35
Разом (g):	34.662		40.742
Тимчасове навантаження			
Короткочасної дії	1	1,2	1,2
Довготривалої дії	1	1,2	1,2
Разом(v):	2		2,4
Разом(g + v):	36.662		43.142

3.1.2 Попереднє визначення розмірів перерізів

$$h = \frac{1}{10} \div \frac{1}{15} * l = \frac{1}{12} * 6000 = 500 \text{ мм};$$

$$b = (0,3 \div 0,4) * h = 200 \text{ мм};$$

$$b_{eff} = b = 200 \text{ мм}$$

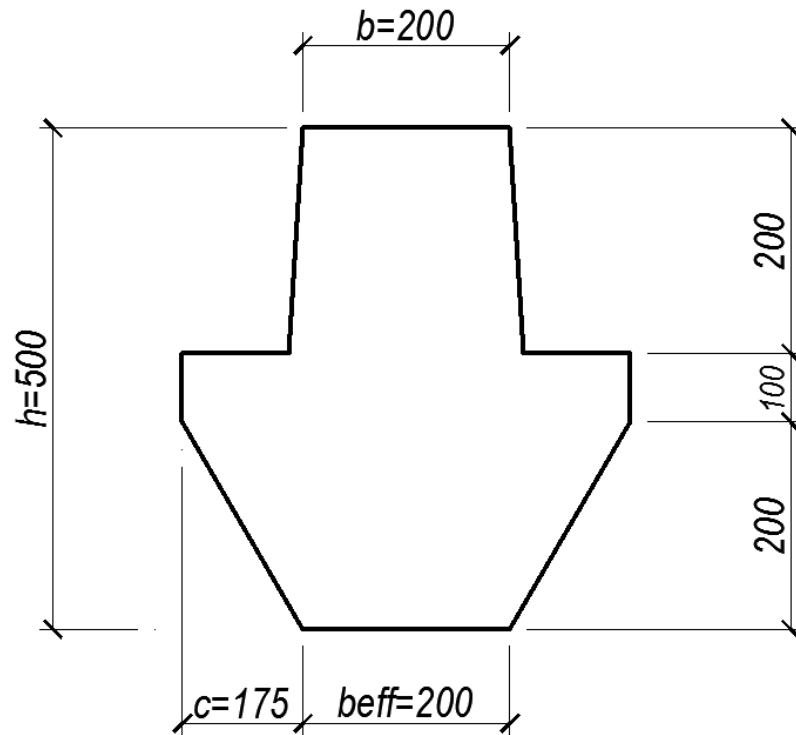


Рисунок 3.1 – Приведений переріз ригеля

3.1.3 Визначення розрахункового прольоту на довжину ригеля

Розрахунковий проліт:

$$l_0 = l_1 - 2 * \frac{h_k}{2} - 2 * t - 2 * \frac{h_{кон}}{2}$$

$$l_0 = 6000 - 2 * \frac{600}{2} - 2 * 60 - 2 * \frac{500}{2} = 4780 \text{ мм} = 4,78 \text{ м}$$

Опалубна довжина:

$$L_p = l_1 - 2 * \frac{h_k}{2} - t + c$$

$$L_p = 6000 - 2 * \frac{600}{2} - 2 * 60 = 5280 \text{ мм} = 5,28 \text{ м}$$

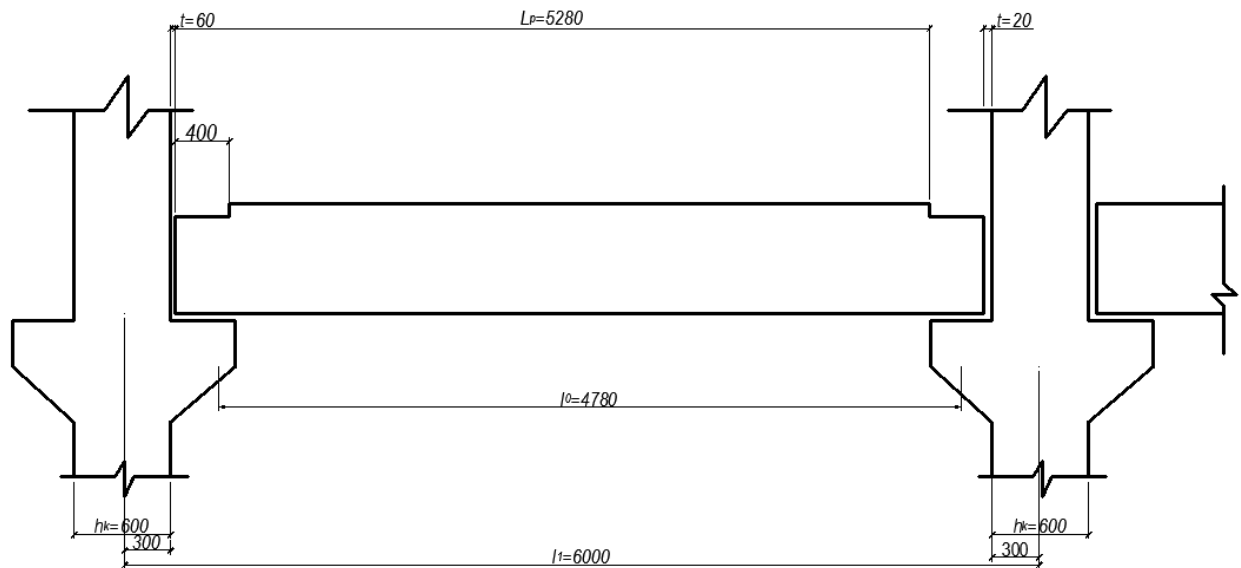


Рисунок 3.2 – Розрахункова довжина прольоту ригеля

3.1.4 Статичний розрахунок ригеля

$$M_o = \frac{ql_o^2}{8} = \frac{43.142 * 4,78^2}{8} = 123.21 \text{ кН} * \text{м};$$

$$M_{оп} = 0.2 * M_o = 0,2 * 878.05 = 24.642 \text{ кН} * \text{м};$$

$$M_{пр} = M_o - 0.1M_o = 0.9M_o = 0,9 * 878.05 = 110.889 \text{ кН} * \text{м};$$

$$V_A = \frac{ql_o}{2} - \frac{M_{оп}}{l_o} = \frac{43.142 * 4,78}{2} - \frac{24,642}{4,78} = 97.95 \text{ кН};$$

$$V_B = \frac{ql_o}{2} + \frac{M_{оп}}{l_o} = \frac{43.142 * 4,78}{2} + \frac{24,642}{4,78} = 108.26 \text{ кН}$$

Бетон класу C20/25: $f_{cd} = 14,5$; $f_{ck} = 18,5$ МПа.

Арматура класу A500с (поздовжнє армування): $f_{yd} = 435$ МПа; $f_{yk} = 500$ МПа.

Арматура класу A240с (поперечне армування): $f_{ywd} = 170$ МПа.

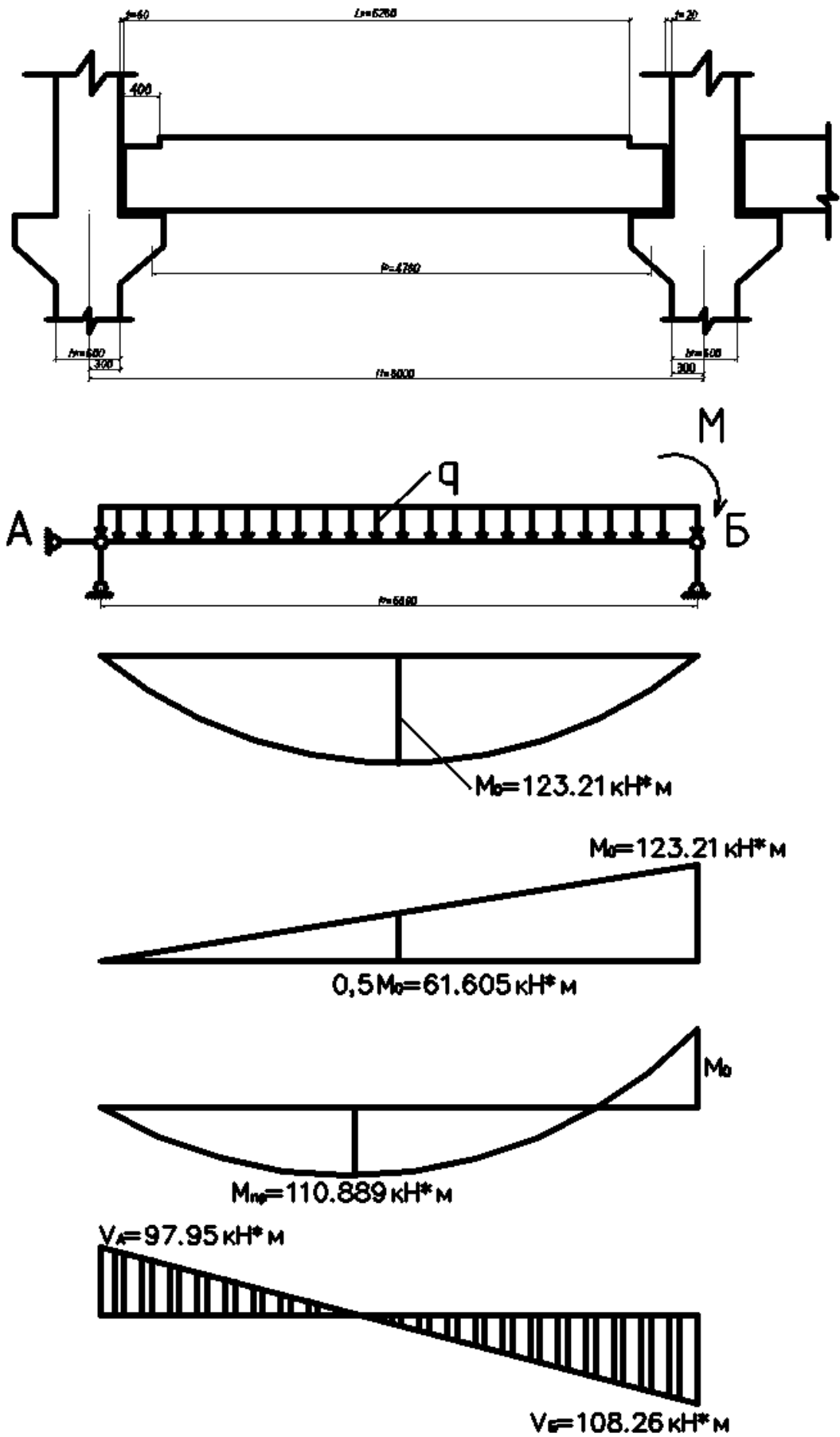


Рисунок 3.3 – Розрахункова схема ригелю та епюри зусиль

3.1.5 Розрахунки міцності нормальних перерізів

Переріз в прольоті

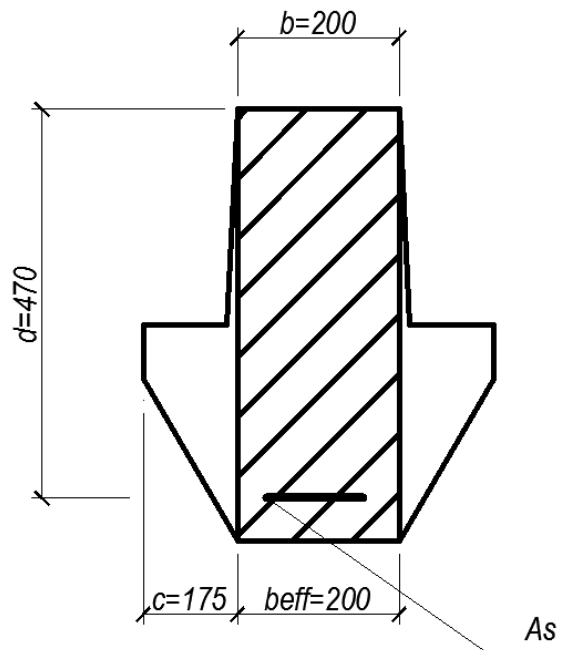


Рисунок 3.4 – Розрахункова площа перерізу в прольоті

Робоча висота перерізу: $d = h - a = 50 - 3 = 47$ см.

Розрахункове зусилля: $M_d = M_{\text{пр}} = 110.889$ кН * м.

Коефіцієнт стиснутої зони: $\alpha_m = \frac{M_d}{f_{cd} * b * d^2}$.

$$\alpha_m = \frac{11088900}{14,5(100) * 20 * 47^2} = 0.17 < \alpha_r = 0.385$$

Коефіцієнт α_m не перевищує граничне значення α_r . Тому подвійного армування або збільшення висоти перерізу не потрібно.

$$\alpha_m = 0,17 \rightarrow \xi = 0,24$$

Необхідна кількість поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M_d}{\xi * f_{yd} * d} = \frac{11088900}{0.6 * 415(100) * 47} = 23,68 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4 Ø28 A500с ($A_s = 24.63 \text{ см}^2$)

За сортаментом коефіцієнт армування:

$$p = \frac{A_s}{b * d} * 100\% = \frac{24.63}{20 * 47} * 100\% = 2.67\% < p_{\text{max}} = 4\%$$

Переріз на опорі

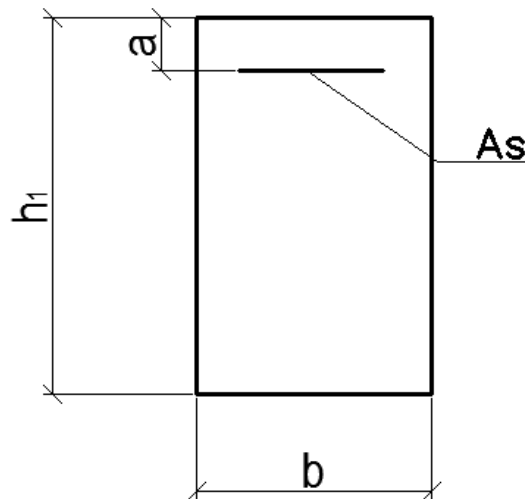


Рисунок 3.5 – Розрахункова площа перерізу на опорі.

Висота перерізу: $h_1 = h - 15 = 50 - 15 = 35$ см.

Робоча висота перерізу: $d = h_1 - a = 35 - 3 = 32$ см.

Розрахункове зусилля: $M_d = M_{оп} = 210.8$ кН * м.

Коефіцієнт стиснутої зони = $\frac{M_d}{f_{cd} * b * d^2}$:

$$\alpha_m = \frac{2464200}{14.5(100) * 20 * 32^2} = 0.0829$$

$$\alpha_m = 0,0829 \rightarrow \xi = 0,956$$

Необхідна кількість поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M_d}{\xi * f_{yd} * d_s} = \frac{2464200}{0.956 * 415(100) * 32} = 14.4 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 Ø22 А500с ($A_s = 15.2$ см²).

За сортаментом коефіцієнт армування:

$$p = \frac{A_s}{b * d} * 100\% = \frac{15.2}{20 * 32} * 100\% = 2.3\% > p_{min} = 0,13\%$$

3.1.6 Розрахунок несучої здатності похилих перерізів

Повна висота перерізу $h = 80$ см, робоча висота $d = 77$ см.

Максимальна поперечна сила на опорі з цегляної стіни:

$$V_{max} = V_A = 97.95 \text{ кН.}$$

Розрахункова поперечна сила на відстані від умовного шарніра:

$$l = 0.5 * h + 0.5 * c = 0.5 * (50 + 25) = 0.375 \text{ м}$$

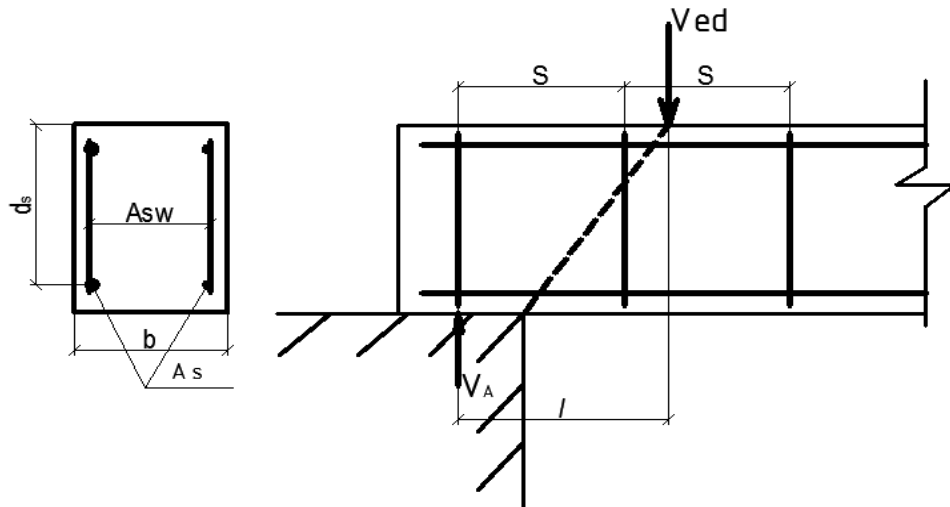


Рисунок 3.6 – Розрахунковий переріз з повною висотою

$$V_{ed} = \frac{V_{max} * (0.5 * l_0 - l)}{0.5 * l_0} = \frac{97.95 * (0.5 * 4.78 - 0.375)}{0.5 * 4.78} = 82.58 \text{ кН}$$

Несуча здатність бетону за поперечною силою:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd} * K * \sqrt[3]{100 * \rho_l * f_{ck} * b_w * d}$$

$$\text{де, } C_{Rd} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.3} = 0.1385$$

Коефіцієнт повздовжнього армування:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w * d} = \frac{24.63}{20 * 47} = 0.026 \quad K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{470}} = 1.65 < 2$$

Характеристичне значення призмової міцності бетону на стиск

$$f_{ck} = 18.5 \text{ Н/мм}^2.$$

$$V_{Rd,c} = 0.1385 * 1.65 * \sqrt[3]{100 * 0.026 * 18.5 * 200 * 470} = 71660 \text{ Н} \\ = 71.66 \text{ кН,}$$

$$V_{Rd,c} = V_{min} * b_w * d = 0.035 \sqrt{f_{ck} * K^3} * b_w * d_s;$$

$$V_{Rd,c} = 0.035 * \sqrt{18.5 * 1.65^3} * 200 * 470 = 63567.27 \text{ Н} = 63.567 \text{ кН.}$$

Приймаємо більше значення з 2-х підрахованих величин:

$$V_{Rd,c} = 71.66 \text{ кН} < V_{ed} = 82.58 \text{ кН}$$

Потрібні розрахунки поперечного армування.

За конструктивними умовами для зварних каркасів діаметр поперечної арматури $d_w \geq \frac{d}{4} = \frac{32}{4} = 8$ см.

Приймаємо хомути 2 Ø8 А240с ($A_{sw} = 2 * 0.503 = 1.01$ см²).

Крок хомутів $S \leq 0.75 * d = 0.75 * 47 = 35.25$ см.

Приймаємо $S = 40$ см.

Розрахунковий опір поперечної арматури класу А240С:

$$f_{ywd} = 17 \text{ кН/см}^2.$$

Несуча здатність поперечного армування:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} * z * f_{ywd} * ctg\theta$$

де, $z = 0,9 * d = 0,9 * 47 = 42,3$ см,

$$\frac{V_{sd}}{b_w * d} = \frac{71660}{200 * 470} = 0.076 \text{ Н/мм}^2$$

$$ctg\theta = 2,5; tg\theta = 0,4$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01}{25} * 42,3 * 170 * 2,5 = 72,62 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} = \frac{1 * 20 * 42,3 * 0.693 * 14.5}{2.5 + 0.4} =$$

$$= 29,31 \text{ кН} > V_{max} = 97,95 \text{ кН}$$

Сумарна несуча здатність похилого перерізу:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 71,66 + 29,31 = 100,97 \text{ кН} > V_{ed} = 82,58 \text{ кН}$$

Поперечне армування достатнє.

Коефіцієнт поперечного армування:

$$p_w = \frac{A_{sw}}{b_{sw} * S} = \frac{1.01}{20 * 25} = 0.0013 > p_{w,min} = \frac{0.08\sqrt{18.5}}{400} = 0.0009$$

Параметри поперечного армування достатні.

Переріз поперечного армування

Повна висота перерізу $h_1 = 50 - 15 = 35$ см,

робоча висота $d = 35 - 3 = 32$ см.

Максимальна поперечна сила на опорі з залізобетонною колоною:

$$V_{max} = V_B = 108,26 \text{ кН.}$$

Розрахункова поперечна сила по грані опори:

$$l = \frac{15 - 2}{2} = 6,5 \text{ см} = 0,065 \text{ м}$$

$$V_{ed} = \frac{V_{max} * (0,5 * l_0 - l)}{0,5 * l_0} = \frac{108,26 * (0,5 * 4,78 - 0,065)}{0,5 * 4,78} = 105,31 \text{ кН}$$

Несуча здатність бетону за поперечною силою:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd} * K * \sqrt[3]{100 * p_l * f_{ck} * b_w * d_s}$$

$$\text{де } C_{Rd} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,1385.$$

Коефіцієнт повздовжнього армування:

$$p_l = \frac{A_s}{b_w * d_s} = \frac{15,2}{20 * 32} = 0,0035$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{320}} = 1,79 < 2$$

Несуча здатність бетону за поперечною силою:

$$V_{Rd,c} = 0,1385 * 1,79 * \sqrt[3]{100 * 0,0035 * 18,5 * 200 * 320} = 25632 \text{ Н} \\ = 25,632 \text{ кН,}$$

$$V_{Rd,c} = V_{min} * b_w * d = 0,035 \sqrt{f_{ck} * K^3} * b_w * d_s;$$

$$V_{Rd,c} = 0,035 * \sqrt{18,5 * 1,79^3} * 200 * 320 = 23073 \text{ Н} = 23,073 \text{ кН.}$$

Приймаємо більше значення з 2-х підрахованих величин:

$$V_{Rd,c} = 25,632 \text{ кН} < V_{ed} = 105,31 \text{ кН}$$

Потрібні розрахунки поперечного армування.

Приймаємо хомути 2 Ø8 A240с ($A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$)

Крок хомутів $S \leq 0,75 * d_s = 0,75 * 32 = 24 \text{ см.}$

Приймаємо $S = 20 \text{ см.}$

Розрахунковий опір поперечної арматури класу A240С

$$f_{ywd} = 17 \text{ кН/см}^2.$$

Несуча здатність поперечного армування:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} * z * f_{ywd} * ctg\theta$$

де, $z = 0,9 * d = 0,9 * 32 = 28,8\text{см}$,

$$\frac{V_{ed}}{b_w * d_s} = \frac{105,31}{200 * 320} = 1,78 \text{ Н/мм}^2$$

$$ctg\theta = 2,5; tg\theta = 0,4$$

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01}{20} * 28,8 * 17 * 2,5 = 61,812 \text{ кН}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{a_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} = \frac{1 * 20 * 28,8 * 0,56 * 14,5}{2,5 + 0,4} = 161,28 \text{ кН}$$

Приймаємо $V_{Rd,s} = 161,28 \text{ кН}$.

Сумарна несуча здатність похилого перерізу:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 25,632 + 161,28 = 186,912 \text{ кН} > V_{ed} = 105,31 \text{ кН}$$

Поперечне армування достатнє.

Коефіцієнт поперечного армування:

$$p_w = \frac{A_{sw}}{b_{sw} * S} = \frac{1,01}{20 * 20} = 0,0025 > p_{w,min} = 0,0009$$

$$p_w * f_{wd} = 0,0025 * 17 = 0,0385 < \frac{1}{2a_{cw}} * v_1 * f_{cd} = \frac{1}{2} * 1 * 0,56 * 1,45 = 0,406.$$

Параметри поперечного армування достатні.

Епюра матеріалів

Для економічного використання арматури площа робочих стержнів повинна відповідати значенню згинаючого моменту в різних перерізах ригеля.

Для визначення місць розриву стержнів будується епюра матеріалів.

Прогін

$$A-500C \quad A_s = 24,63 \text{ см}^2.$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b_{eff} * d} = 24,63 / 20 \cdot 47 = 0,026.$$

$$\xi = 0,026 \cdot 280 / 17 = 0,329 < \xi_R = 0,573 \rightarrow \eta = 0,836.$$

$$[M_{4\emptyset 28}] = 24,63 \cdot (100) \cdot 0,836 \cdot 47 = 169,04 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\rho_{f2\emptyset 28} = 12,32 / 20 \cdot 477 = 0,011.$$

$$\xi = 0.011 \cdot 280 / 17 = 0.18 < \xi_R = 0.573 \rightarrow \eta = 0.91.$$

$$[M_{2\emptyset 28}] = 12.32 \cdot 415 \cdot (100) \cdot 0.91 \cdot 47 = 84.52 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Опора

$$4\emptyset 22 \text{ A-500C } A_s = 15.2 \text{ см}^2.$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b_{eff} \cdot d} = 4.52 / 20 \cdot 47 = 0.018.$$

$$\xi = 0.018 \cdot 355 / 17 = 0.296 < \xi_R = 0.573 \rightarrow \eta = 0.852.$$

$$[M_{4\emptyset 22}] = 40.72 \cdot 365 \cdot (100) \cdot 0.852 \cdot 77 \cdot (10^{-5}) = 305.67 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$[M_{2\emptyset 22}] = [M_{4\emptyset 22}] / 2 = 305.67 / 2 = 152.83 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

3.1.7 Розрахунок ригеля в стадії транспортування та монтажу

В стадії монтажу ригель приймається як балка на двох опорах.

Розрахунку підлягають перерізи під монтажними петлями.

Розрахунок ведемо від власної ваги ригеля $P = 36,2$ кН.

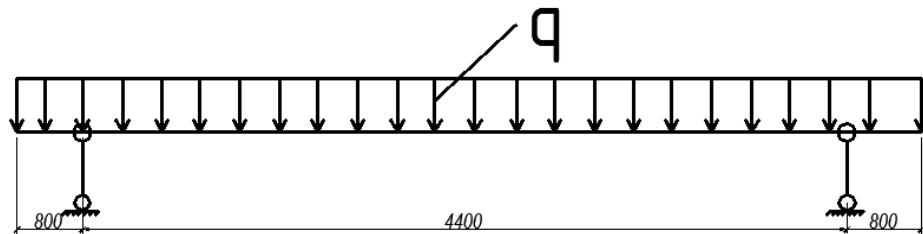


Рисунок 3.7 – Розрахункова схема ригеля в стадії транспортування

$$\text{Момент: } M = q \cdot l^2 / 2, \quad q = 36.2 / 6 = 6.03 \text{ кН/м}, \quad M = 6.03 \cdot 0.8^2 / 2 = 1,92 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$\alpha_m = 1,92 \cdot (10^5) / 17 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 47^2 = 0.0006 \rightarrow \eta = 0.996;$$

$$A_s = 1,92 \cdot (10^5) / 415 \cdot (100) \cdot 0.996 \cdot 77 = 0.117 \text{ см}^2.$$

$$A_s = 0.117 \text{ см}^2 < A_s \emptyset 10 = 0.78 \text{ см}^2.$$

Отже, конструктивно підібрана арматура діаметром 10 мм задовольняє розрахунковим вимогам.

Тепер розрахунок ведемо при умові, що одна петля обірвалась.

$$\text{Навантаження на одну петлю: } F = 36.2 \text{ кН}.$$

$$A_s = \frac{F}{f_{yd}} = 36.2 / 225 = 0.16 \text{ см}^2 < A_s \emptyset 10 = 0.78 \text{ см}^2. \text{ Умова виконується.}$$

3.2 Розрахунок і конструювання ребристої плити перекриття

3.2.1 Вихідні дані

Таблиця 3.2 – Збір навантажень на 1 м² ребристої плити перекриття

Навантаження	Характеристичне навантаження кН/м ²	γ_f	Розрахункове навантаження кН/м ²
1	2	3	4
Постійне навантаження			
Ламінат $\delta = 25$ мм	0.6	1.2	0.72
Стяжка із цементно-піщаного розчину $\delta = 65$ мм	0.54	1.3	0,7
Легкий бетон $\delta = 120$ мм ($\rho = 1200$ кг/м ³): $0.12 \cdot 0.6 \cdot 9.81 \cdot 0.95$	1.34	1.3	1,742
З/б ребриста плита перекриття із замонолічуванням швів $\delta = 220$ мм	3	1.1	3.3
Вага перегородок	1	1.1	1.1
Разом (g):	6.48		7.562
Тимчасове навантаження			
Короткочасної дії	1	1.2	1.2
Довготривалої дії	1	1,2	1.2
Разом(v):	2		2.4
Разом(g + v):	8.48		9.802

Ребриста плита перекриття довжиною 5970 мм, шириною 1490 мм, висотою 300 мм, виготовляється з поточно-агрегатної технології з механічним натягненням арматури на упори.

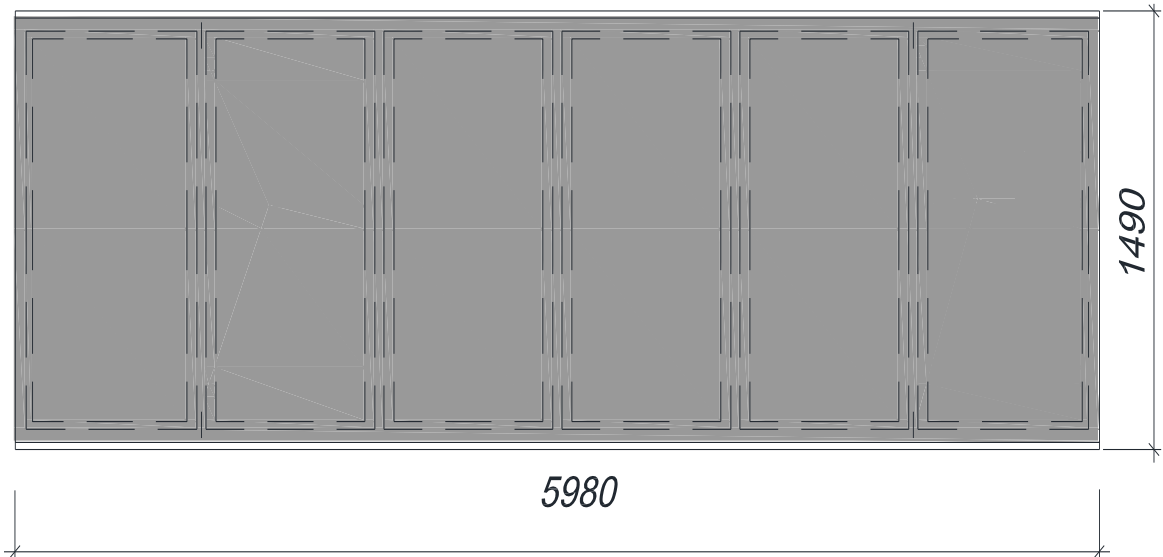


Рисунок 3.8 – До розрахунку ребристої плити перекриття

Розрахунковий проліт, навантаження і зусилля в поздовжніх ребрах

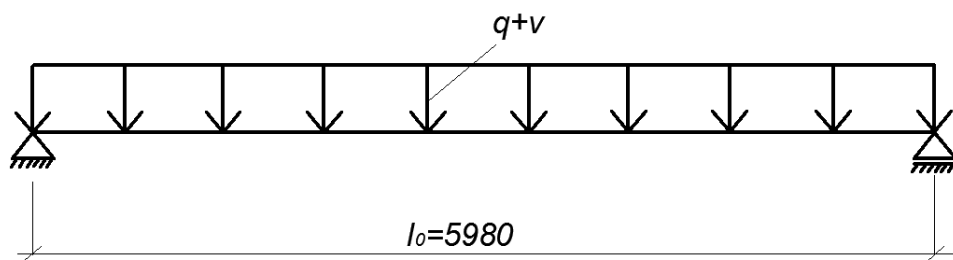


Рисунок 3.9 – Розрахункова схема поздовжнього ребра

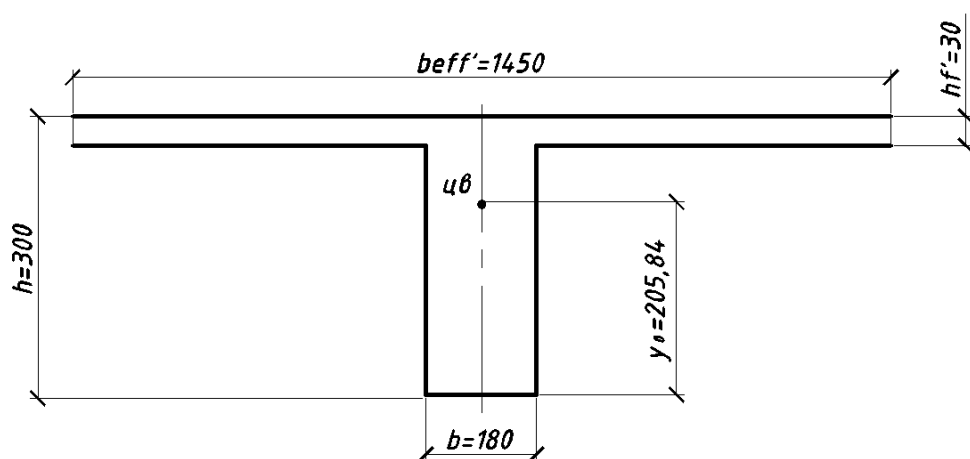


Рисунок 3.10 – Еквівалентний поперечний переріз ребристої плити

Розрахунковий проліт ребра по осях опор, визначаємо за формулою:

$$l_0 = l_2 - 2 \times 0,05,$$

де 0,05 – відстань осі опори до торця панелі.

$$l_0 = 5,98 - 2 \times 0,05 = 5,88 \text{ м,}$$

Навантаження на 1 п. м. плити при номінальній її ширині плити 1,5 м з урахуванням коефіцієнту надійності за призначенням будівлі (II клас відповідальності) $\gamma_n = 0,95$:

- розрахункове постійне $g = 7,562 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 10,77 \text{ кН/м}$;
- розрахункове повне $(g + v) = 9,802 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 13,96 \text{ кН/м}$;
- характеристичне постійне $g_n = 6,48 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 9,234 \text{ кН/м}$;
- характеристичне повне $(g_n + v_n) = 8,48 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 12,084 \text{ кН/м}$;
- характеристичне постійне і довготривале
 $(g_n + v_{lon,n}) = (6,48 + 1) \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 10,659 \text{ кН/м}$.

Згинальний момент від повного навантаження при $\gamma_f > 1$, визначається за формулою:

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8},$$

$$M = \frac{13,96 \times 5,88^2}{8} = 60,3 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Поперечна сила від повного навантаження при $\gamma_f > 1$, визначається за формулою: $V_{ed} = \frac{q + l_0}{2}$,

$$V_{ed} = \frac{13,96 \times 5,88}{2} = 41,04 \text{ кН.}$$

Згинальний момент від повної навантаження при $\gamma_f = 1$, визначається за формулою:

$$M = \frac{q_n \times l_0^2}{8},$$

$$M = \frac{12,08 \times 5,88^2}{8} = 52,2 \text{ кН} \times \text{м.}$$

Поперечна сила від повного навантаження при $\gamma_f = 1$, визначається за формулою:

$$V_{ed} = \frac{q_n \times l_0}{2},$$

$$V_{ed} = \frac{12,08 \times 5,88}{2} = 35,5 \text{ кН.}$$

Згинальний момент від постійної навантаження q_n при $\gamma_f = 1$, визначаємо за формулою:

$$M = \frac{g_n \times l_0^2}{8},$$

$$M = \frac{9,234 \times 5,88^2}{8} = 39,9 \text{ кНм.}$$

Поперечна сила від постійної навантаження q_n при $\gamma_f = 1$, визначаємо за формулою $V_{ed} = \frac{g_n \times l_0}{2}$,

$$V_{ed} = \frac{8,82 \times 5,88}{2} = 27,14 \text{ кН.}$$

3.2.2 Розрахункові характеристики матеріалів

Матеріали для плити:

Бетон класу C20/25:

$$f_{cd} = 14,5; f_{ck} = 18,5 \text{ МПа, } f_{ctd} = 1,2 \text{ МПа, } f_{ctk} = 1,5 \text{ МПа; } E_{ct} = 30 \text{ МПа;}$$

Арматура класу A500с (поздовжнє армування):

$$f_{yd} = 435 \text{ МПа; } f_{yk} = 500 \text{ МПа, } E_s = 2,1 \text{ МПа.}$$

Арматура класу A240с (поперечне армування): $f_{ywd} = 170 \text{ МПа.}$

В залежності від положення нейтральної осі визначаємо згинаючий момент, який може сприйняти бетонний переріз без арматури (полиця) за формулою:

$$M_d^{nol} = f_{cb} \times h_f' \times b_{eff}' \times (d - 0,5 \times h_f');$$

$$M_d^{nol} = 14,5 \times 100 \times 3 \times 146 \times (27 - 0,5 \times 3) = 16195050 \text{ Нсм} = 161,9 \text{ кНм.}$$

де, $d = 30 - 2 - 2/1 = 27 \text{ см.}$

Порівнюючи отримане значення з максимальним згинаючим момен-

том, що діє в перерізах балки:

$M_{max} = 60,3 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_d^{пол} = 161,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$ робимо висновок, що полиця тавра має запас міцності при дії максимального згинаючого моменту, тобто нейтральна лінія знаходиться в площі полиці, тому переріз розраховується як прямокутник.

Визначаємо α_m :

$$\alpha_m = \frac{M_d^{max}}{f_{cd} \times b_s \times d_s^2} \alpha_m = \frac{13177000}{17 \cdot (100) \cdot 146 \cdot 37^2} = 0,039$$

По α_m знаходимо $\eta = 0,98$.

Визначаємо площу арматури:

$$A_s = \frac{M_d^{max}}{f_{yd} \times \eta \times d_{sb}}$$

$$A_s = \frac{6030000}{435 \cdot 100 \cdot 0,98 \cdot 27} = 5,98 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2 \emptyset 20 A500с, $A_s = 6,28 \text{ см}^2 > 5,98 \text{ см}^2$.

3.2.3 Геометричні характеристики поперечного перерізу плити

Площа перерізу бетону визначається за формулою:

$$A \sum_{i=0}^n A_f = b'_{eff} \times h'_f + b \times (h - h'_f),$$

$$A \sum_{i=0}^n A_f = 1450 \times 30 + 180 \times (300 - 30) = 92100 \text{ мм}^2.$$

Площа перерізу всій поздовжньої арматури, що перетинає поперечний переріз панелі: 2 \emptyset 20 A500с ($A_s = 628 \text{ мм}^2$) – нижня поздовжня арматура каркасів двох поздовжніх ребер; 2 \emptyset 20 A500с ($A_s = 628 \text{ мм}^2$); 4 \emptyset 8 240С ($A_s' = 201,6 \text{ мм}^2$) – верхні стержні каркасів двох поздовжніх ребер і арматура плити.

$$\text{Тоді: } A_s + A_s' = 628 + 201,6 = 829,6 \text{ мм}^2$$

Так як: $0,008 \times A = 0,008 \times 92100 = 856,4 \text{ мм}^2 > 829,6 \text{ мм}^2$, то геометри-

чні характеристики приведенного перерізу панелі спрощено.

Визначаємо без урахування поздовжньої арматури.

Площа приведенного перерізу панелі:

$$A_{red} = A = 92100 \text{ мм}^2.$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані панелі, визначається за формулою:

$$S_{red} = b'_{eff} \times h'_f \times \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) + b \times (h - h'_f) \times \frac{h - h'_f}{2},$$

$$S_{red} = 1450 \times 30 \times \left(300 - \frac{30}{2} \right) + 180(300 - 30) \times \frac{300 - 30}{2} =$$

$$= 1895,85 \times 10^4 \text{ мм}^3$$

Відстань від центру ваги наведеного перерізу до нижньої межі, визначаємо за формулою:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}},$$

$$y_0 = \frac{1895,85 \times 10^4}{92100} = 205,84 \text{ мм}$$

Момент інерції наведеного перерізу щодо його центру ваги, визначаємо за формулою:

$$I_{red} = \frac{b'_{eff} \times (h'_f)^3}{12} + b'_f \times h'_f \left(h - y_0 - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b \times (h - h'_f)^3}{12} + b \times (h - h'_f) \times$$

$$\times \left(y_0 - \frac{h - h'_f}{2} \right)^2,$$

$$I_{red} = \frac{1450 \times 30^3}{12} + 1450 \times 30 \left(300 - 205,84 - \frac{30}{2} \right)^2 +$$

$$+ \frac{180 \times (300 - 30)^3}{12} + 180 \times (300 - 30) \times \left(205,84 - \frac{300 - 30}{2} \right)^2 =$$

$$= 81 \times 10^6 \text{ мм}^4$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього нижнього волокна, визначаємо за формулою:

$$W_{\text{red}} = \frac{I_{\text{red}}}{y_0},$$

$$W_{\text{red}} = \frac{81 \times 10^6}{205,84} = 393,5 \times 10^3 \text{ мм}^3$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього нижнього волокна з урахуванням непружних деформацій бетону спрощено визначаємо за формулою:

$$W_{pl} = \gamma \times W_{\text{red}},$$

де $\gamma = 1,75$.

$$W_{pl} = 1,75 \times 393,5 \times 10^3 = 688,6 \times 10^3 \text{ мм}^3;$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього верхнього волокна, визначається за формулою:

$$W'_{\text{red}} = \frac{I_{\text{red}}}{h - y_0},$$

$$W'_{\text{red}} = \frac{81 \times 10^6}{300 - 205,84} = 86 \times 10^4 \text{ мм}^3$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього верхнього волокна з урахуванням непружних деформацій бетону і полицею в розтягнутій зоні ($b_f = 1450$ мм).

$$\frac{b_f}{b} = \frac{1450}{180} = 8,05 > 2 \quad \text{і} \quad \frac{h_f}{h} = \frac{3}{30} = 0,1 < 0,2;$$

коефіцієнт $\gamma' = 1,5$.

Тоді W'_{pl} визначаємо за формулою: $W'_{pl} = \gamma' \times W'_{\text{red}}$

$$W'_{pl} = 1,5 \times 86 \times 10^4 = 129 \times 10^4 \text{ мм}^3$$

3.2.4 Розрахунок міцності плити перекриття по похилим перерізам

Розрахунок міцності поперечного перерізу. Міцність бетону на зріз

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot K \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d.$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,1385.$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d = 226 / 180 \cdot 273 = 0,0045; f_{ck} = 18,5 \text{ МПа.}$$

$$V_{Rd,c} = [0,1385 \cdot 1,4(100 \cdot 0,0045 \cdot 18,5)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,493]180 \cdot 273 = 29,83 \text{ кН.}$$

$$V_{Rd,c} = 29,83 \text{ кН} < V_{Ed} = 41,04 \text{ кН.}$$

Умова задовольняється, тому розрахунок хомутив не потрібен, але їх встановлюємо конструктивно арматуру $\varnothing 10 A240 A_s = 0,785 \text{ см}^2$

Для ребер висотою до 450мм на ділянці

$$\frac{1}{2}h \geq S \leq 150, \frac{l}{2}; \frac{3}{4}h \geq S \leq 500$$

На ділянці $\frac{l}{4}$, $200 \geq S \leq 150$, приймаємо $S = 150 \text{ мм}$.

На ділянці $\frac{l}{2}$, $300 \geq S \leq 500$, приймаємо $S = 300 \text{ мм}$.

3.2.5 Розрахунок плити перекриття за II групою граничних станів

Розрахунок плити перекриття на тріщиностійкість

В поняття тріщиностійкості входить визначення зусилля тріщиноутворення, тобто при якому зусиллі виникає тріщина, а також ширина розкриття тріщини, якщо вона утворилась.

Спершу для заданої попередньо напруженої плити покриття визначимо момент тріщиноутворення. Формула для його визначення має вигляд:

$$M_{crc} = f_{ctm}W_{pl} + M_{rp},$$

де $W_{pl} = 1,5W^h_c$ (для таврових та двотаврових перерізів);

$$f_{ctm} = 3,2 \text{ МПа} = 0,32 \text{ кН/см}^2; W^h_c = 434,8 \cdot 10^3 \text{ см}^3; A_c = 1371 \text{ см}^2;$$

$$M_{rp} = P_2(e_{0p} + r');$$

r' – відстань до верхньої ядрової точки;

$$r' = W^h_c / A_c; P_2 = 1768,32 \text{ кН}; e_{0p} = 33,07 \text{ см.}$$

$$r' = 434,8 \cdot 10^3 / 1371 = 317,14 \text{ см.}$$

$$M_{rp} = 1768,32 \cdot (33,07 + 317,14) = 61928,3 \text{ кН} \cdot \text{см} = 61,92 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = 0,32 \cdot 1,5 \cdot 434,8 \cdot 10^3 + 61928,3 = 27063,2 \text{ кН} \cdot \text{см} = 270,63 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Зовнішній розрахунковий момент $M = 69,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

При розрахунку прогинів плити вважаємо, що тріщини відсутні.

При врахуванні характеристичного моменту

($M = 69,9 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{crc} = 270,63 \text{ кН}\cdot\text{м}$) тріщини не утворюються.

3.2.6 Розрахунок плити в стадії транспортування та монтажу

В стадії монтажу плита приймається як балка на двох опорах.

Розрахунку підлягають перерізи під монтажними петлями.

Розрахунок ведемо від власної ваги плити перекриття

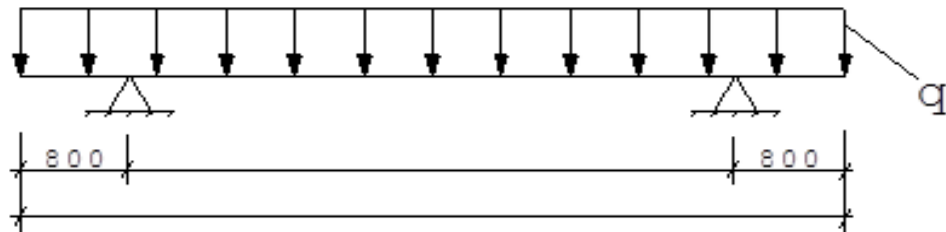


Рисунок 4.11 – Розрахункова схема плити в стадії транспортування

$$q = \frac{P}{A} \quad q = \frac{20}{8.37} = 2.38 \text{ кН/м}$$

Момент:

$$M = q_x \cdot l^2 / 2,$$

$$M = 2,38 \cdot 0,8^2 / 2 = 0,76 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\alpha_m = 0,76 \cdot (10^5) / 17 \cdot (100) \cdot 146 \cdot 37^2 = 0,0002 \rightarrow \eta = 0,995;$$

$$A_s = 0,76 \cdot (10^5) / 225 \cdot (100) \cdot 0,995 \cdot 37 = 0,091 \text{ см}^2.$$

$$A_s = 0,091 \text{ см}^2 < A_s' = 1,57 \text{ см}^2, 2 \text{ } \varnothing 10 \text{ A240c}$$

Отже, конструктивно підібрана арматура діаметром 10 мм задовольняє розрахунковим вимогам.

Розрахунок петлі плити ведемо з умови, що одна петля обірвалась, тобто розрахунок ведемо для 3-х петель.

Навантаження на одну петлю складає:

$$F = 20/3 = 6.6 \text{ кН}.$$

$$A_s = F / f_{yd} = 6.6 / 225 = 0,029 \text{ см}^2 < A_s = 0,283 \text{ см}^2.$$

Приймаємо арматуру $\varnothing 6$ A240c $A_s = 0,283 \text{ см}^2$.

3.3 Розрахунок колони середнього ряду

3.3.1 Вихідні дані

Бетон конструкції приймаємо класу С20/25:

$$f_{cd} = 14.5 \text{ МПа}; E_{cd} = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа} = 2300 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2};$$

$$\varepsilon_{сз,д} = 0.00063; \varepsilon_{сиз,д} = 0.0031.$$

Поздовжня арматура класу А500с:

$$f_{yd} = 435 \text{ МПа}; E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа} = 20000 \text{ кН/см}^2; \varepsilon_{s0} = 0,00217.$$

Поперечна арматура класу А240с: $f_{yd} = 225 \text{ МПа}.$

3.3.2 Розрахунок колони

Геометричні характеристики перерізу колони:

$$b = 0,4 \text{ м}; h = 0,6 \text{ м}; a = a' = 0,04 \text{ м}; d = 0,6 - 0,04 = 0,56 \text{ м};$$

Момент інерції перерізу колони середнього ряду:

$$I = b \cdot h^3 / 12.$$

$$I_2 = 0,4 \cdot 0,6^3 / 12 = 7,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

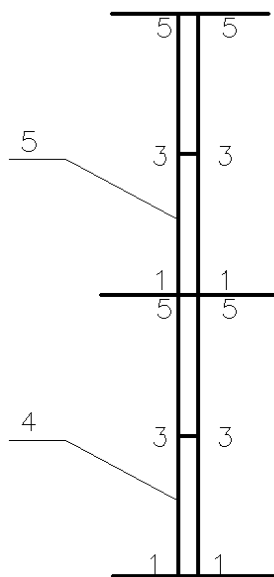


Рисунок 3.12 – Схема до розрахунку колони середнього ряду

$$\alpha_s I_s = \mu b \cdot h (b \cdot h - a^2) \cdot E_s / E_{s0};$$

$$\text{при } \mu = 0,005: \alpha_s I_s = 0,005 * 0,4 * 0,6 * (0,4 * 0,6 - 0,04^2) * \frac{20 * 10^4}{32,5 * 10^3} =$$

$$1,85 * 10^{-3} \text{ м}^4;$$

Розрахункова довжина: $l_0 = 1,25 \text{ Н} = 1,25 * 9,6 = 12 \text{ м}$.

Розрахункові зусилля: $M = 48,152 \text{ кН*м}$; $N = 935,85 \text{ кН}$;

Площа перерізу бетону: $A_c = 40 * 60 = 2400 \text{ см}^2$.

Відносна осьова сила:

$$n = \frac{N}{A_s * f_{cd}} = \frac{935,85}{2400 * 1,45} = 0,268$$

Гнучкість колони:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{1200}{0,289 * 60} = 69,2$$

Гранична гнучкість колони:

$$\lambda_{lim} = \frac{20 * 0,7 * 1,1 * 0,71}{\sqrt{0,268}} = 21,12 < \lambda = 69,2$$

В розрахунках слід враховувати деформації другого порядку.

Деформації першого порядку:

$$e_i \geq \frac{l_0}{600} = \frac{1200}{600} = 2 \text{ см}$$

$$e_i \geq \frac{h}{30} = \frac{60}{30} = 2 \text{ см} \geq 1 \text{ см}$$

Приймаємо випадковий ексцентриситет $e_i = 2 \text{ см}$.

$$\text{Критична сила: } N_B = \frac{\pi^2 * E * J}{l_0^2},$$

де, $E * J = K_c * E_{cd} * J_c + E_s * J_s$

Приведений коефіцієнт повзучості $\varphi_{ef} = 2$, тоді :

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 * \varphi_{ef}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 * 2} = 0,15$$

Момент інерції бетонного поперечного перерізу:

$$J_c = \frac{h^4}{12} = \frac{60^4}{12} = 10800 \text{ см}^4$$

Площа повздовжньої арматури у першому наближенні ($p_l = 1\%$).

$$A_s = 0.1 * A_c = 0.1 * 2400 = 24 \text{ см}^2.$$

Момент інерції арматури:

$$J_s = A_s * (0.5 * h - a)^2 = 24 * (0.5 * 60 - 3.5)^2 = 16854 \text{ см}^4$$

Номінальна жорсткість перерізу:

$$A * J = 0.15 * 2300 * 10800 + 20000 * 16854 = 340,8 * 10^6 \text{ кН} * \text{см}^2$$

Критична сила:

$$N_B = \frac{3,14^2 * 340,8 * 10^6}{1200^2} = 2333,439 \text{ кН}$$

Величина розрахункового ексцентриситету:

$$e_0 = \frac{\beta}{\left(\frac{N_B}{N}\right) - 1} = \frac{1.232}{\left(\frac{2333,439}{935,85}\right) - 1} = 0.82$$

де при відсутності поперечного навантаження $\beta = 1,232$.

Координата ядрової точки перерізу:

$$r = \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ см} > e_0 = 0.82 \text{ см}$$

Подальший розрахунок ведемо за першою формулою рівноваги.

Ексцентриситет відносно менш стиснутої арматури:

$$e = e_0 + 0.5h - a = 0.82 + 0.5 * 60 - 3.5 = 27,32 \text{ см}$$

Фіброві деформації менш стиснутої грані перерізу:

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cг3} * 1 - \frac{e_0}{r} = 0.0031 * 1 - \frac{0.82}{10} = 0.00212$$

Умовна висота стиснутої зони бетону:

$$x = h * \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c(2)}} = 60 * \frac{0.0031}{0.0031 - 0.00212} = 142.52 \text{ см}$$

Координати по висоті перерізу:

$$x^I = x * \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 142.52 * \frac{0.0031 - 0.00063}{0.0031} = 136.89 \text{ см} > h = 60 \text{ см}$$

Тому напруження в бетоні по всьому перерізу $b_c = f_{cd}$.

Деформації в менш стиснутій арматурі при робочій висоті перерізу:

$$d = h - a = 60 - 3.5 = 56.5 \text{ см}$$

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu3} * \frac{x - d}{x} = 0.0031 * \frac{142,52 - 56,5}{142,52} = 0.0021$$

Напруження в менш стиснутій арматурі:

$$\sigma_{s(2)} = E_{s(2)} * \varepsilon_{s(2)} = 0.0021 * 21000 = 44,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > f_{yd} = 43,5 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Тому приймаємо $\sigma_{s(2)} = f_{yd}$.

Потрібна кількість арматури в стиснутих зонах:

$$A_s^I = \frac{N * e - f_{cd} * b * h * (0.5 * h - a)}{f_{yd} * (d - a)} =$$

$$= \frac{935,85 * 27,32 - 1.45 * 60 * (30 - 3.5)}{43,5 * (56.5 - 3.5)} = 10.089 \text{ см}^2$$

$$A_s = \frac{N - f * A_s^I - f_{yd} * b * h}{\sigma_{s(2)}} = \frac{935,85 - 43,5 * 10,89 - 1.45 * 60}{43,5} = 4,62 \text{ см}^2$$

Конструктивно прийемо поздовжню арматуру колони 4Ø22 A500с.

$$A_s^I + A_s = 15,2 \text{ см}^2 > 0,002 * A_c = 0.002 * 2400 = 4,8 \text{ см}^2$$

$$A_s^I + A_s > A_{s,min} = \frac{0.1 * N}{f_{yd}} = \frac{0.1 * 935,85}{43,5} = 13,64 \text{ см}^2$$

Діаметр поперечної арматури вздовж колони:

$$d_w \geq \frac{d_s}{4} = \frac{56,5}{4} = 14,125 \text{ мм} \geq 6 \text{ мм}$$

Крок поперечної арматури вздовж колони:

$$S \leq 20 * d_s = 20 * 56,5 = 1130 \text{ мм}$$

$$S \leq h = 500 \text{ мм}$$

Приймаємо поперечну арматуру Ø8 A240с з кроком $S = 500$ мм.

3.3.3 Розрахунок арматури консолі

На консолі колони діють зосереджені сили:

$$V_{Rd,c} = 220,61 + 51,26 = 271,87 \text{ кН.}$$

Геометричні характеристики консолі:

$$a = 0,2 \text{ м}; h = 0,65 \text{ м}; d = 0,65 - 0,04 = 0,61 \text{ м};$$

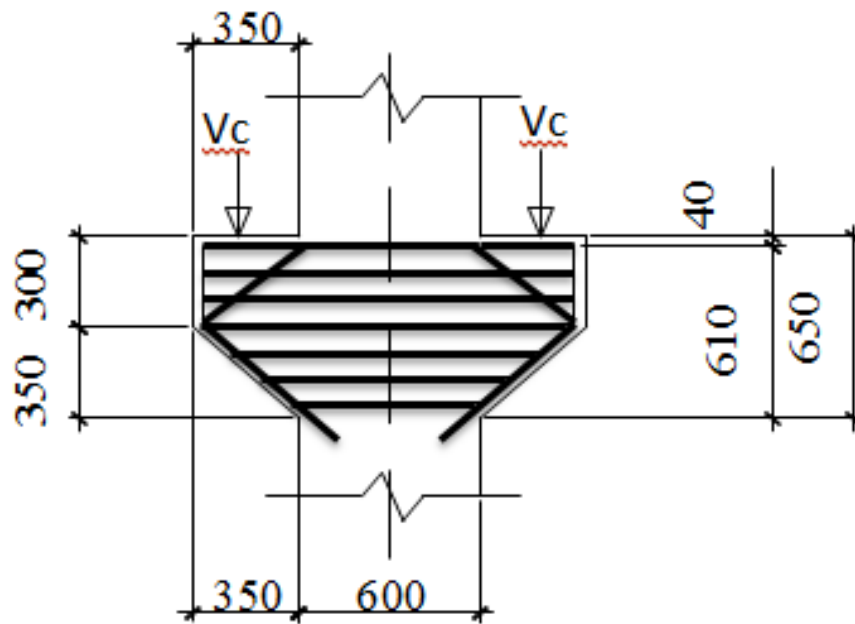


Рисунок 3.13 – Консоль колони

Назначаємо поперечне армування консолі: відігнутими стержнями і горизонтальними хомутами.

При $2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2,5 \cdot 1,2 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,61 = 732 \text{ кН} > Q_c = 271,87 \text{ кН}$ поперечне армування консолі приймаємо з конструктивних вимог.

Так як $h = 1,45 \text{ м} > 2,5 \cdot a = 2,5 \cdot 0,2 = 0,5 \text{ м}$ – поперечне горизонтальне армування призначаємо конструктивно: $\varnothing 10 \text{ A240C } A_s = 3,39 \text{ см}^2, S = 100 \text{ мм}$.

Сумарна площа перерізу відігнутих стержнів, які перетинають верхню половину лінії має бути менш ніж:

$$A_{ins} = 0,002bd; A_{ins} = 0,002 \cdot 0,4 \cdot 61 = 4,81 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4 $\varnothing 14 \text{ A500C } A_s = 6,16 \text{ см}^2$.

Визначимо необхідну площу перерізу поздовжньої арматури консолі:

$$Q_c = 271,87 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

$$A_{ins} = \frac{Q \times l_1}{d \times f_{yd}}, A_{ins} = \frac{0,271 \times 0,35}{0,61 \times 435} = 0,000357^2 = 3,57 \text{ см}^2,$$

Приймаємо 2 $\varnothing 16 \text{ A500C}, A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

В стислій зоні приймаємо таке ж армування.

Поперечне армування встановлюємо за конструктивними вимогами.

3.3.4 Перевірка міцності колони в стадії перевезення та монтажу

Колону виготовляють та перевозять автотранспортом, тому висота перерізу при роботі на згин $b = 0,4$ м. $d = 0,4 - 0,04 - 0,5 * 0,018 = 0,351$ м.

Кількість арматури за довжиною колони 4 Ø22 A500с, тому і кількість стержнів, які працюють на згин буде 2 Ø22 A500с, $A_s = 7,6$ см².

Момент, який може сприйняти переріз

$$M = \eta * d * f_{yd} * A_s, = \frac{f_{yd} * A_s}{f_{cd} * b * d},$$

$$\xi = \frac{435 * 7.6 * 10^{-4}}{17 * 0.4 * 0.351} = 0.06 \rightarrow \eta = 0.97$$

$$M_{2\text{Ø}22} = 0.97 * 0.351 * 435 * 10^3 * 7.6 * 10^{-4} = 112,55 \text{ кНм}$$

Навантаження від власної ваги з урахуванням коефіцієнту динамічності

$$k_d = 1,5: q = \frac{G}{\ell * \gamma_f} * k: q = \frac{65,4}{11,2 * 1,1} * 1,5 = 7,96 \text{ кН/м.}$$

Зусилля, що виникають при підйомі та перевезенні

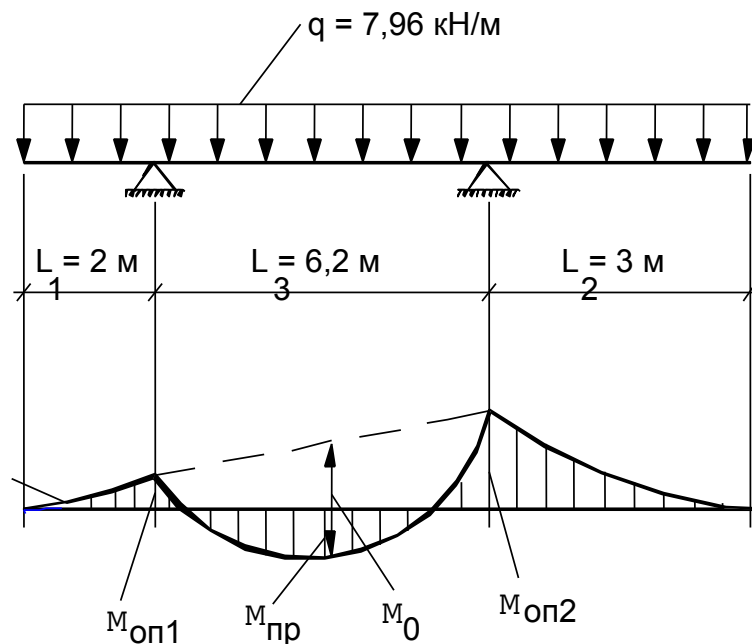


Рисунок 4.14 – Схема до розрахунку на транспортні зусилля

Розрахункова схема для цього випадку (рис. 4.14). Опорами служать місця розташування закладних деталей.

Моменти, що виникають в колоні:

$$M_{on1} = \frac{7,96 * 2^2}{2} = 15,92 \text{кН} * \text{м} ,$$

$$M_{on2} = \frac{7,96 * 3^2}{2} = 35,82 \text{кН} * \text{м} ,$$

$$M_o = \frac{7,96 * 6,2^2}{8} = 38,25 \text{кН} * \text{м} ,$$

$$M_{np} = M_o - 0,5M_{on1} - 0,5M_{on2} = 38,52 - 0,5*(15,92 + 35,82) = 12,65 \text{кН} * \text{м} ,$$

$M_{np} = 12,65 \text{кН} * \text{м} < M = 112,55 \text{кН} * \text{м}$ – міцність забезпечена.

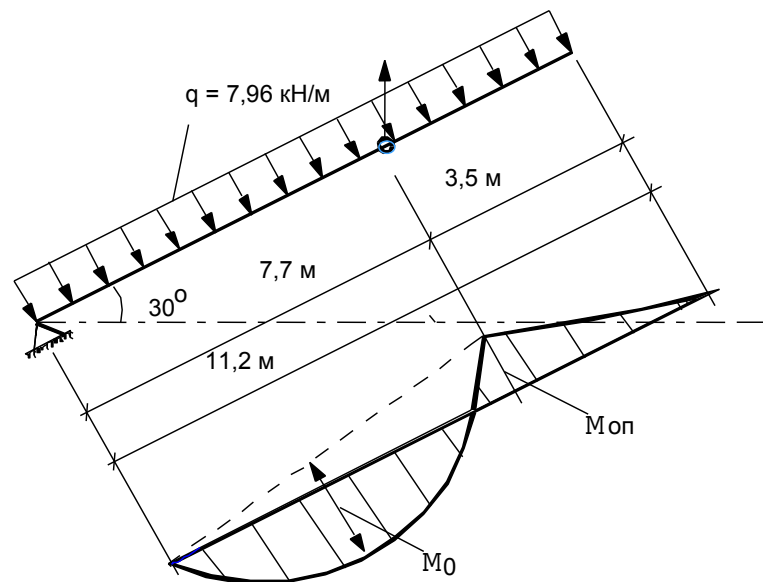


Рисунок 3.15 – Схема до розрахунку на монтажні зусилля

Зусилля, що виникають під час монтажу

Колона під час монтажу піднімається стропом одітим в отвір $\varnothing 80$ мм.

Схема взята в початковий момент підйому, коли колона припідняти під кутом менше 30^0 . В цьому випадку виникнуть найбільші моменти, тому що при кут нахилу менше 30^0 навантаження не розкладається на 2 складові q_x та q_y і моменти визначаються за повним навантаженням.

$$M_{on} = \frac{7,96 * 3,5^2}{2} = 48,76 \text{кН} * \text{м} , \quad M_o = \frac{7,96 * 7,7^2}{8} = 59,0 \text{кН} * \text{м} ,$$

$M_{np} = 59,0 - 0,5 \cdot 48,76 = 34,62 \text{ кН*м} < M = 112,55 \text{ кН*м}$ – міцність забезпечена.

3.4 Розрахунок сходового маршу

3.4.1 Вихідні дані

Згідно завдання на дипломний проект ведемо розрахунок комплексного сходового маршу. Для подальших розрахунків використовуємо такі дані:

- Бетон класу C20/25: $f_{cd} = 14,5$; $f_{ck} = 18,5$ МПа, $f_{ctd} = 1,2$ МПа, $f_{ctk} = 1,5$ МПа; $E_{ct} = 30$ МПа;
- Армування класу A500с (поздовжнє армування): $f_{yd} = 435$ МПа; $f_{yk} = 500$ МПа, $E_s = 2,1$ МПа;
- Армування класу A240с (поперечне армування): $f_{ywd} = 170$ МПа.

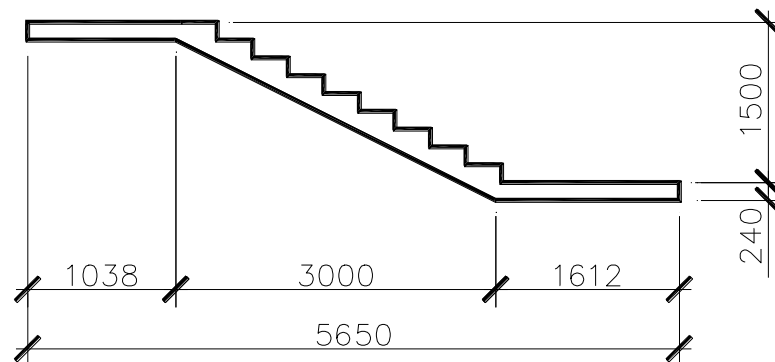


Рисунок 3.16 – Комплексний сходовий марш

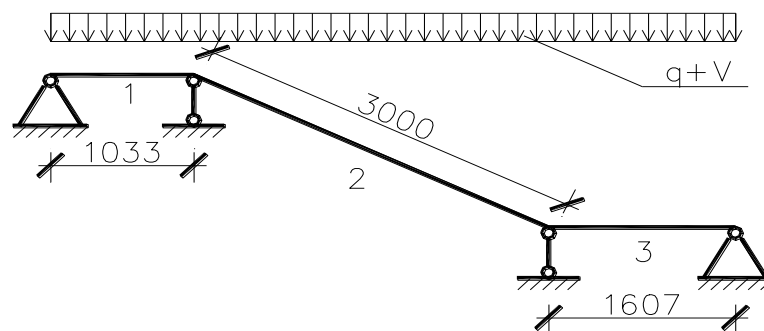


Рисунок 3.17 – Розрахункова схема маршу

Для розрахунку поперечний переріз маршу приводимо до еквівалентного таврового.

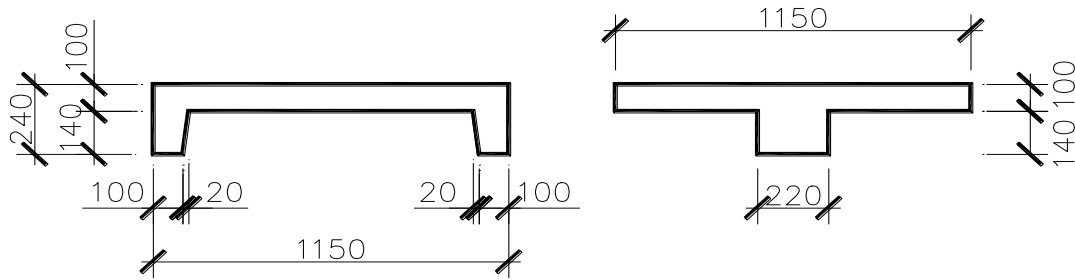


Рисунок 3.18 – Поперечний та еквівалентний перерізи маршу

Проводимо збір навантажень на марш.

Таблиця 3.3 – Збір навантажень на 1 м² маршу

№ п/п	Навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м ²	Коеф. надійності за навантаженням, γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1	Постійне:			
	а) власна вага маршу			
	$2.3 \cdot 9.81 \cdot 0.95 / 1.15 \cdot (1.1 + 3.0 + 1.6)$	3.52	1.1	3.87
	б) мозаїчний бетон – 20 мм			
	$0.02 \cdot 2.6 \cdot 9.81 \cdot 0.95$	0.48	1.3	0.62
	в) огороження та поручні	0.2	1.1	0.22
	Всього	$q_n = 4.2$		$q_p = 4.71$
2	Тимчасове – короткочасне:	5	1.2	6
	Всього	$V_n = 5$		$V_p = 6$
3	Повне навантаження	9.2		10.71

Визначаємо кут α , під яким марш нахилений до горизонту:

$$\operatorname{tg} \alpha = 14/27 = 0.5; \alpha = 27^{\circ}; \cos \alpha = 0.891.$$

Знаходимо навантаження, яке діє на ділянці довжиною 3000 мм по нормалі до дії осі на один метр довжини маршу.

а) розрахункове повне: $q = 10.71 \cdot 1.15 \cdot 0.891 = 10.97 \text{ кН/м}^2$;

б) нормативне повне: $q^n = 9.2 \cdot 1.15 \cdot 0.891 = 9.43 \text{ кН/м}^2$;

в) нормативне довготривале: $q^H = 4.2 \cdot 1.15 \cdot 0.891 = 4.30 \text{ кН/м}^2$;

г) нормативне короткочасне: $V_n = 5 \cdot 1.15 \cdot 0.891 = 5.12 \text{ кН/м}^2$.

Далі знаходимо зусилля в прольотах від зовнішнього навантаження.

Перший проліт:

1) від розрахункових навантажень:

$$M = (q + V) \cdot l^2_0 \cdot b_f / 2 = 10.71 \cdot 1.03^2 \cdot 1.15 / 2 = 8.87 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed}^H = (q + V) \cdot l_0 \cdot b_f / 2 = 10.71 \cdot 1.03 \cdot 1.15 / 2 = 7.39 \text{ кН};$$

2) від повного нормативного навантаження:

$$M^H = (q_n + V_n) \cdot l^2_0 \cdot b_f / 2 = 9.2 \cdot 1.03^2 \cdot 1.15 / 2 = 7.62 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed}^H = (q_n + V_n) \cdot l_0 \cdot b_f / 2 = 9.2 \cdot 1.03 \cdot 1.15 / 2 = 6.35 \text{ кН};$$

3) від нормативного тривалодіючого навантаження:

$$M_{нтр} = q_n \cdot l^2_0 \cdot b_f / 2 = 4.2 \cdot 1.03^2 \cdot 1.15 / 2 = 3.48 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed,тр}^H = q_n \cdot l_0 \cdot b_f / 2 = 4.2 \cdot 1.03 \cdot 1.15 / 2 = 2.9 \text{ кН};$$

Другий проліт:

1) від розрахункових навантажень:

$$M = (q + V) \cdot l^2_0 \cdot b_f / 8 = 10.97 \cdot 3.0^2 \cdot 1.15 / 8 = 22.45 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed} = (q + V) \cdot l_0 \cdot b_f / 2 = 10.97 \cdot 3.0 \cdot 1.15 / 2 = 33.25 \text{ кН};$$

2) від повного нормативного навантаження:

$$M^H = (q_n + V_n) \cdot l^2_0 \cdot b_f / 8 = 9.43 \cdot 3.0^2 \cdot 1.15 / 8 = 19.28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed}^H = (q_n + V_n) \cdot l_0 \cdot b_f / 2 = 9.43 \cdot 3.0 \cdot 1.15 / 2 = 28.57 \text{ кН};$$

3) від нормативного тривалодіючого навантаження:

$$M^H_{нтр} = q_n \cdot l^2_0 \cdot b_f / 8 = 4.3 \cdot 3.0^2 \cdot 1.15 / 8 = 8.8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Ed,тр}^H = q_n \cdot l_0 \cdot b_f / 2 = 4.3 \cdot 3.0 \cdot 1.15 / 2 = 13.04 \text{ кН};$$

3.4.2 Розрахунок сходового маршу за I групою граничного стану

Визначаємо положення нейтральної осі по наступній залежності:

$$M_{on} = f_{cd} \cdot h'_f \cdot b'_{eff} \cdot (h - 0.5 \cdot h'_f).$$

$$M_{on} = 14,5 \cdot 0,1 \cdot 1,15 \cdot (0,21 - 0,5 \cdot 0,1) \cdot 10^3 = 312,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$M_{0n} = 312,8 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 22,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розрахунок ведеться як для елементів прямокутного перерізу шириною b'_f . Площа перерізу повздовжньої арматури визначається як для елементів, що згинаються, відповідного перерізу. Визначаємо значення коефіцієнта відносної несучої спроможності α_0 за формулою:

$$\alpha_m = 22,45 / 17 \cdot 1,15 \cdot 0,21^2 \cdot 10^3 = 0,026 \rightarrow \eta = 0,987 \rightarrow \xi = 0,025.$$

Визначаємо границю переармування ξ_R за формулою:

$$\xi = 0,025 < \xi_R = 0,573.$$

Площу робочої арматури визначаємо із формули:

$$A_s = 22,45 / 435 \cdot 0,987 \cdot 0,21 \cdot 10^3 = 3,87 \text{ см}^2.$$

Приймаємо арматуру 2Ø16 A500с, $A_s = 4,02 \text{ см}^2$.

Арматуру в стисненій зоні приймаємо конструктивно Ø 6 A240с.

3.4.3 Розрахунок міцності похилих перерізів

Якщо поперечну силу V_{Ed} повністю сприймає чисто бетонний переріз $V_{Rd,c}$, то розрахунок хомутів не проводять, а становлять їх у цьому випадку, виходячи з конструктивних потреб.

Ці умови виражаються формулою:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot K (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + - k_1 \sigma_{cp}] b_w d.$$

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,1385.$$

$$\rho_l = A_{sl} / b_w d = 226 / 180 \cdot 273 = 0,0045; f_{ck} = 18,5 \text{ МПа}.$$

$$V_{Rd,c} = [0,1385 \cdot 1,4 (100 \cdot 0,0045 \cdot 18,5)^{1/3} + 0,15 \cdot 0,493] 180 \cdot 273 = 27,63 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = 27,63 \text{ кН} < V_{Ed} = 33,25 \text{ кН}.$$

Умова задовольняється, тому поперечна арматура приймається конструктивно. Приймаємо арматуру Ø6 A240с $A_s = 0,283 \text{ см}^2$.

На при опорній ділянці довжиною $l_0/4$ приймається крок хомутів $S = h/2 = 240/2 = 120 \text{ мм} \approx 100 \text{ мм}$.

В середині прогону каркасу на ділянці $l/2$ крок хомутів 200 мм.

3.4.4 Розрахунок маршу за II групою граничного стану

Спочатку визначаємо, чи виникають тріщини в марші. Для цього визначаємо деякі геометричні характеристики приведенного перерізу.

Визначаємо модульне відношення:

$$\alpha = E_s/E_b = 200000/27000 = 7.4.$$

Далі визначаємо геометричні характеристики:

а) площа приведенного перерізу:

$$A_{red} = 10 \cdot 115 + 14 \cdot 22 + 4.02 \cdot 7.4 = 1487.75 \text{ см}^2;$$

б) статичний момент відносно нижньої грані:

$$S_{red} = 115 \cdot 10 \cdot 19 + 22 \cdot 14 \cdot 7 + 3 \cdot 4.02 \cdot 7.4 = 24095.24 \text{ см}^3;$$

$$y_0 = 24095.24/1487.75 = 16.2 \text{ см.}$$

в) момент інерції відносно центра ваги перерізу:

$$J_{red} = 115 \cdot 10^3/12 + 115 \cdot 10 \cdot (24 - 16.2)^2 + 22 \cdot 14^3/12 + 22 \cdot 14 \cdot (16.2 - 7)^2 + + 4.02 \cdot 7.4 \cdot 13.2^2 = 155832.41 \text{ см}^4.$$

г) пружний момент:

$$W_{red} = 155832.41/16.2 = 9619.28 \text{ см}^3.$$

д) пружно-пластичний момент:

$$W_{pl} = 9619.28 \cdot 1.5 = 14428.92 \text{ см}^3.$$

Далі перевіряємо, чи виникають тріщини від дії зовнішнього навантаження.

$$M_r < M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl},$$

$$M_{crc} = 1.8 \cdot 14428.92 = 25.972 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_r = 22.45 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crc} = 25.972 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тріщини не утворюються.

3.4.5 Визначення прогину маршу

Прогин визначаємо посередині маршу, тобто посередині 2-го прольоту. В елементах, які працюють без тріщин, прогин визначається за формулою:

$$1/r = 1/r_1 + 1/r_2 - 1/r_3 - 1/r_4 ,$$

де $1/r_1, 1/r_2$ – кривизна від короткочасних навантажень і довготривалої дії постійних і довготривалих навантажень;

$1/r_3$ – кривизна, зумовлена вигином елемента від короткочасної дії зусилля попереднього напруження, $1/r_3 = 0$;

$1/r_4$ – кривизна, зумовлена повзучестю і усадкою бетону, $1/r_4 = 0$.

Кривизна $1/r_1, 1/r_2$ визначаються за формулою:

$$1/r_1, 1/r_2 = M \cdot \varphi_{B2} / 0.85 \cdot E_b \cdot J_{red} ,$$

де φ_{B2} – при дії короткочасних навантажень $\varphi_{B2} = 1$; при дії постійних і довготривалих навантажень при вологості $W < 40 \%$ $\varphi_{B2} = 3$.

$$1/r_1 = 19.28 \cdot (10^5) / 0.85 \cdot 2.9 \cdot 155832.41 = 5.02 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1};$$

$$1/r_2 = 8.8 \cdot 3 \cdot (10^5) / 0.85 \cdot 2.9 \cdot 155832.41 = 6.87 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Повна кривизна дорівнює:

$$1/r = 1/r_1 + 1/r_2 = 5.02 \cdot 10^{-6} + 6.87 \cdot 10^{-6} = 11.89 \cdot 10^{-6} \text{ см}^{-1}.$$

Прогин знаходимо за формулою:

$$f = 5/48 \cdot 1/r \cdot l^2 ,$$

$$f = 5/48 \cdot 11.89 \cdot 10^{-6} \cdot 270^2 = 0.1 \text{ см.}$$

$$f = 0.1 \text{ см} < f_{max} = 1.5 \text{ см.}$$

Прогин знаходиться в межах норми.

3.4.6 Розрахунок сходового маршу на монтажні зусилля

В стадії монтажу розрахункова схема маршу приймається, як балка на двох опорах. Розрахунку підлягають перерізи під монтажними отворами.

Розрахунок ведемо від власної ваги маршу.

Розрахункова схема маршу в стадії монтажу показана на рис. 4.19.

Момент:

$$M = 3.87 \cdot 1.15 \cdot 0.7^2 / 2 = 1.09 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\alpha_m = 1.09 / 17 \cdot 1.15 \cdot 0.21^2 \cdot 10^3 = 0.001 \rightarrow \eta = 0.999;$$

$$A_s = 1.09 \cdot 10^3 / 225 \cdot 0.999 \cdot 21 = 0.23 \text{ см}^2.$$

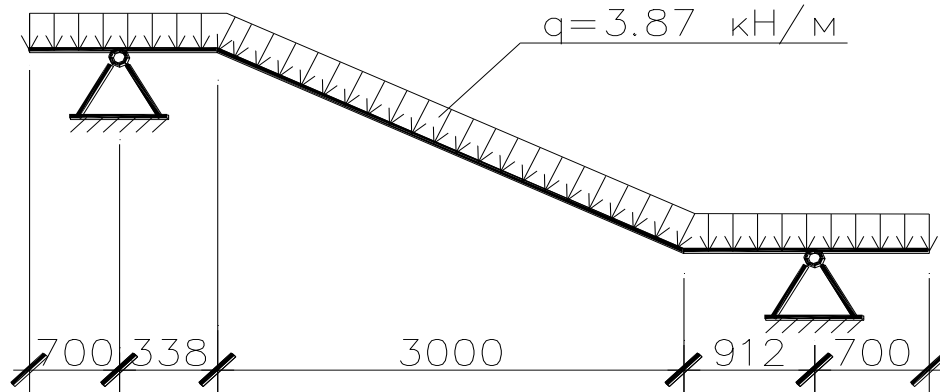


Рисунок 3.19 – Розрахункова схема маршу в стадії монтажу

Необхідна площа одного стержня арматури складає:

$$A'_s = A_s / 2 = 0.23 / 2 = 0.12 \text{ см}^2.$$

$$A'_s = 0.12 \text{ см}^2 < A_{\phi 6} = 0.28 \text{ см}^2.$$

Отже, конструктивно підібрана арматура діаметром 6 мм задовольняє розрахунковим вимогам.

Перевіряємо міцність петель при умові, що одна петля обірвалась.

Навантаження на одну петлю:

$$F = 20.51 / 3 = 6.84 \text{ кН};$$

$$A_s = F / f_{yd} = 6.84 / 225 \cdot 10^3 = 0.19 \text{ см}^2;$$

$$A_s = 0.19 \text{ см}^2 < A_{\phi 6} = 0.28 \text{ см}^2.$$

4 РОЗДІЛ РОЗРАХУНКУ ФУНДАМЕНТУ

4.1 Вихідні дані

Необхідно запроектиувати фундамент стаканного типу під колону середнього ряду перерізом $0,4 \times 0,6$ м.

Матеріали:

- бетон класу C15/20: $f_{cd} = 8,5$ МПа; $f_{cdt} = 0,75$ МПа; $E_c = 23 \cdot 10^3$ МПа;
- робоча арматура класу A240с: $f_{yd} = 225$ МПа, $f_{ywd} = 175$ МПа; $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа;
- конструктивна – A300с $f_{yd} = 300$ МПа; $f_{ywd} = 225$ МПа; $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа.

Розрахунок виконуємо на найбільш небезпечну комбінацію зусиль (додаток 1): при $\gamma_f > 1$.

$M = 48,152$ кН·м, $N = 935,85$ кН, $V_{ed} = 18,852$ кН – стержень 5.

4.2 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчику

Одна з основних задач в проектуванні фундаментів – вибір найближчого до денної поверхні пласту ґрунту, який можна використати в якості несучого шару. В даному проекті необхідно виконати оцінку глинистих ґрунтів, що є основою будівельного майданчику. Насипний та рослинний ґрунти не використовуються в якості несучих шарів.

В якості несучого шару ґрунту виступає – суглинок льосовидний, макропористий, твердий, просідаючий (шар № 3), рис. 5.2

Розрахунковий опір несучого шару ґрунту R визначаємо методом інтерполяції в залежності від типу ґрунта, коефіцієнта пористості e та показника текучості I_L : $R_0 = 217$ кПа.

Всі дані по ґрунтам зводимо в табл. 5.1.

Таблиця 5.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Номер шару	Найменування ґрунту	h, м	Питома вага ґрунту γ , кН/м ³	Коефіцієнт пористості, e	Питоме зчеплення C_p , кПа	Гранична текучість I_L	Кут внутріш. тертя ϕ , град	Модуль деформації E , МПа	Розрахунковий опір ґрунта, R_0 , кПа
1	Насипний ґрунт	0,7	16,3	-	-	-	-	-	-
2	Суглинок гумусований, твердий, просідаючий	0,6	16,9	-	-	-	-	-	-
3	Суглинок льосовидний, макропористий, твердий, просідаючий	3,7	17,7	0,9	15	-	23	13	217
4	Суглинок льосовидний, макропористий, твердий, непросідаючий	1,2	18,9	0,75	28	≤ 0	22	19	220
5	Глина щільна, тверда, непросідаюча	1,6	19,0	0,87	47	-	18	18	350
6	Суглинок льосовидний, макропористий, твердий, непросідаючий	1,6	19,8	0,75	28	-	22	19	220
7	Супісок карбонатизована, пластична, не-просідаюча	4,1	19,0	0,79	11	-	21	13	270
8	Пісок мілкий, середньої щільності	1,5	20,1	0,47	3	-	34	33	250

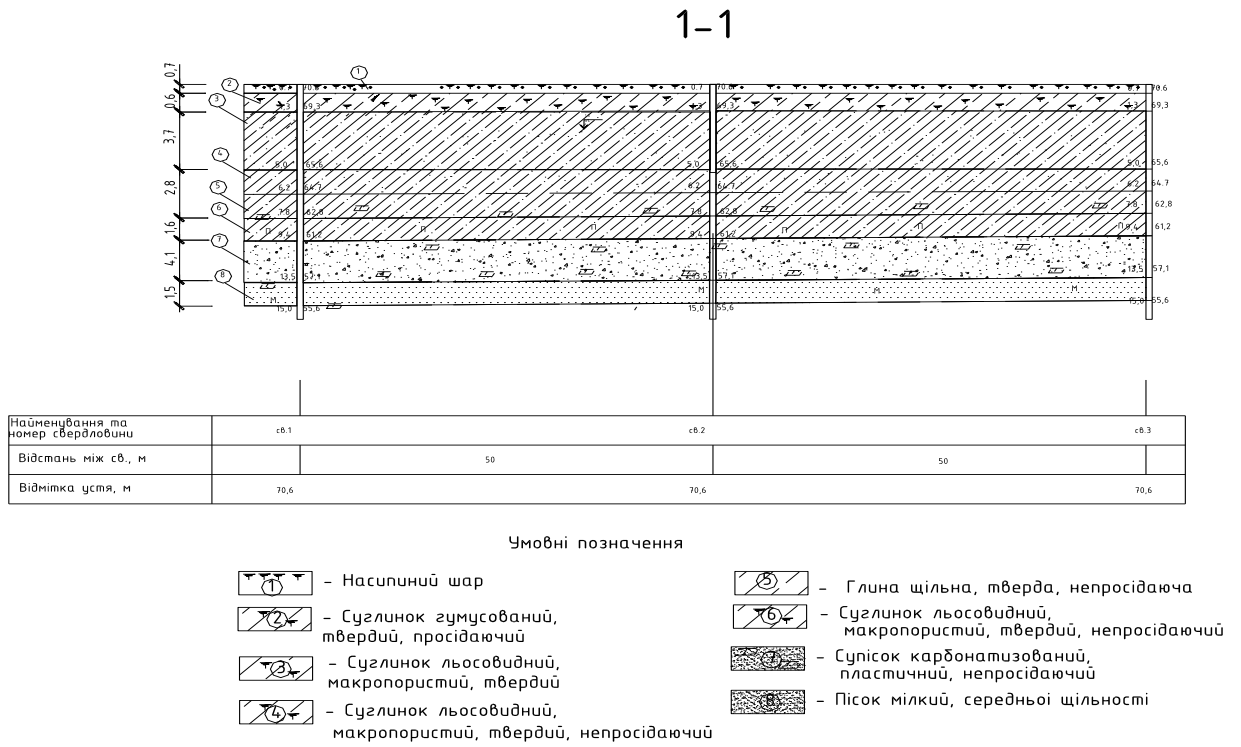


Рисунок 4.1 – Геологічний розріз

Інженерно-геологічні умови майданчику:

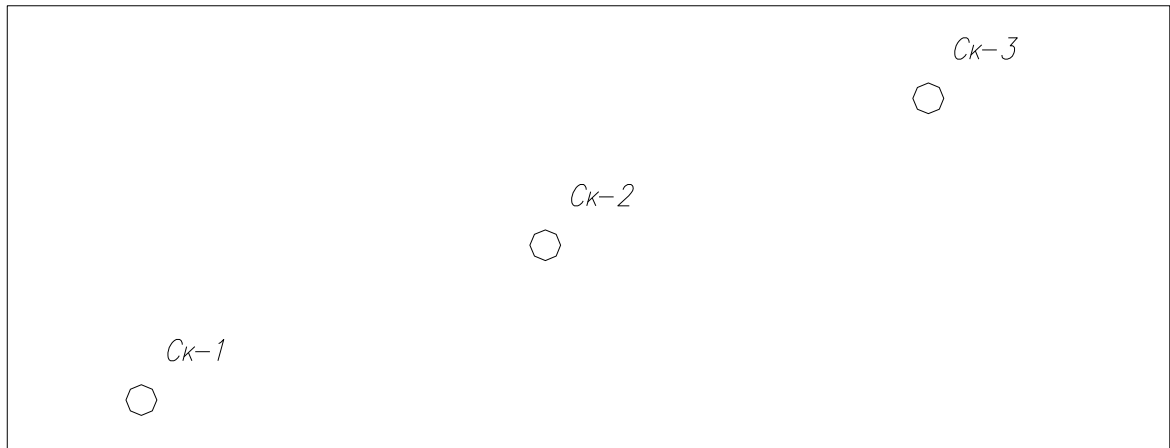


Рисунок 4.2 – Схема розміщення свердловин

Глибину закладання фундаменту d приймаємо з урахуванням наступних факторів:

а) інженерно-геологічних умов будівельного майданчику:

грунтовий та рослинний шари ґрунту необхідно зрізати, фундамент заглиблювати у несучий шар не менше ніж на 0,3... 0,5 м:

$$d = 0,7 + 0,6 + 0,5 = 1,8 \text{ м};$$

б) кліматичних особливостей району (глибини сезонного промерзання ґрунтів):

$$d_f = K_h d_{fn},$$

де K_n – коефіцієнт впливу теплового обміну режиму будівлі на промерзання ґрунту біля фундаментів зовнішніх стін;

d_{fn} – нормативна глибина промерзання, $d_{fn} = 0,8$ м;

$$d_f = 0,5 * 0,8 = 0,4 \text{ м};$$

Приймаємо глибину закладання фундаменту на 0,2 м нижче розрахункової глибини промерзання ґрунтів $d = 0,4 + 0,2 = 0,6$ м;

в) конструктивних особливостей будівель чи споруд:

$$d = h_m + a_k + a_m + h_0,$$

де h_m – відмітка верхнього обрізу фундаменту,

a_k – більший із розмірів поперечного перерізу колони,

a_m – товщина бетонного шару при омоноличуванні колони у фундаменті,

h_0 – мінімальна висота нижньої сходинки фундаменту,

$$d = 0,15 + 0,6 + 0,05 + 0,3 = 1,1 \text{ м}.$$

Приймаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,8$ м.

4.3 Визначення розмірів підшви фундаменту

Розміри підшви фундаменту визначаємо за розрахунковими зусиллями при $\gamma_f = 1$, як центрально-завантаженого.

Розрахунок ведемо методом послідовних наближень.

Нормативні значення навантажень:

$$M = 48,152/1,2 = 40,127 \text{ кН}\cdot\text{м}, N = 935,85/1,2 = 779,875 \text{ кН}.$$

Ширина підшви фундаменту:

$$b = \sqrt{\frac{N}{R_0 - \gamma_{cs} * d}},$$

де $d = 1,6$ м – відмітка низу фундаменту;

$\gamma_{cs} = 20 \text{ кН/м}^3$ – середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах.

$$b = \sqrt{\frac{779,875}{217 - 20 * 1,6}} = 2,08 \text{ м}.$$

Приймаємо розміри фундаменту $L = 2,7$ м; $b = 1,8$ м.

Площа підшви фундаменту $A_f = L \cdot b$, $A_f = 2,7 * 1,8 = 4,86 \text{ м}^2$.

Момент опору підшви $W_f = b * L^2 / 6$,

$$W_f = 1,8 * 2,7^2 / 6 = 2,187 \text{ м}^3.$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту на рівні підшви фундаменту:

$$R = \frac{\gamma_{c_i} \gamma_{c_{ii}}}{k} (M_\gamma k_z b \gamma_{ii} + M_a d_i \gamma'_{ii} + (M_g - 1) d_b \gamma'_{ii} + M_c c_{ii}),$$

де γ_{c_i} – коефіцієнт умов роботи ґрунтової основи для глинистих ґрунтів, $\gamma_{c_i} = 1,25$, при $I_L \leq 0$;

$\gamma_{c_{ii}}$ – коефіцієнт умов роботи будівлі у взаємодії з основою при співвідношенні його довжини до висоти:

$$\frac{l}{H} = \frac{66}{18,9} = 3,5 \rightarrow \gamma_{c_{ii}} = 1,0;$$

$k = 1,1$ – коефіцієнт надійності, який приймається при визначенні роз-

рахункових характеристик;

M_γ, M_g, M_c – коефіцієнти, які приймаються у залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя:

$$\text{при } \varphi_{II} = 23^\circ, M_\gamma = 0,69, M_g = 3,65, M_c = 6,24;$$

$$\gamma_{II} \text{ – питома вага ґрунту нижче подошви фундаменту, } \gamma_{II} = 17,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$d_1 \text{ – глибина закладення подошви фундаменту, } d_1 = 1,8 \text{ м};$$

$$\gamma'_{II} \text{ – середнє значення питомої ваги ґрунту:}$$

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma \cdot h}{\sum h} = \frac{16,3 \cdot 0,7 + 16,9 \cdot 0,6 + 17,7 \cdot 0,5}{1,8} = 16,9 \text{ кН/м}^3;$$

$$c_{II} = 15 \text{ кПа – значення питомого зчеплення суглинки};$$

$$k_z = 1, \text{ тому що } b_0 = 1,8 \text{ м} < 10 \text{ м};$$

$$d_b = 0 \text{ – для будівель без підвалу};$$

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,69 \cdot 1 \cdot 2,08 \cdot 17,7 + 3,65 \cdot 1,8 \cdot 16,9 + 6,24 \cdot 15) = 261,4 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову $R_0 - R \leq 10 \text{ кПа}$, $R_0 - R = 261,4 - 217 = 44,4 \text{ кПа} \geq 10 \text{ кПа}$, отже розміри подошви фундаменту недостатні, уточнюємо ширину фундаменту:

$$b = \sqrt{\frac{779,875}{247,64 - 20 \cdot 1,8}} = 1,92 \text{ м.}$$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,69 \cdot 1 \cdot 1,95 \cdot 17,7 + 3,65 \cdot 1,8 \cdot 16,9 + 6,24 \cdot 15) = 259,18 \text{ кПа.}$$

$$\text{Перевіряємо умову } R_1 - R_2 \leq 10 \text{ кПа,}$$

$R_0 - R = 261,4 - 259,18 = 2,22 \text{ кПа} \leq 10 \text{ кПа}$. Умова виконується, приймаємо ширину фундаменту кратну 0,3, $b = 2,1 \text{ м}$.

Перевіряємо умову:

$$e_0 = \sum M/N \leq e_a = b/30.$$

$$40,12/779,87 = 0,05 \text{ м} \leq 2,1/30 = 0,7 \text{ м.}$$

Отже подошва фундаменту буде квадратною. $b = 2,1 \text{ м}$.

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,69 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 17,7 + 3,65 \cdot 1,8 \cdot 16,9 + 6,24 \cdot 15) = 261,68 \text{ кПа.}$$

Визначаємо тиск під подошвою фундаменту.

Тиск на ґрунт тиск під подошвою фундаменту:

$$p_n = \gamma_m \cdot d + \frac{N_f}{A_f} \pm \frac{M_f}{W_f} + V \cdot l,$$

Умова: $p_{n, \max} \leq 1,2R$; $p_{n, \min} \geq 0$; $p_n \leq R$,

$$p_{n, \max} = 17,7 \cdot 1,8 + \frac{779,875}{2,1} + \frac{40,127}{1,54} = 242,23 \text{ кПа} < R = 261,68 \text{ кПа,}$$

$$p_{n, \min} = 17,7 \cdot 1,8 + \frac{779,875}{2,1} - \frac{40,127}{1,54} + 18,852 \cdot 1,8 = 268,29 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R =$$

314,02 кПа,

$$p_n = 17,7 \cdot 1,8 + \frac{779,875}{2,1^2} = 182,2 \text{ кПа} > 0 - \text{розміри подошви фундаменту}$$

задовольняють усім вимогам. Остаточного приймаємо $l = 2,1 \text{ м}$ і $b = 2,1 \text{ м}$.

3.4 Розрахунок основи по деформаціям

Осадка фундаменту визначається методом шарового додавання. Для цього спочатку складається ескіз фундаменту з типовим геологічним розрізом. По осі фундаменту зліва будують епюру природного тиску ґрунту, починаючи від планувальної відмітки. Ординати епюри σ_{zg} обчислюють в характерних точках за формулою: $\sigma_{zg} = \sum \gamma_i \cdot h_i$

де γ_i – питома вага ґрунту, кН/м³;

h_i – товщина шару ґрунту, м.

Визначаємо навантаження від власної ваги ґрунту в характерних точках:

- на подошві першого шару: $\sigma_{zg1} = 0,7 \cdot 16,3 = 11,41 \text{ кПа,}$
- на подошві другого шару: $\sigma_{zg2} = 11,41 + 0,6 \cdot 16,9 = 21,55 \text{ кПа,}$
- на рівні подошви фундаменту: $\sigma_{zg0} = 21,55 + 0,5 \cdot 17,7 = 30,4 \text{ кПа,}$

- на підшві третього шару: $\sigma_{zg3} = 21,55 + 3,7 \cdot 17,7 = 87,04 \text{кПа}$,
- на підшві четвертого шару: $\sigma_{zg4} = 87,04 + 1,2 \cdot 18,9 = 109,72 \text{кПа}$,
- на підшві п'ятого шару: $\sigma_{zg5} = 109,72 + 1,6 \cdot 19 = 140,12 \text{кПа}$,
- на підшві шостого шару: $\sigma_{zg6} = 140,12 + 1,6 \cdot 19,8 = 171,8 \text{кПа}$,
- на рівні підземних вод: $\sigma_{zg,wl} = 171,8 + 2 \cdot 19 = 209,8 \text{кПа}$,
- на покрівлі сьомого шару: $\sigma_{zg7} = 209,8 + 2,1 \cdot (19 - 10) = 228,7 \text{кПа}$,
- на підшві восьмого шару (з урахуванням тиску води):
 $\sigma'_{zg7} = 228,7 + 2,1 \cdot 10 = 249,7 \text{кПа}$,
- на підшві восьмого шару: $\sigma_{zg8} = 249,7 + 1,5 \cdot 20,1 = 279,85 \text{кПа}$.

По осі фундаменту справа будують епюру додаткового тиску.

Додатковий тиск на основу: $P_0 = P_{сер} - \sigma_{zg0}$.

де $P_{сер}$ – середній тиск під підшвою фундаменту,

$$P_0 = 207,9 - 30,4 = 177,5 \text{кПа}.$$

Після визначення P_0 розрахунок ведемо в табличній формі (табл. 5.2).

Складаємо розрахункову схему для визначення осідання і розбиваємо здавлювану товщу на елементарні шари (рис. 5.3).

Визначаємо додаткові напруження на підшві і покрівлі елементарних шарів:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0,$$

де α – коефіцієнт, що визначається в залежності від відносного заглиблення розглядаємої площі горизонтального перерізу $\xi = 2 \cdot z/b$.

Осідання кожного шару ґрунту обчислюється за формулою:

$$S_i = \sigma_{zpi} \cdot h_i \cdot \beta / E_i,$$

де коефіцієнт $\beta = 0,8$.

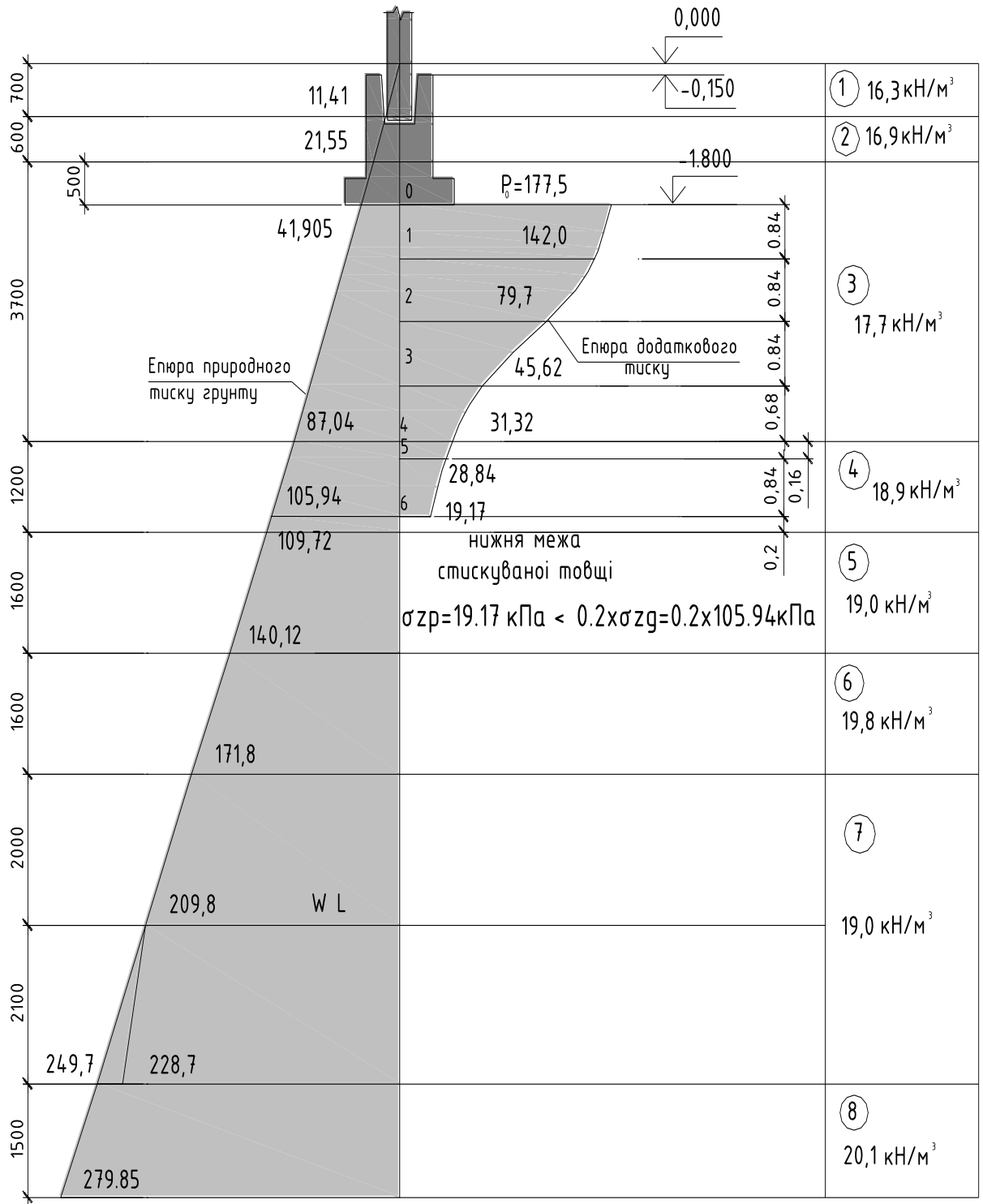


Рисунок 3.3 – Схема до розрахунку осідання фундаменту

Таблиця 4.2 – Розрахунок осадки фундаменту

Номер точки	Глибина розміщення точки, яка розглядається від підшови фундаменту Z , м	$\sigma_{zg} = \frac{2Z}{b}$	Коефіцієнт α	Напруження від власної ваги ґрунту, σ_{zg} , кПа	Додаткова напруження по глибині, $\sigma_{zp} = \alpha P_0$, кПа	Середнє значення додаткової напруження $\sigma_{zp,sp} = (\sigma_{zpi} + \sigma_{zpi-1})/2$, кПа	Товщина елементарного шару, h_i , см	Значення модуля деформації ґрунту, E_i , кПа	Осідання i -го шару $S_i = \beta(\sigma_{zp,sp} \cdot h_i)/E_i$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0,00	0,00	1,0	30,4	177,5	159,75	84	13000	0,83
1	0,84	0,8	0,8	45,27	142,0				
2	1,68	1,6	0,449	60,14	79,7	110,85	84	13000	0,57
3	2,52	2,4	0,257	75,0	45,62	62,66	84	13000	0,32
4	3,2	3,17	0,177	87,04	31,42	61,33	68	13000	0,26
5	3,36	3,2	0,16	90,06	28,4	29,91	16	19000	0,02
6	4,2	4,0	0,108	105,94	19,17	23,79	84	19000	0,084

$$\sigma_{zp} = 19,97 \leq 0,2\sigma_{zg} = 0,2 \cdot 105,94 = 21,188 \quad \sum S_i = 2,084 \text{ см}$$

Порівнюємо отримане значення осідання з середнім значенням гранично допустимого осідання основ для промислової споруди:

$$S = 2,084 \text{ см} < S_U = 8 \text{ см}$$

3.5 Конструювання фундаменту

Враховуючи значне заглиблення фундаменту, приймаємо його конструкцію з підколонником стаканного типу та плитою. Товщина стінок стакану зверху прийнята 250 мм, зазор між колоною та стаканом 100 мм. Розміри перерізу колони $h_c = 600$ мм, $b_c = 400$ мм. Розміри підколонника в плані:

$$L_{cf} = 600 + 2 \cdot 250 + 2 \cdot 100 = 1300 \text{ мм},$$

$$b_{cf} = 400 + 2 \cdot 250 + 2 \cdot 100 = 1100 \text{ мм.}$$

Прийнято одна сходинка по довжині висотою $h = 0,6$ м і дві сходинки по ширині $h_1 = h_2 = 0,3$ м.

$$\text{Глибина стакана: } h_h = 0,7 + 0,05 = 0,75 \text{ м.}$$

Розміри дна стакана в плані $b_h = 0,5$ м і $L_h = 0,7$ м. Конструкція фундаменту показана на рисунку 4.4.

При наявності бетонної підготовки товщина захисного шару бетону $a = 0,05$ м. Робоча висота фундаменту:

- для сходинки 1 $d_{s01} = 0,3 - 0,05 = 0,25$ м,
- для сходинки 2 $d_{s02} = 0,6 - 0,05 = 0,55$ м,
- для підколонника $d_{s03} = 1,65 - 0,05 = 1,6$ м.

При розрахунку тіла фундаменту за несучою здатністю використовуємо зусилля при $\gamma_f > 1$.

4.6 Визначення армування підшви фундаменту

Визначимо напруження в ґрунті під підшовою фундаменту в напрямку довшої сторони без врахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах від розрахункових навантажень:

$$P_{min} = \frac{N_f}{A_f} = \frac{935.85}{4.41} = 212.02 \text{ кН/м}^3$$

$$P_{max} = \frac{N_f}{A_f} + \frac{M_f}{W_f} = \frac{935.85}{4.41} + \frac{48.152}{1.54} = 243.29 \text{ кН/м}^3$$

$$P = \frac{N_f}{A_f} + \frac{M_f}{W_f} * \frac{h - h_1}{h},$$

$$P_{1-1} = 212.02 + 22.02 * \frac{1.8 - 0.55}{1.8} = 227.9 \text{ кН/м}^3$$

$$P_{2-2} = 212.02 + 22.02 * \frac{1.8 - 0.75}{1.8} = 224,87 \text{ кН/м}^3$$

Згинаючі моменти в розрахункових перерізах на 1 м ширини фундаменту:

$$M_{1-1} = \frac{(a - a_1)^2 (P_H + 2P_{\max})}{24},$$

$$M_{1-1} = \frac{(a - a_2)^2 (P_{1-1} + 2P_{2-2})}{24} = \frac{(2.1 - 1.3)^2 (227.9 + 2 * 230.98)}{24} = 18.4 \text{ кН * м}$$

$$M_{2-2} = \frac{(a - a_3)^2 (P_{3-3} + 2P_{2-2})}{24} = \frac{(2.1 - 0.6)^2 (224.87 + 2 * 227.9)}{24} = 72.6 \text{ кН * м}$$

Потрібна площа перерізу арматури класу А240с вздовж боку підосви:

$$A_{s,1-1} = \frac{M_{1-1}}{0.9 * h_{01} * R_s},$$

$$A_{s,1-1} = \frac{M_{1-1}}{0.9 * d_s * f_{yd}} = \frac{18400 * (100)}{0.9 * 55 * 225 * (100)} = 1.65 \text{ см}^2$$

$$A_{s,2-2} = \frac{M_{2-2}}{0.9 * d_s * f_{yd}} = \frac{72600 * (100)}{0.9 * 85 * 225 * (100)} = 4.2 \text{ см}^2$$

Найбільш небезпечний переріз 2-2 – на грані підколонника.

Приймаємо на 1 метр ширини 5 Ø12 А240с, $A_s = 5,65 \text{ см}^2$, з кроком 200 мм.

В напрямку меншого боку підосви армування визначаємо за середнім тиском на ґрунт: $P_{mt} = (212,02 + 243,29)/2 = 227,655 \text{ кПа}$.

$$M'_{1-1} = \frac{P_{mt}(b_1 - b_2)^2}{8},$$

$$M'_{1-1} = \frac{P_{mt}(b - b_1)^2}{8} = \frac{227.655 * (2.1 - 1.7)^2}{8} = 4,55 \text{ кН * м}^2$$

$$M'_{2-2} = \frac{P_{mt}(b - b_2)^2}{8} = \frac{227.655 * (2.1 - 1,1)^2}{8} = 28,4 \text{ кН * м}^2$$

$$M'_{3-3} = \frac{P_{mt}(b - b_3)^2}{8} = \frac{227.655 * (2.1 - 0,4)^2}{8} = 82.24 \text{ кН * м}^2$$

Потрібна площа перерізу арматури вздовж короткого боку підосви:

$$A'_{s,1-1} = \frac{4550 * (100)}{0.9 * 25 * 225(100)} = 0.9 \text{ см}^2$$

$$A'_{s,2-2} = \frac{28460 * (100)}{0.9 * 55 * 225(100)} = 2,56 \text{ см}^2$$

$$A'_{s,1-1} = \frac{82240 * (100)}{0.9 * 85 * 225(100)} = 4,78 \text{ см}^2$$

Приймаємо на 1 метр довжини підшви 5 Ø12 А240с , $A_s = 5,65 \text{ см}^2$,
з кроком 200 мм.

4.7 Армування підколонника та його стаканної частини

Визначаємо розрахункові зусилля в перерізі 3-3 при $\gamma_f > 1$:

$$M_I = M + V_{Ed} \cdot h_h ,$$

$$M_I = 48,152 + 18,852 \cdot 0,65 = 60,41 \text{ кНм} ,$$

$$N_I = N = 935,85 \text{ кН}.$$

Розміри коробчастого перерізу стаканної частини приводимо до еквівалентного двотаврового (рис. 4.4).

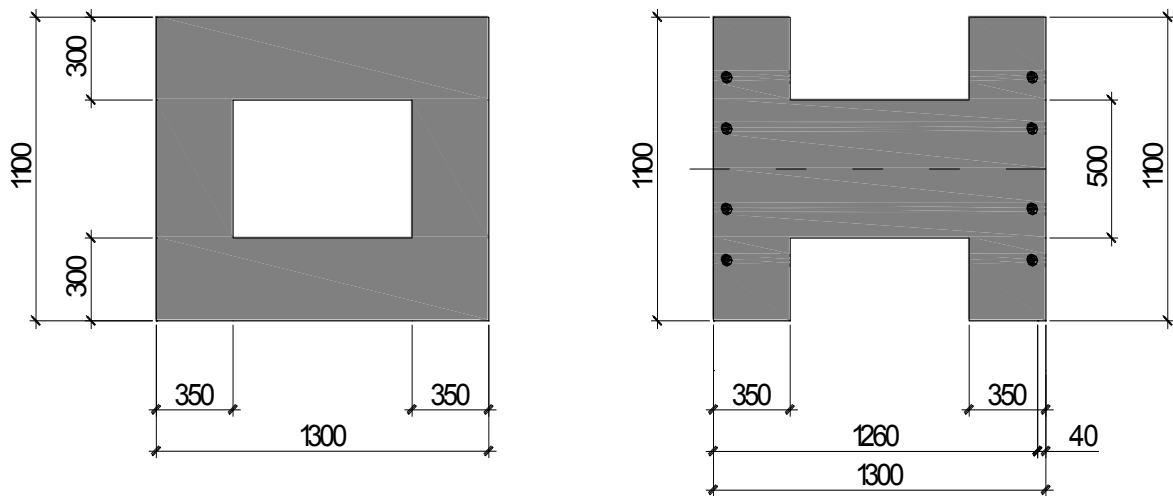


Рисунок 4.4 – Переріз 3-3 та приведений переріз

$$b_I = 0,5 \text{ м}; b_f = b'_f = 1,1 \text{ м}; h_f = h'_f = 0,35 \text{ м}; h = 1,3 \text{ м};$$

$$a = a' = 0,04 \text{ м}; d_s = 1,26 \text{ м}.$$

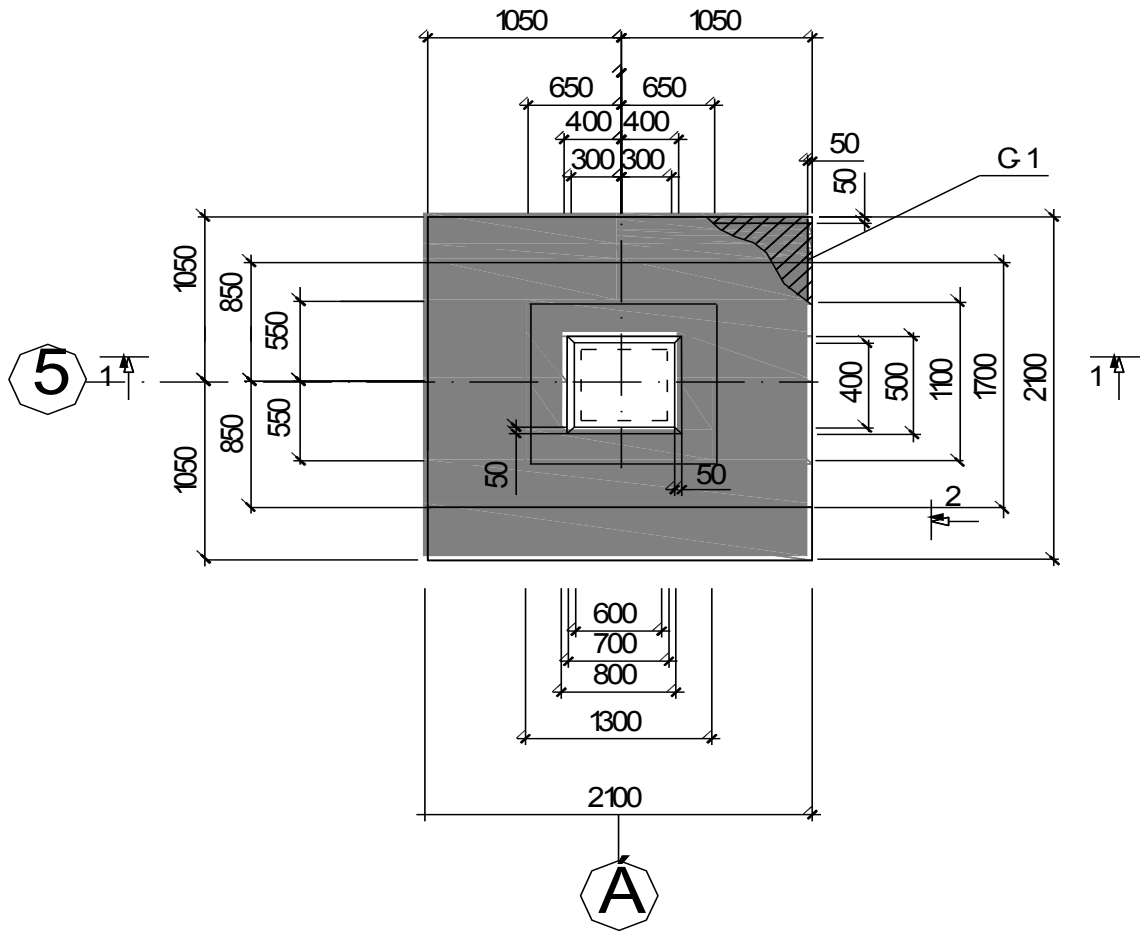
$$\delta = \frac{a}{d_s} = \frac{0,04}{1,26} = 0,032 .$$

Визначаємо ексцентриситет прикладання зусиль:

$$e_1 = 60,41/935,85 = 0,065 \text{ м}.$$

Перевіримо чи може полиця сприйняти момент:

$$M_n = f_{cd} \cdot b' \cdot h'_f \cdot (d_s - 0,5 \cdot h'_f) > N_l \cdot e,$$



1-1

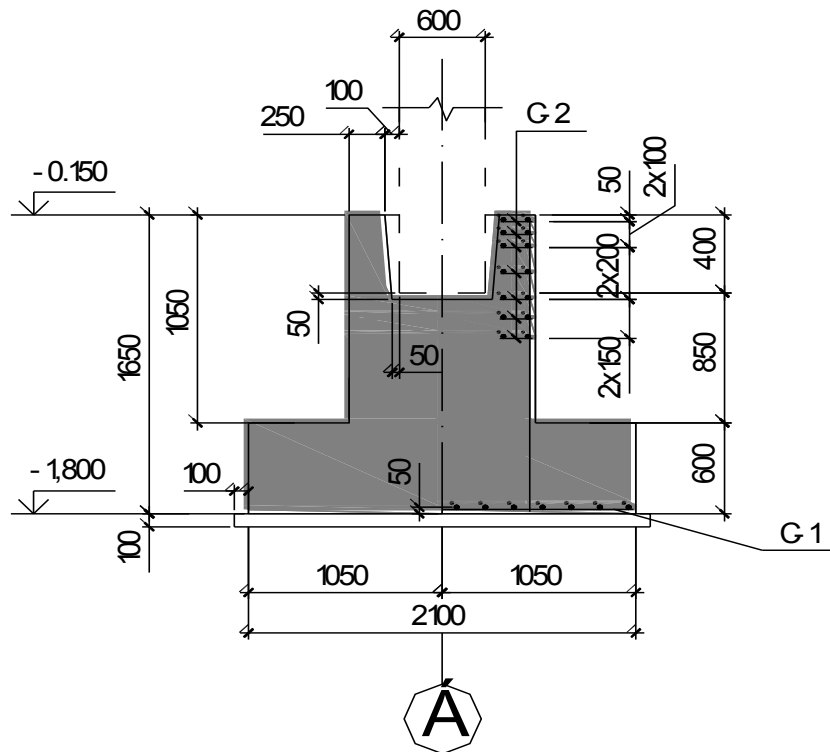


Рис. 4.5 – Конструювання фундаменту

$$M_n = 8,5 \cdot 10^3 \cdot 1,1 \cdot 0,35 \cdot (1,26 - 0,5 \cdot 0,35) = 3550 \text{ кНм} > N_l \cdot e = 60,41 \text{ кНм.}$$

Умова виконується – нульова лінія проходить в полиці, переріз розраховуємо, як прямокутний шириною $b = b_f = 1,1 \text{ м}$.

Прийняте симетричне армування.

Відстань від центра ваги перерізу розтягнутої арматури до сили N :

$$e = e_l + 0,5 h - a,$$

$$e = 0,065 + 0,5 \cdot 1,3 - 0,04 = 0,675 \text{ м.}$$

$$A_S = A'_S = \frac{f_{cd} * b * d_s * \varphi_n - \bar{\varphi}_n (1 - 0,5 \varphi_n)}{f_{yd} (1 - \delta)},$$

$$\varphi_n = \frac{935,85}{8,5 * 10^3 * 1,1 * 1,26} = 0,079,$$

$$\varphi_n = \frac{935,85 * 0,675}{8,5 * 10^3 * 1,1 * 1,26^2} = 0,043,$$

$$A_S = A'_S = \frac{8,5 * 1,1 * 1,26}{225} * \frac{0,043 - 0,079 * (1 - 0,5 * 0,043)}{1 - 0,032} < 0$$

Відповідно до конструктивних вимог:

$$A_S = A'_S = 0,0005 * b * d_s = 0,0005 * 110 * 126 = 6,93 \text{ см}^2$$

Прийнято з кожного боку підколонника 4 $\emptyset 16$ А300с, $A_S = 8,04 \text{ см}^2$.

Поперечне армування підколонника визначаємо за розрахунком на момент від діючих зусиль відносно осі, яка проходить через точку повороту колони.

Перевіряємо умову:

$$0,5 h_c = 0,5 * 0,6 = 0,3 \text{ м} > e_1 = 0,065 < \frac{h_c}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ м}.$$

Умова не виконується, в цьому випадку хомути ставимо конструктивно. Конструктивно приймаємо для сіток стакану діаметр арматури $\emptyset 6$ А240с, $A_S = 0,283 \text{ см}^2$.

5 РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЇ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

5.1 Технологічна карта на монтаж будівельних конструкцій

5.1.1 Вихідні дані

Потрібно розробити технологічну карту на монтаж залізобетонних конструкцій промислової чотирьохповерхової споруди. Будівля, що проектується, складається із однієї ділянки розміром – 60×24 м.

5.1.2 Визначення обсягів монтажних робіт

На основі об'ємно-планувальних рішень будівлі, користуючись каталогами та довідниками визначаємо кількість елементів по маркам та їх масу.

Отримані результати заносимо до табл. 5.1.

Основні монтажні процеси, які пов'язані з встановленням усіх елементів несучих та огорожуючих конструкцій в проектне положення, супроводжуються допоміжними процесами, які включають: замонолічування стиків залізобетонних конструкцій, електрозварювання монтажних стиків та герметизацію із розшивкою швів.

Визначені обсяги робіт заносимо до табл. 5.2.

Технологічний процес монтажу будівельних конструкцій є комплексним процесом, який складається з простих процесів і операцій, результатом виконання яких є готовий каркас будівлі або окрема частина будівлі чи споруди. Складові технологічного процесу монтажу розділяють на транспортні, підготовчі, монтажні процеси.

Роботи по установці конструкцій в проектне положення: основні монтажні роботи, роботи по закріпленню їх у цьому положенні, супутні монтажні роботи.

5.1.3 Вибір монтажних пристроїв

Монтажні пристосування повинні сприяти скороченню ручних операцій в монтажному процесі та підвищенню ефективності використання монтажних кранів.

При монтажі будівельних конструкцій використовують вантажозахватні пристрої (траверси, стропи) для підйому збірних елементів; монтажні пристосування для вивірювання і тимчасового закріплення конструкцій; різноманітне монтажне оснащення, яке забезпечує зручну і безпечну працю монтажників на висоті.

Вибір монтажних пристроїв виконуємо для кожного конструктивного елементу будівлі, враховуючи, що кількість пристроїв повинна бути мінімальною.

Таблиця 6.1 – Специфікація елементів залізобетонних конструкцій

Назва елементів з/б конструкцій	Розміри елементу, см			Об'єм од-ного еле-менту, м ³	Маса од-ного еле-менту, т	Кількість елемен-тів, шт.		Об'єм елементів на всю будівлю, т	Маса елементів на всю будівлю, м ³	Примітки
	Довжина	Ширина або висо-та	Товщина			На 1 поверх	На всю будівлю			
Колона крайнього ряду нижніх пове-рхів К17а-1	1122,5	40	60	2,55	6,6		25	63,75	165	
Колона середнього ряду нижніх пове-рхів К18а-1	1122,5	40	60	2,56	6,8		37	94,72	251,6	
Колона крайнього ряду верхніх пове-рхів К79-1-5	587,5	40	40	0,93	3,4		4	3,72	13,6	
Колона середнього ряду верхніх по-верхів К80-2	587,5	40	40	0,94	3,6		24	22,56	86,4	
Колона крайнього ряду верхніх пове-рхів К11а-1	267,5	40	40	0,42	1,6		21	8,82	33,6	
Колона середнього ряду верхніх по-верхів К12а-1	267,5	40	40	0,43	1,8		13	5,59	23,4	
Ригель крайнього прогону ИБ1-1	600	80	40	1,5	4,0	28	84	126,0	336,0	
Ригель середнього прогону ИБ2-24	600	80	40	1,68	4,2	25	75	126,0	315,0	
Ригель крайнього прогону Р40-26	300	80	40	0,33	0,83	6	18	5,94	14,94	
Балка Б48-1	600	60	40	0,72	1,8		17	12,24	30,6	
Плита перекриття рядова ППЗ-2АІVт	600	150	30	0,52	2,2	150	492	255,84	1082,4	
Плита перекриття крайня ПП7-2АШт	600	75	30	0,35	1,5	26	98	34,3	147,0	
Сходинокві марші ЛМ-1	577	115	6	0,92	2,29	3	9	8,28	20,61	
Панель стінова ПС-1	600	88	20	1,05	1,7		79	82,95	134,3	
Панель стінова ПС-2	600	118	20	1,41	2,0		26	36,66	52,0	
Панель стінова ПС-3	600	178	20	2,13	3,0		34	72,42	102,0	

Таблиця 5.2 – Відомість обсягів основних та допоміжних робіт

Назва конструктивних елементів, процесів	Одиниці виміру	Обсяги робіт на		Примітки
		один поверх	всю будівлю	
Монтаж колон вагою до 8т в стакан фундаменту	шт.		62	
Замонолічування стиків колон із фундаментом	стик		62	
Монтаж колон вагою до 4т	шт.		28	
Монтаж колон вагою до 2т	шт.		34	
Зварювання арматурних випусків колон	м.п.		93	$l_{ш} = 1,5$ м.п.
Замонолічування стиків двох колон	стик		62	
Зварювання елементів колон із металевими в'язями	м.п.	16	38,4	$l_{ш} = 3,2$ м.п.
Монтаж ригелів вагою до 1т	шт.	6	18	
Монтаж ригелів вагою до 5т	шт.	53	159	
Монтаж балок вагою до 2т	шт.		17	
Електрозварювання закладних елементів колони та ригелів	м.п.	70,8	212,4	$l_{ш} = 1,2$ м.п.
Електрозварювання закладних елементів колони та балки	м.п.		20,4	$l_{ш} = 1,2$ м.п.
Монтаж плит перекриття площею до 5м ²	шт.	26	98	
площею до 10м ²		150	492	
Зварювання закладних елементів плит і ригелів	м.п.	52,8	177	$l_{ш} = 0,3$ м.п.
Заливка швів плит покриття цементним розчином	м.п.	1300,5	4351,5	
Монтаж сходової клітки	шт.	3	9	
Монтаж стінових панелей площею до 10м ²	шт.		139	
Зварювання закладних елементів колони і стінових панелей	м.п.		88,96	$l_{ш} = 0,64$ м.п.
Герметизація швів між панелями	м.п.		988,4	
Конопатка, зачеканка і розшив-ка швів між панелями	м.п.		988,4	

5.1.4 Вибір методу монтажу

Монтаж залізобетонних конструкцій багатоповерхових промислових споруд здійснюється окремими конструктивними елементами, тобто поелементно. Цей метод передбачає збирання конструкцій в проектному положенні із окремих складаючих елементів. Тобто за один підйом виконується підймання одного елемента та встановлення його в проектне положення.

В залежності від організації подачі елементів конструкцій до місця встановлення, різняться методи попередньої розкладки елементів біля місць монтажу, тобто, в зоні дії монтажного крану, та монтаж з транспортних засобів, тобто «з колес». Монтаж будівельних конструкцій буде здійснюватися методом монтажу «з попередньою розкладкою елементів».

В залежності від послідовності встановлення конструктивних елементів, монтаж ведуть диференційованим, комплексним та комбінованим методами монтажу. При диференційованому методі однотипні конструктивні елементи монтують самостійними потоками. Цим методом монтуємо: колони, ригеля, плити перекриття, стінові панелі. При комплексному методі монтаж, вивірювання та закріплення всіх конструкцій проводять в першому потоці, в межах однієї чарунки будівлі, що утворює жорстку монтажну стійкість. Цей метод застосовуємо при монтажі елементів покриття. Комбінований метод монтажу передбачає сполучення елементів перших двох методів, тобто: диференційним методом монтуємо – колони, стінові панелі.

Технологічна послідовність встановлення конструктивних елементів: після вивірки рівня стаканів фундаментів монтуємо колони каркасу, потім на змонтовані колони ригелі і плит перекриття. Після виконання цих робіт проводимо монтаж плит покриття. Після монтажу плит покриття проводимо монтаж стінових панелей.

5.1.5 Визначення монтажних характеристик елементів

До основних монтажних характеристик елементів конструкцій відносять: монтажну вагу, монтажну висоту та необхідний виліт стріли крану.

Монтажну вагу визначають за формулою:

$$Q_m = Q_e + q_{np};$$

де Q_e – вага елемента, т;

q_{np} - вага монтажного пристосування, т.

Монтажну вагу визначаємо для найбільш характерного конструктивного елемента кожної групи:

- колона: $Q_m = 6,8 + 0,18 = 6,98$ т;
- ригель: $Q_m = 4,2 + 0,22 = 4,42$ т;
- стінова панель: $Q_m = 3 + 0,01 = 3,01$ т;
- плита покриття (перекриття): $Q_m = 2,2 + 0,4 = 2,6$ т.

Монтажну висоту визначаємо за формулою:

$$H_K = h_n + h_k + h_{\text{єз}};$$

$h_n = 0,5$ м – запас по висоті, необхідний з умов техніки безпеки, м;

h_k – висота елемента в монтажному положенні, м;

$h_{\text{єз}}$ – висота монтажного пристосування, м.

- колони: $H_K = 0,5 + 14,8 + 1 = 16,3$ м ;
- ригеля: $H_P = 0,5 + 0,8 + 19,2 + 9,3 = 29,8$ м ;
- стінової панелі: $H_{СП} = 0,5 + 18,9 + 2 = 21,4$ м ;
- плити покриття: $H_{ПП} = 0,5 + 19,45 + 0,3 = 20,25$ м.

Необхідний виліт стріли крану визначаємо за формулою:

$$L_k = b_1 + b + a/2;$$

де a – ширина кранової колії, м;

b_1 – ширина будівлі від грані крана до центральної осі, м;

b – ширина від грані будівлі до осі головки кранової рейки, м;

$$L_K = 24 + 5 + 8/2 = 33 \text{ м.}$$

Необхідний виліт стріли крана повинен бути не менше 33м, тому що

ширина будівлі 24м. Максимальний виліт стріли потрібен при монтажі стінових панелей які знаходяться на протилежному боці будівлі (відносно стоянки крану).

5.1.6 Вибір комплектів кранів за технічними параметрами

Порівнюючи монтажні характеристики елементів конструкцій з робочими параметрами монтажних кранів вибираємо крани для монтажу конструкцій каркасу. По знайденим монтажним характеристикам вибирають кран для монтажу.

Для багатоповерхової промислової споруди використовуємо баштові крани.

За розрахунковими мінімально потрібними параметрами монтажних кранів, використовуючи технічні параметри існуючих кранів, вибирають крани, технічні параметри яких найбільш близькі до потрібних розрахунків.

Всі отримані дані заносимо до табл. 5.3.

5.1.7 Складання таблиці технологічних розрахунків

Таблиця технологічних розрахунків являється основним документом для складання графіку виконання монтажних робіт та визначення строків виконання монтажних робіт.

Таблиця технологічних розрахунків складається на основі калькуляції трудових витрат.

Технологічні розрахунки приведені в табл. 5.4.

Таблиця 6.4 – Технологічні розрахунки

Назва робіт	Одиниці виміру	Обсяг робіт на один поверх	Трудоємність робіт, люд-дні / маш-зміни			Склад бригади		Трива-лість, днів	Кількість змін за добу
			Об'єм на один поверх	Прийнята	Професія і розряд	Кількість			
							Нормативна		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
1. Монтаж колон вагою до 8т в стакан фундаменту	шт.	62	$\frac{45,37}{9,07}$	$\frac{45}{9}$	Монтажник конструкцій 5р 4р 3р 2р Машиніст крану 6р	1 1 2 1 1	9	2	
2. Замонолічування колони в стакані фундаменту	СТИК	62	$\frac{6,12}{-}$	$\frac{6}{-}$	Монтажник конструкцій 4р 3р	1 1	3	1	
3. Зварювання металевих в'язей 1-го поверху	10 м.п.	1,6	$\frac{0,12}{-}$	$\frac{1}{-}$	Електрозварник 5р	1	1	1	
4. Монтаж ригелів першого поверху - вагою до 1т - вагою до 5т	шт.	6	$\frac{0,73}{0,15}$	$\frac{5}{1}$	Монтажник конструкцій 5р 4р 3р 2р Машиніст крану 6р	1 1 2 1 1	1	2	
5. Зварювання закладних елементів ригеля та колони	10 м.п.	7,08	$\frac{0,53}{-}$	$\frac{1}{-}$	Електрозварник 5р	1	1	1	
6. Монтаж сходинкових клітин першого поверху	шт.	3	$\frac{1,02}{0,26}$	$\frac{4}{1}$	Монтажник конструкцій 4р 3р 2р Машиніст крану 6р	2 1 1 1	1	2	
7. Монтаж плит перекриття першого поверху площею до 5м ²	шт.	26	$\frac{1,78}{0,44}$	$\frac{4}{1}$	Монтажник конструкцій 4р 3р 2р Машиніст крану 6р	1 2 1 1	1	2	
8. Монтаж плит перекриття першого поверху площею до 10м ²	шт.	150	$\frac{13,17}{3,29}$	$\frac{12}{3}$	Монтажник конструкцій 4 3р 2р Машиніст крану 6р	1 2 1 1	3	2	
9. Зварювання закладних елементів плит та ригелів	10 м.п.	5,28	$\frac{0,39}{-}$	$\frac{1}{-}$	Електрозварник 5р	1	1	1	

Продовження табл. 6.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9
10. Замонолічування швів між плитами перекриття першого поверху	100 м.п.	13,005	$\frac{10,15}{-}$	$\frac{10}{-}$	Монтажник конетрукцій 4р 3р	1 1	5	1
11. Монтаж колон вагою до 4т	ШТ.	28	$\frac{18,78}{3,76}$	$\frac{15}{3}$	Монтажник конетрукцій 5р 4р	1 1	3	2
12. Монтаж колон вагою до 2т		34	$\frac{16,17}{3,23}$	$\frac{15}{3}$	3р 2р Машиніст крану 6р	2 1 1	3	
13. Зварювання арматурних випусків колон	10 м.п.	9,3	$\frac{0,69}{-}$	$\frac{1}{-}$	Електрозварник 5р	1	1	1
14. Замонолічування стиків колон	СТИК	62	$\frac{6,12}{-}$	$\frac{6}{-}$	Монтажник конетрукцій 4р 3р	1 1	3	1
15. Зварювання металевих в'язей 2-го поверху	10 м.п.	1,6	$\frac{0,12}{-}$	$\frac{1}{-}$	Електрозварник 5р	1	1	1
16. Монтаж ригелів 2-ого поверху - вагою до 1т - вагою до 5т	ШТ.	6	$\frac{0,73}{0,15}$	$\frac{5}{1}$	Монтажник конетрукцій 5р 4р	1 1	1	2
		53	$\frac{15,51}{3,10}$	$\frac{15}{3}$	3р 2р Машиніст крану 6р	2 1 1	3	
17. Зварювання закладних елементів ригеля та колони	10 м.п.	7,08	$\frac{0,53}{-}$	$\frac{1}{-}$	Електрозварник 5р	1	1	1
18. Монтаж сходиноквих клітин 2-ого поверху	ШТ.	3	$\frac{1,02}{0,26}$	$\frac{4}{1}$	Монтажник конетрукцій 4р 3р 2р	2 1 1	1	2
		26	$\frac{1,78}{0,44}$	$\frac{4}{1}$	Машиніст крану 6р Монтажник конетрукцій 4р 3р 2р	1 2 1 1	1	2
19. Монтаж плит перекриття 2-ого поверху площею до 5м ²	ШТ.	150	$\frac{13,17}{3,29}$	$\frac{12}{3}$	Машиніст крану 6р Монтажник конетрукцій 4 3р 2р	1 2 1 1	3	2
20. Монтаж плит перекриття 2-ого поверху площею до 10м ²	ШТ.	5,28	$\frac{0,39}{-}$	$\frac{1}{-}$	Машиніст крану 6р Електрозварник 5р	1 1	1	1

Продовження табл. 6.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9
22. Замонолічування швів між плитами перекриття 2-го поверху	100 м.п.	13,005	$\frac{10,15}{-}$	$\frac{10}{-}$	Монтажник конструкцій 4р 3р	1 1	5	1
23. Зварювання металевих в'язей 3-го поверху	10 м.п.	0,64	$\frac{0,05}{-}$	$\frac{1}{-}$	Електрозварник 5р	1	1	1
24. Монтаж ригелів 3-ого поверху - вагою до 1т - вагою до 5т	ШТ.	6	$\frac{0,73}{0,15}$	$\frac{5}{1}$	Монтажник конструкцій 5р 4р 3р 2р	1 1 2 1	1	2
		53	$\frac{15,51}{3,10}$	$\frac{15}{3}$		Машиніст крану 6р	1	
25. Зварювання закладних елементів ригеля та колони	10 м.п.	7,08	$\frac{0,53}{-}$	$\frac{1}{-}$	Електрозварник 5р	1	1	1
26. Монтаж сходових клітин 3-ого поверху	ШТ.	3	$\frac{1,02}{0,26}$	$\frac{4}{1}$	Монтажник конструкцій 4р 3р 2р	2 1 1	1	2
						Машиніст крану 6р	1	
27. Монтаж плит перекриття 3-ого поверху площею до 5м ²	ШТ.	26	$\frac{1,78}{0,44}$	$\frac{4}{1}$	Монтажник конструкцій 4р 3р 2р	1 2 1	1	2
						Машиніст крану 6р	1	
28. Монтаж плит перекриття 3-ого поверху площею до 10м ²	ШТ.	150	$\frac{13,17}{3,29}$	$\frac{12}{3}$	Монтажник конструкцій 4 3р 2р	1 2 1	3	2
						Машиніст крану 6р	1	
29. Зварювання закладних елементів плит та ригелів	10 м.п.	5,28	$\frac{0,39}{-}$	$\frac{1}{-}$	Електрозварник 5р	1	1	1
30. Замонолічування швів між плитами перекриття 3-го поверху	100 м.п.	13,005	$\frac{10,15}{-}$	$\frac{10}{-}$	Монтажник конструкцій 4р 3р	1 1	5	1
						1	1	
31. Монтаж балок 4-ого поверху вагою до 2т	ШТ.	17	$\frac{2,61}{0,52}$	$\frac{5}{1}$	Монтажник конструкцій 5р 4р 3р 2р	1 1 2 1	1	2
						1	1	
32. Зварювання закладних елементів балки та колони	10 м.п.	2,04	$\frac{0,16}{-}$	$\frac{1}{-}$	Електрозварник 5р	1	1	1

Продовження табл. 6.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9
33. Монтаж плит перекриття 4-ого поверху площею до 5м ²	шт.	20	$\frac{1,43}{0,36}$	$\frac{4}{1}$	Монтажник конструкцій 4р 3р 2р	1 2 1	1	2
34. Монтаж плит перекриття 4-ого поверху площею до 10м ²	шт.	42	$\frac{3,87}{0,97}$	$\frac{4}{1}$	Машиніст крану 6р Монтажник конструкцій 4р 3р 2р	1 2 1	1	2
35. Зварювання закладних елементів плит та балок	10 м.п.	1,86	$\frac{0,15}{-}$	$\frac{1}{-}$	Машиніст крану 6р Електрозварник 5р	1 1	1	1
36. Замонтування швів між плитами перекриття 4-го поверху	100 м.п.	4,50	$\frac{3,69}{-}$	$\frac{2}{-}$	Монтажник конструкцій 4р 3р	1 1	1	1
37. Монтаж стінових панелей площею до 10 м ²	шт.	139	$\frac{50,85}{12,71}$	$\frac{48}{12}$	Монтажник конструкцій 4р 3р 2р	1 2 1	12	2
38. Зварювання стінових панелей	10 м.п.	8,896	$\frac{0,66}{-}$	$\frac{1}{-}$	Машиніст крану 6р Електрозварник 5р	1 1	1	1
39. Заливка швів панелей стін	100 м.п.	9,884	$\frac{14,46}{-}$	$\frac{14}{-}$	Монтажник конструкцій 4р 3р	1 1	7	1
40. Герметизація швів панелей стін	10 м.п.	98,84	$\frac{15,67}{-}$	$\frac{14}{-}$	Монтажник конструкцій 4р 3р	1 1	7	1
41. Розшивка швів панелей стін	10 м.п.	98,84	$\frac{18,08}{-}$	$\frac{18}{-}$	Монтажник конструкцій 4р 3р	1 1	9	1
Σ			$\frac{335,01}{52,34}$	$\frac{359}{59}$	Σ		115	

5.1.8 Визначення кількості кранів у комплекті

Кількість кранів у комплекті визначається за формулою:

$$n = \frac{T_n}{k_m * T_3},$$

де T_n – нормативна тривалість роботи кранів, приймається по табл. 5.4, маш.-зміни,

T_3 – заданий термін будівництва будівлі, $T_3 = 36$ місяців (термін будівництва в місяцях переводиться в зміни з урахуванням двозмінної роботи);

$K_m = 0,20 - 0,25$ – коефіцієнт, що враховує частку монтажу від загального терміну будівництва.

$$n = \frac{52,34}{0,25 * 36 * 22 * 2} = 0,13.$$

Для монтажу конструкцій приймаємо 1 баштовий кран.

5.1.9 Визначення техніко-економічних варіантів монтажу

До техніко-економічних показників, за якими проводять порівняння варіантів монтажу відносять:

- трудомісткість монтажу 1 м³ конструкцій в чол.-год.;
- тривалість монтажу (зайнятість кранів) в змінах.

Трудомісткість монтажу 1 м³ конструкції визначаємо за формулою:

$$Q_o = \frac{Q_p + \sum_{i=1}^n (Q_m^i + Q_{m.d.}^i + Q_{п}^i + Q_d^i)}{V},$$

де Q_p – витрати праці робочих (монтажників, арматурників, бетонників, тощо), які виконують роботи за допомогою крану, чол.-год.;

Q_m^i – витрати праці машиністів і робочих, які обслуговують крани, чол.-год.;

$$Q_m^i = m^i T_n,$$

де m^i – кількість робочих, що обслуговують крани;

T_n – кількість годин роботи кожної машини;

$Q_{мд}^i$ – витрати праці на монтаж і демонтаж кранів, чол.-год.;

Q_n^i – витрати праці на влаштування підкранових шляхів, чол.-год.;

Q_o^i – витрати праці на доставку кранів на об'єкт, чол.-год.;

Для зручності розрахунків вихідні дані зводимо до табл. 5.5.

Таблиця 5.5 – Розрахунок трудомісткості монтажу 1 м³ конструкцій

Марка крану	Витрати праці робітників, які виконують роботи за допомогою кранів, чол.-год	Витрати праці машиністів і робітників, які обслуговують крани, чол.-год	Витрати праці на монтаж і демонтаж кранів, чол.-год	Витрати праці на влаштування підкранових шляхів, чол.-год	Витрати праці на доставку кранів на об'єкт, чол.-год
КБ-503	2747,3	429,3	480	129	46
КБ-106	2747,3	429,3	480	129	46

КБ-503

Трудомісткість монтажу 1 м³ конструкцій:

$$q = \frac{2747,3 + 429,3 + 480 + 129 + 46}{960} = 3,99 \text{ чол.-год/ м}^3.$$

КБ-106

Трудомісткість монтажу 1 м³ конструкцій:

$$q = \frac{2747,3 + 429,3 + 480 + 129 + 46}{960} = 3,99 \text{ чол.-год/ м}^3.$$

Тривалість роботи (зайнятість кранів) визначаємо за формулою:

$$T = T_n + \sum_{i=1}^n T_{мд}^i$$

де T_n – затрати машинного часу в змінах, приймається за таблицею технологічних розрахунків (табл. 6.4);

$T_{мд}^i = 2$ зміни – тривалість монтажу та демонтажу кранів.

Для кранів КБ-503 і КБ-106 тривалість монтажу або зайнятості крану:

$$T = 59 + 2 = 61 \text{ зм.}$$

Отримані техніко-економічні показники заносяться до табл. 5.6.

Таблиця 5.6 – Техніко-економічні показники варіантів монтажу

Назва показників	Одиниці виміру	Марка крану	
		КБ-503	КБ-106
1. Трудомісткість монтажу 1 м ³ конструкцій	чол.-год/ м ³	3,99	3,99
2. Тривалість монтажу або зайнятості крану	змін	61	61

Порівнюючи техніко-економічні показники приймаємо 1 варіант як більш економічно доцільніший, тобто кран КБ-503.

5.1.10 Вибір транспортних засобів

Вибір транспортних засобів для доставки конструкцій на будівельний майданчик при монтажі «з колес» полягає в підборі спеціалізованих автопоїздів (панелевозів) виходячи з розмірів конструкцій, що перевозяться і максимального використання вантажопідйомності транспортних засобів, габаритних розмірів. Монтаж будівельних конструкцій здійснюється методом монтажу «з попередньою розкладкою елементів». Результати зводимо в табл. 6.7.

Коефіцієнт використання вантажопідйомності транспортних засобів:

$$k = \frac{q}{Q}$$

Перевантаження транспортного засобу дозволена не більше як на 10% його проектної вантажопідйомності. Кількість необхідних транспортних засобів визначається за формулою:

$$N = \frac{T_u}{t_b},$$

де T_u – тривалість повного транспортного циклу;

t_m – час затримки машини на будівельному майданчику.

$$T_u = t_n + t_n + t_m$$

де t_n – час на навантаження транспортного засобу (1 елемент – 10 хв.);

t_n – час на доставку конструкційних елементів на майданчик;

t_m – час затримки транспортного засобу на будівельному майданчику.

Час на доставку конструкційних елементів на майданчик:

$$t_n = \frac{120L}{v}$$

де L – дальність перевезення;

v – середня швидкість руху транспортного засобу (25-30км/год).

Час затримки транспортного засобу на будівельному майданчику:

$$t_m = (a-1)t_k + t_p$$

де a – кількість елементів, які доставляються транспортним засобом;

t_k – нормативна тривалість монтажу одного елемента;

t_p – тривалість розвантаження останнього елемента (10хв).

Знаходимо час на доставку елементів на будівельний майданчик:

$$t_n = \frac{120 \cdot 9}{30} = 36 \text{ хв.}$$

Таблиця 5.7 – Підбір комплекту машин

№ п/п	Елементи	Вага елемента, т	Тип і марка машини	Вантажо- під'ємність, т	Кількість елементів, що перевозяться	Коефіцієнт використання транспортних засобів
1	2	3	4	5	6	7
1	Колони: K17a-1	6,6	УПР-1212 КамАЗ-1212	14	2	0,94
	K18a-1	6,8			2	0,97
	K79-1-5	3,4			4	0,97
	K80-2	3,6			3	0,77
	K11a-1	1,6	УПЛ-0906	9	5	0,89
	K12a-1	1,8			5	1,0

			ЗІЛ-130В			
2	Ригелі: ИБ1-1	4,0	УПЛ-0906 ЗІЛ-130В	9	2	0,89
	ИБ2-24	4,2			2	0,93
	Р40-26	0,83			10	0,92

Продовження табл. 6.7

1	2	3	4	5	6	7
3	Плити перекриття: ІПЗ-2АІVт	2,2	УПЛ-0906 ЗІЛ-130В	9	4	0,98
	ІП7-2АІІт	1,5			6	1,0
4	Панель стінова: ПС-1	1,7	УПП-1207 МАЗ-504А	12	7	0,99
	ПС-2	2,0			6	1,0
	ПС-3	3,0			4	1,0
5	Сходові марші ЛМ-1	2,29	УПЛ-0906 ЗІЛ-130В	9	3	0,76

Знаходимо час затримки транспортного засобу на будмайданчику:

- для колон: $t_m = (2-1) \cdot 1,2 \cdot 60 + 36 = 148$ хв,
- для плит покриття та перекриття: $t_m = (4 - 1) \cdot 0,18 \cdot 60 + 36 = 68,4$ хв,
- для стінової панелі: $t_m = (7 - 1) \cdot 0,75 \cdot 60 + 36 = 306$ хв,
- для ригелів: $t_m = (2 - 1) \cdot 0,48 \cdot 60 + 36 = 64,8$ хв,
- для сходових маршів та клітин: $t_m = (3 - 1) \cdot 0,7 \cdot 60 + 36 = 120$ хв.

Тривалість повного транспортного циклу:

- для колон: $T_u = 148 + 36 + 10 = 194$ хв,
- для плит покриття та перекриття: $T_u = 68,4 + 36 + 10 = 114,4$ хв,
- для стінової панелі: $T_u = 306 + 36 + 10 = 352$ хв,
- для ригелів: $T_u = 64,8 + 36 + 10 = 110,8$ хв,
- для сходових маршів та клітин: $T_u = 120 + 36 + 10 = 168$ хв.

Кількість необхідних транспортних засобів:

- для колон: $N = 194/148 = 1,31$;
приймаємо 1 машину,
- для плит покриття та перекриття: $N = 114,4/68,4 = 1,67$;
приймаємо 2 машини,
- для стінових панелей: $N = 352/306 = 1,15$;
приймаємо 1 машину,
- для ригелів: $N = 110,8/64,8 = 1,72$;

приймаємо 2 машини,

- для сходових маршів та клітин: $N = 168/120 = 1,4$;

приймаємо 1 машину.

ТЕП технологічної карти

1. Тривалість монтажу	115 зм.
2. Обсяг монтажних робіт	959,79 м ³ .
3. Трудомісткість	359 чол.-дн.
4. Середня продуктивність монтажників	2,67 м ³ /чол.-дн.
5. Тривалість роботи кранів	61 маш.-зм.
6. Середня продуктивність кранів	15,73 м ³ / маш.-зм.

Заходи з техніки безпеки проведення монтажних робіт

1. При виконанні робіт додержуватись вимог ДБН А.3.2-2:2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві»

2. На ділянках, де виконуються монтажні роботи забороняється знаходження сторонніх осіб та проведення інших робіт.

3. Забороняється підйом збірних залізобетонних конструкцій, що не мають монтажних петель, або маркування.

4. На будівельному майданчику встановити знаки безпеки.

5. Усі монтажні пристосування повинні бути заводського виготовлення, випробувані та мати акт випробувань.

6. При монтажі захватні пристосування знімати тільки після остаточного встановлення і закріплення конструкцій в проектному положенні.

7. Монтажники повинні бути навчені правилам монтажних робіт та атестовані.

8. В кожній бригаді повинен бути навчений та атестований стропувальник.

9. Крановщик виконує вказівки лише стропувальника.

10. Монтажники повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту (монтажний пасок, каска) та відповідним спецодягом.

11. Монтажні пояси повинні бути випробувані та мати бірку з датою останнього випробування.

6 РОЗДІЛ ОРГАНІЗАЦІЇ БУДІВНИЦТВА

6.1 Складання сіткового графіку

6.1.1 Нормативна тривалість будівництва

Згідно ДСТУ Б А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів» визначені такі норми тривалості будівництва:

- загальна тривалість будівництва – 240 днів,
- підготовчий період – 2 місяці,
- монтаж обладнання – 1 місяць.

6.1.2 Методи виконання основних робіт по комплексам

Підземні роботи

Роботи цього циклу виконуються організацією БМУ-28. В склад робіт підземного циклу включаємо роботи в такій послідовності:

- розробка ґрунту бульдозером ДЗ-42,
- розробка котловану екскаватором ЭО-3111А,
- зрізання недобору ґрунту бульдозером ДЗ-42,
- влаштування монолітних фундаментів,
- монтаж фундаментних балок,
- зворотна засипка траншей бульдозером ДЗ-42.

Для завезення на об'єкт фундаментів і фундаментних балок використовується бортова автомашина, а для завезення ґрунту для зворотної засипки автосамоскид.

Усі механізовані процеси виконуються у дві зміни, а ручні в одну.

Всі роботи виконуються спеціалізованим потоком спеціалізованими бригадами.

При монтажі фундаментів задіяна бригада монтажників. Монолітні фундаменти зводимо безпосередньо на будівельному майданчику встановлюючи арматуру і вкладаючи бетонну суміш в опалубку.

Влаштування бетонної основи під підлогу

Ці роботи виконуємо після зворотньої засипки та влаштування вводів.

Роботи цього циклу виконуються БУМ-28 і включають:

- ущільнення ґрунту щебнем;
- влаштування обмазочної гідроізоляції;
- влаштування підстиляючого шару із бетону.

Роботи виконуються в одну зміну потоковим методом спеціалізованою бригадою бетонувальників.

Пісок та щебінь для ущільнення доставляється автосамоскидами з кар'єра, що знаходиться на відстані 15 км.

Такі матеріали, як бетон, бітумна мастика, завозяться бортовими автомашинами з бази УВТК, яка знаходиться на відстані 5 км.

Монтаж конструкцій каркасу

Роботи цього періоду ведуться потоковим методом в такій послідовності:

- монтаж колон;
- монтаж ригелів та плит перекриття (плит покриття);
- монтаж конструкцій огороження (стінові панелі, віконні блоки, рами воріт).

Монтаж колон

Роботи виконуються після закінчення влаштування бетонної основи під підлогу і ведуться потоковим методом.

Монтаж колон ведеться з попередньою розкладкою конструкцій біля місць монтажу. Монтаж ведеться баштовим краном.

Монтаж ведеться комплексною бригадою робітників, яка складається з монтажників і електрозварювальників.

Конструкції доставляються на будівельний майданчик автомобільним транспортом з бази УВТК що знаходиться на відстані 9 км від будівельного майданчику.

Роботи по монтажу колон ведемо в 2 зміни.

Монтаж елементів покриття та перекриття

Роботи виконуються після закінчення монтажу колон і ведуться поточковим методом.

Монтаж ригелів ведеться з попередньою розкладкою конструкцій біля місць монтажу. Монтаж ведеться баштовим краном. Монтаж ведеться за допомогою комплексної бригади робітників, яка складається з монтажників і електрозварювальників.

Конструкції доставляються на будівельний майданчик автомобільним транспортом з бази УВТК що знаходиться на відстані 9 км від будівельного майданчику.

Роботи по монтажу елементів покриття та перекриття ведемо в 2 зміни.

Монтаж огорожуючих конструкцій

Монтаж огорожуючих конструкцій ведеться поточковим методом і складається з таких видів робіт:

- монтаж збірних з/б панелей стін,
- монтаж віконних блоків,
- монтаж залізобетонної рами воріт.

На цих роботах задіяні кран та комплексна бригада монтажників і електрозварювальників.

Монтаж конструкцій ведеться з попередньою розкладкою конструкцій біля місць монтажу.

Монтаж віконних блоків ведеться одночасно із монтажем стінових панелей.

Влаштування покрівлі

Покрівлю влаштовуємо з рулонних матеріалів, які надходять на будіве-

льний майданчик автомобільним транспортом з бази УВТК що знаходиться на відстані 9 км від будівельного майданчику.

Роботи проводимо потоковим методом після монтажу конструкцій каркасу.

Потік складається з наступних робіт:

- влаштування пароізоляції,
- влаштування утеплювачу,
- влаштування цементної стяжки,
- влаштування рулонної в 2 шари покрівлі з акваізола.

Роботи ведуться спеціалізованою бригадою покрівельників. Роботи проводимо в 1зміню.

Влаштування підлоги

Роботи по влаштуванню підлоги виконуються після опоряджувальних робіт в середині приміщення.

Підлоги влаштовуємо по влаштованій підготовці. Роботи ведемо потоковим методом. Роботи ведуться спеціалізованою бригадою бетонувальників, роботи проводимо в 1зміню.

Матеріали для влаштування підлоги надходять на будівельний майданчик автомобільним транспортом з бази УВТК що знаходиться на відстані 9 км від будівельного майданчику.

Опоряджувальні роботи

Опоряджувальні роботи і включають в себе:

- подвійне застелення віконних блоків,
- оштукатурення стін та стелі,
- фарбування поверхні в середині приміщення вапном,
- фарбування масляними фарбами столярних виробів,
- фарбування масляними фарбами металевих в'язей,
- оштукатурення фасаду,
- влаштування вимощення.

Роботи проводимо потоковим методом. Роботи проводяться комплексною бригадою, до складу якої входить бригада малярів, бригада склярів та бригада бетонників.

Роботи проводимо в одну зміну.

Скло, вапно та масляна фарба доставляються на об'єкт з бази УВТК, що знаходиться на відстані 9 км, автотранспортом та зберігається на приоб'єктовому складі. Пісок та щебінь для вимощення доставляється автосамоскидами з кар'єра, що знаходиться на відстані 15 км, а асфальт із асфальтного заводу.

6.1.3 Відомість підрахунків об'ємів робіт по об'єкту

Таблиця 6.1 – Відомість підрахунків об'ємів робіт по об'єкту

N п/п	Найменування робіт і формула для підрахунку	Од. вим.	Кількість	
			загальна	на 1 пов.
1	2	3	4	5
	Роботи підготовчого періоду			
1	Планування майданчика: $110 \cdot 80 + 70,5 \cdot 30$	м ²	10915	
2	Влаштування тимчасових будівель та споруд: душової на 2 рожка, душової на 4 рожка, уборної на 2 очка, навісу відкритого з усіх сторін	шт. шт. шт. м ²	1 1 2 100	
3	Влаштування тимчасового водопроводу труби Ø 100 мм: $2 \cdot (72 + 30) + 50$ труби Ø 1"	м	254 100	
4	Влаштування тимчасової каналізації від душових і вагончиків	м	100	
5	Влаштування тимчасових доріг шириною 6м $110 + 75 + 100 + 70$	м	355	
6	Влаштування тимчасового електроосвітлення з алюмінієвого проводу з 2-х дротів: з 4-х жильного кабеля:	м	500 100	
7	Влаштування слабострумних мереж: – телефон – радіо	м	150 150	
8	Влаштування тимчасового огороження будмайдан-			

	чика: $2 \cdot (80 + 140) \cdot 3$	m^2	1320	
1	2	3	4	5
Підземні роботи				
9	Розробка ґрунту бульдозером	m^3	609	
10	Розробка ґрунту екскаватором	m^3	5541	
11	Зрізання недобору ґрунту механізованим способом	m^3	373	
12	Влаштування монолітних з/б фундаментів об'ємом $4,49 m^3$: $4,49 \cdot 62$	m^3	278,38	
13	Монтаж фундаментних балок довжиною до 6м	шт.	25	
14	Зворотна засипка котловану з пошаровим ущільненням механізованим способом $5541-278,38-62 \cdot 0,2-25 \cdot 1,2-79,2$	m^3	5140	
Влаштування бетонної основи під підлогу				
15	Ущільнення ґрунту щебнем товщиною 5см $66 \cdot 24$	m^2	1584	
16	Влаштування обмазочної гідроізоляції	m^2	1584	
17	Влаштування підстиляючого шару із бетону товщиною 10 см: $66 \cdot 24 \cdot 0,1$	m^3	158,4	
Монтаж конструкцій каркасу				
18	Монтаж з/б колон вагою до 4 т	шт.	28	
19	Монтаж з/б колон вагою до 2 т	шт.	34	
20	Монтаж з/б колон вагою до 8 т в стакан фундаменту	шт.	62	
21	Монтаж металевих в'язей: $12 \cdot 0,82$	т	9,84	4,1
22	Монтаж шахти ліфта	шт.	24	8
23	Монтаж сходової клітини	шт.	9	3
24	Монтаж ригеля вагою до 1т	шт.	18	6
25	Монтаж ригеля вагою до 5т	шт.	159	53
26	Монтаж балок вагою 1,8 т	шт.	17	
27	Монтаж плит перекриття довжиною 6м, площею до $5m^2$	шт.	98	26
28	Монтаж плит покриття довжиною 6м, площею до $10m^2$	шт.	492	150
29	Цегляна кладка перегородок: $1070 \cdot 3 + 148,2-343,8$	m^2	3014,4	960,6
30	Монтаж збірних з/б панелей стін довжиною 6м, площею до $10m^2$	шт.	139	
31	Монтаж дерев'яних віконних блоків: $2,59 \cdot 99 + 3,11 \cdot 38$	m^2	376,7	113,1
32	Монтаж збірної з/б рами воріт	шт.	4	
33	Встановлення дверних коробок: $2,6 \cdot 42 \cdot 3 + 2,6 \cdot 6$	m^2	343,8	109,4
Влаштування покрівлі				
34	Влаштування обмазочної пароізоляції в 1 шар: $66 \cdot 24$	m^2	1584	

35	Укладання утеплювача – мінераловатні плити товщиною 120 мм	м ²	1584	
1	2	3	4	5
36	Влаштування цементної стяжки товщиною 25мм	м ²	1584	
37	Влаштування рулонної в 2 шари покрівлі із руберойду 66·24·2	м ²	3168	
Влаштування підлоги				
38	Влаштування бетонної підлоги: 198 + 16 + 16 + 108	м ²	338	198
39	Влаштування асфальтобетонної підлоги: 314 + 89 + 170 + 324	м ²	897	314
40	Влаштування мозаїчної підлоги: 1042 + 1407 + 1298	м ²	3747	1042
41	Влаштування підлоги із керамічної плитки: 18 + 54 + 18 + 36	м ²	126	18
42	Влаштування підлоги із лінолеуму: 12 + 18 + 82	м ²	112	12
Опоряджувальні роботи				
43	Фарбування фасаду вапном в 2 шари 1929,6 + 2·1124,9	м ²	4379,4	
44	Влаштування вимощення товщиною 20 см 2·(66 + 24)·1,1	м ²	198	
45	Штукатурення поверхні стін, стелі ц/п розчином (1584·3 + 468) + 2189,7 + 2·3014,4	м ²	13438,5	3913,5
46	Фарбування поверхні колон вапном в 2 шари 2·(2·3,9·2·62 + 1,6·3,9·62 + 1,6·2,7·28)	м ²	2950,08	967,2
47	Фарбування поверхні стін вапном в 2 шари 2·(2189,7 + 2·3014,4)	м ²	16437	4659
48	Фарбування поверхні металевих в'язей масляними фарбами 6·3,9·0,5·12	м ²	140,4	58,5
49	Фарбування поверхні ригелів вапном в 2 шари 1,5·2·(6·0,8·159 + 3·0,8·18 + 6·0,6·17)	м ²	2602,8	806,4
50	Фарбування поверхні плит покриття і перекриття вапном в 2 шари: 1,5·2·6·(1,5·492 + 0,75·98)	м ²	14607	4401
51	Фарбування поверхні стінових панелей вапном в 2 шари 2·(34·1,8·6 + 26·1,2·6 + 79·0,9·6)	м ²	1929,6	
52	Фарбування масляними фарбами столярних виробів 0,2·(376,7 + 343,8)	м ²	144,1	10,6
53	Подвійне зашклення віконних рам: 2·376,7	м ²	753,4	226,2
54	Затирання стін фасаду: 1929,6/2 + 1124,9	м ²	2189,7	
55	Здача об'єкта в експлуатацію	дні	5	

6.1.4 Проектування поточності виконання робіт

Використання поточного методу сприяє підвищенню ефективності роботи будівельних організацій, при цьому підвищується продуктивність праці, особливо коли одні і тіж роботи виконуються тривалий час. Поточний метод поєднує послідовний і паралельний методи, в ньому усуваються недоліки і зберігаються переваги кожного з них. При цьому методі технологічний процес зведення будинків розбиваємо на декілька складових процесів, для кожного з яких встановлюємо однакову тривалість і поєднуємо їх виконання в часі на різних ділянках, чим забезпечуємо послідовність здійснення однорідних процесів і паралельно різновидних.

Для створення будівельного потоку проектуємо:

- розбивку складного будівельного процесу на прості процеси;
- визначення складу виконавців для кожного з процесів;
- призначення однакової тривалості виконання процесів на захватці;
- суміщення здійснення процесів за часом, забезпечуючи послідовне виконання одних і тих самих процесів і паралельне для виконання різних процесів.

Поточно виконуємо такі роботи як: підземні роботи; влаштування бетонної основи; монтаж конструкцій каркасу; влаштування покрівлі; внутрішні опоряджувальні роботи; влаштування підлоги; монтаж технологічного обладнання; внутрішні електротехнічні роботи; внутрішні сантехнічні роботи; наладка і пуск технологічного обладнання. Роботи які виконуємо не за потоком це: роботи підготовчого періоду; влаштування вводів.

6.2 Проектування будівельного генерального плану

6.2.1 Виробничі та механізовані устаткування

Для забезпечення комплексної механізації робіт, що виконуються вручну на будівельному майданчику використовуються наступні устаткування:

при проведенні бетонних робіт:

- електромеханічний вібратор ИВ-19,
- бетононасосна установка СБ-126А,
- бетонозмішувальна установка СБ-75А,
- віброрейка СО-131,
- пересувний компресор СО-45Б,

при проведенні ізоляційних робіт:

- бітумонагрівальний агрегат Д-618,

при влаштуванні покрівлі:

- бітумонагрівальний агрегат Д-618,
- машина для сушки основи СО-107,
- машина для очистки і перемотки рулонних матеріалів СО-98,
- пересувна установка для ґрунтування поверхні ПКУ-35М,
- машина для наклеювання рулонних матеріалів СО-99,

- каток вагою 100 кг,

опоряджувальні роботи:

- агрегат фарбувальний СО-74А,
- фарбопульт ручний СО-20Б,
- фарборозпилювач пневматичний СО-19А,

при влаштуванні вимощення:

- каток вагою 100 кг.

6.2.2 Розрахунок складів

Норматив виробничих запасів, які підлягають збереженню на складах $P_{скл}$ визначаємо за формулою:

де $P_{заг}$ – кількість матеріалів ;

T – тривалість розрахункового періоду за сітковим графіком;

$k_1 = 1.1$ – коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів на склади для автомобільного транспорту;

$k_2 = 1,3$ – коефіцієнт нерівномірного споживання матеріалу;

T_n – норма запасу матеріалів.

Корисну площу складу визначаємо за формулою:

$$F = P_{скл}/n ;$$

де n – норма збереження матеріалу на 1 м² площі складу.

Загальну площу складу, включаючи проходи, визначаємо за формулою:

$$S = F/\beta ;$$

де β – коефіцієнт використання складу , який характеризує відношення корисної площі складу до загальної.

Розрахунок складів виконуємо в табличній формі, табл. 6.2.

Таблиця 7.2 – Розрахунок складів

№ п/п	Найменування матеріалів	Термін споживання, дн, T	Одиниці виміру	Необхідність		Коефіцієнти		Запас матеріалів		Розрах. запас матеріалів P_{cm}	Норма збереж. матеріалу на 1 м ² площі складу, n	Корисна площа складу, $F = P_{cm}/n$	Коефіцієнт на проходи, β	Розрах. площа складу, $S = F/\beta$	Прийнята площа складу, $S_l = Z \cdot B$	Розмір складу в м по UTC	Тип складу	Тип конструкції складу
				Загальна на розрах. період, Q_{zas}	Добова, Q_{zas}/T	Постачання матеріалів, K_1	Споживання матеріалів, K_2	Норма, T_H	Розрахунковий, $T_H \cdot K_1 \cdot K_2$									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	Щебінь	14	м ³	1900,8	135,8	1,1	1,3	5	7,15	971	1,5	647,3	0,6	1078,9	1080	67,5×16	Відкритий	
2	Руберойд	78	рулон	8364	64,3	1,1	1,3	10	14,3	920	20	46,0	0,6	76,7	150	10×15	Відкритий	
3	Бітум	78	т	627,3	8,04	1,1	1,3	12	17,16	138	1,5	92	0,6	153,3	156	12×13	Відкритий	
4	Скло	8	м ²	3628,8	453,6	1,1	1,3	8	11,44	5189	70	74,1	0,6	123,5	130	10×××13	Закритий	
5	Масляні фарби	2	т	0,244	0,12	1,1	1,3	2	2,86	0,35	0,6	0,58	0,6	1,0	2	1×2	Закритий	
6	Вапно	39	т	21,32	0,37	1,1	1,3	10	14,3	5,26	2	2,6	0,6	4,4	8	2×4	Закритий	
7	Цемент	6	т	8,11	1,35	1,1	1,3	6	8,58	11,6	1,3	8,9	0,6	14,9	18	6×3	Закритий	
8	Пісок	6	т	24,34	4,06	1,1	1,3	6	8,58	34,8	1,5	23,2	0,6	38,7	40	5×10	Відкритий	

Склади під масляні фарби та вапно об'єднуємо в один склад загальною площею 10 м² (2×5 м).

6.2.3 Необхідність в побутових і адміністративних будинках

Для створення нормальних умов праці робітників і інженерно-технічних робітників на будівельному майданчику розміщуємо тимчасові споруди: санітарно-побутові, адміністративні і виробничі. Їх потребу визначаємо з розрахунку чисельності персоналу. Число робітників визначаємо, виходячи з календарного або сіткового графіків та графіків руху робітників.

В промисловому будівництві питома вага робітників складає – 83.9% , ІТР – 11.0% , службовців – 3.6% , МОП і охорона – 1.5%.

Комплекс приміщень розраховуємо на всіх робітників, які зайняті в виробництві, включаючи спец підрядні і налагоджуючи організації.

Після розрахунку необхідних площ, типові тимчасові споруди вибираємо по каталогах, довідниках, паспортах. Площі тимчасових споруд розраховуємо у вигляді таблиці для кожного виду споруд.

Загальну кількість працюючих визначаємо за формулою:

$$N_{заг} = N_{роб} + N_{итр} + N_{сл} + N_{моп} ;$$

де $N_{роб}$ – максимальна кількість робочих за сітковим графіком;

$N_{ИТР}$ – кількість ІТР;

$N_{сл}$ – кількість службовців;

$N_{МОП}$ – кількість МОП та охорони.

$$N_{заг} = 38 + 7 + 2 + 1 = 48 \text{ чол.}$$

Підраховуємо кількість робітників, що працюють на майданчику:

- загальна кількість робітників – 48 чол;
- робітників – 28 чол, з них чоловіків – 33, жінок – 5;
- ІТР – 7 чол;
- службовців – 2 чол;
- охорона – 1 чол.

Таблиця 6.3 – Розрахунок тимчасових споруд

№ п/п	Групування та найменування будинків	Розрахункова кількість робітників і службовців	Значення показника на 1 працюючого м ²	Розрахункова площа	Розміри в плані УТС	Тип будинку	Прийнята площа	Висота приміщення	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Побутовий вагончик для чоловіків	33		87,75	6x3	Контейнерний металевий "Універсал"	18		3
	гардеробна		0,9	40,5					
	Приміщення для відпочинку, обігрівання, приймання їжі		1	45					
	умивальна		0,05	2,25					
2	Побутовий вагончик для жінок	5		5,7	6x3	Те ж"	18		1
	гардеробна		0,9	0,45					
	Приміщення для відпочинку, обігрівання, приймання їжі		1	5					
	Умивальна		0,05	0,25					
3	Виконробська	7	0,48	3,36	6x3	Те ж"	18		1
4	Диспетчерська	7	7	49	9x3	Те ж"	27		2
5	Медпункт і кабінет по охороні праці	48	0,07	5,4	6x3	Те ж"	18		1
			0,02						
7	Сушильна	38	0,2	10	6x3	Те ж"	18		1
8	Приміщення для особистої гігієни жінок	5	0,18	0,9	2,4x2,8	Збірно-розбірна	6,72		1
9	Туалет для жінок	5	0,09	0,45	2,4x2,8	Те ж"	6,72		1
10	Туалет для чоловіків	55	0,092	5,06	2,4x2,8	Те ж"	6,72		2
11	Душові на 2 ріжка	2	0,43	0,86	2,4x2,8	Те ж"	6,72		1
12	Душові на 4 ріжка	4	0,43	1,72	2,4x2,8	Те ж"	6,72		1

6.2.4 Розрахунок тимчасового водозабезпечення

Потребу у воді розраховуємо, виходячи з прийнятих методів виконання робіт, обсягів робіт та терміну їх виконання. Розрахунок ведемо на період будівництва з максимальним водопостачанням.

Сумарні витрати води на будівельному майданчику визначаємо за формулою:

$$Q_{заг} = Q_{госп} + Q_{сан} + Q_{вн} + Q_{пож};$$

де $Q_{госп}$ – розрахункові секундні витрати води на господарсько-питні потреби;

$Q_{сан}$ – розрахункові секундні витрати води на санітарно-гігієнічні потреби;

$Q_{вн}$ – розрахункові секундні витрати води на виробничі потреби;

$Q_{пож}$ – розрахункові секундні витрати води на протипожежні потреби;

Розрахункові секундні витрати води на господарсько-питні потреби визначаємо за формулою:

$$Q_{госп} = \frac{b \cdot N_1 \cdot k_2}{3600 \cdot n};$$

де b – норма споживання на одного робітника в зміну, л;

N_1 – число працюючих в зміну;

$k_2 = 2$ – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води;

n – число годин роботи в зміну;

$$Q_{госп} = \frac{20 \cdot 50 \cdot 2}{3600 \cdot 8,2} = 0,07 \text{ л/с.}$$

Розрахункові секундні витрати води на санітарно-гігієнічні потреби визначаємо за формулою:

$$Q_{сан} = \frac{c \cdot N_2}{60 \cdot t};$$

де C – норма витрат на 1 особу, що приймає душ;

N_2 – число працюючих, що приймають душ в першу зміну (40% від N_1);

t – час роботи душових установок (45 хв. після закінчення зміни);

$$Q_{\text{госп}} = \frac{40 \cdot 20}{60 \cdot 45} = 0,30 \text{ л/с.}$$

Розрахункові секундні витрати води на виробничі потреби обчислюємо за формулою:

$$Q_{\text{вн}} = \frac{S \cdot A \cdot k_2}{3600 \cdot n_1} \cdot k_{\text{нев}},$$

де S – питомі витрати води на одиницю обсягу робіт;

A – загальний обсяг робіт на добу або зміну;

n_1 – кількість годин роботи, до якої віднесена витрата;

k_2 – для виробничих потреб приймають 1,5;

$k_{\text{нев}}$ – коефіцієнт на невраховану витрату води, рівний 1,2.

$$Q_{\text{вн}} = \frac{200 \cdot 44,2 \cdot 1,5 \cdot 1,2}{3600 \cdot 3} = 1,47 \text{ л/с.}$$

Мінімальна витрата води для протипожежної мети визначається з розрахунку одночасної дії двох струменів із гідрантів по 5 л/с на кожний струмінь, тобто $5 \cdot 2 = 10$ л/с.

Отже знаходимо загальні витрати води за формулою:

$$Q_{\text{заг}} = 0,07 + 0,3 + 1,47 + 10 = 11,84 \text{ л/с.}$$

Розрахунковий діаметр труб на період найбільш напруженої роботи знаходимо за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot v}};$$

де $Q_{\text{заг}}$ – сумарні витрати води;

v – швидкість руху води по трубах.

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 11,84 \cdot 1000}{3,14 \cdot 2}} = 86,8 \text{ мм.}$$

Одержане значення діаметру округляємо до цілого числа і згідно ГОСТ 9583-61 приймаємо труби діаметром 100 мм.

Мережа тимчасового водопостачання будівельного майданчику влаштовується по комбінованій схемі.

Джерело водозабезпечення по схемі – міська мережа.

Пожежні гідранти встановлюємо на трубопроводі на відстані 150 м один від одного, але не далі 50 м від краю проїзної частини дороги і не далі 50 м від будинку.

Водозабірні крани проектуємо із розрахунку радіуса обслуговування гнучким шлангом не більше 100 м. Фонтанчики для води влаштовуємо не далі ніж 75 м від робочих місць, а також у місцях відпочинку робітників.

При водопостачанні тимчасових будинків та споруд використовуємо труби \varnothing 1 дюйм.

6.2.5 Організація тимчасового енергозабезпечення

Таблиця 6.4 – Встановлена потужність по видах споживачів

Найменування споживачів	Обсяг або кількість	Норми витрат енергії на одиницю вимірювання, кВт	Загальні витрати електроенергії
1	2	3	4
Силові споживачі			
Зварювальні трансформатори СТЕ-34 потужністю 408 кВт, перераховані з врахуванням $\cos\phi = 0,6$ $P_{уст} = 408 \cdot 0,6 = 245$	3	61,25	183,75
Електромеханічний вібратор ІВ-19	3	0,5	1,5
Пересувний компресор СО-45Б	1	4,5	4,5
Підйомник СПК-100	1	1,68	1,68
Машина для очистки та перемотки рубероїду СО-98	2	1,5	3
Баштовий кран КБ-503	1	65,3	65,3
ΣP_c			259,73
Технологічні споживачі			
Установки електропрогріву потужністю 500кВт перераховані з врахуванням $\cos\phi = 0,85$ $P_{уст} = 500 \cdot 0,85 = 425$ кВт	3	125	375
ΣP_T			375
Внутрішнє освітлення			

Контора виконроба, м ²	18	0,15	2,7
1	2	3	4
Склади, м ²		0,03	
Побутові приміщення, м ²		0,15	
Σ P _{ов}			
Зовнішнє освітлення			
Земляні роботи, м ²	9063	0,01	90,63
Бетонні роботи, м ²	1238,4	0,05	61,92
Монтаж конструкцій, м ²	960	0,03	28,8
Охоронне освітлення, шт.	20	0,1	2
Σ P _{оз}			183,35

$$P_p = \left(\frac{0,33 \cdot 259,73}{0,6} + \frac{0,5 \cdot 375}{0,85} + 0,8 \cdot 183,35 \right) \cdot 1,1 = \text{кВт.}$$

Виходячи з необхідної потужності, приймаємо пересувну збірну закрити трансформаторну підстанцію СКТП-560 потужністю 560 кВт і габаритами 3,4×2,27 м.

Охоронне освітлення території здійснюємо через прожектори на щоглах, які розміщуємо по периметру будівельного майданчика з кроком 30 м.

ТЕП виконання робіт

- | | |
|---|-------------------------------|
| 1. Тривалість будівництва об'єкта | 209 днів. |
| 2. Директивний термін будівництва об'єкта | 240 днів. |
| 3. Скорочення тривалості будівництва | 31 день. |
| 4. Трудомісткість будівельно-монтажних робіт: | 104 маш.-зм.;
359 чол.-дн. |
| 5. Середній виробіток на одного робітника у фізичних об'ємах: | |
| - монтаж колон: | 15,85 м ³ /зм.; |
| - монтаж ригелів: | 21,49 м ³ /зм.; |
| - монтаж елементів покриття: | 14,52 м ³ /зм.; |
| - влаштування покрівлі: | 357,68 м ² /зм.; |
| - фарбування вапном в середині приміщення: | 742,51 м ² /зм.; |
| - влаштування підлог: | 176,0 м ² /зм.; |
| - подвійне скління вікон: | 45,24 м ² /зм. |

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
2. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
3. Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
4. Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).
5. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с. – (Державні будівельні норми України)
6. Інженерні вишукування для будівництва : ДБН А.2.1–1–2014. – [Введені в дію з 2014–03–24]. – К. : Держбуд України, 2014. – 126 с. – (Державні будівельні норми України).
7. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення : ДБН В.1.1-46:2017. – [Чинний з 2017–09–01]. – К. : Мінрегіонбуд, 2017. – 47 с. – (Державні будівельні норми України).
8. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2 : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2020-06-01]. – К. : Мінбуд України, 2020. – 68 с. – (Державні будівельні норми).

9. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість : ДСТУ 9273:2024. – [Чинний з 2024-01-09]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2024. – (Національний стандарт України).

10. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).

11. Основні вимоги до будівель та споруд. Захист від шуму : ДБН В.1.2-10–2008. – [Введені в дію з 2008-10-01]. – К. : Держбуд України, 2008. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

12. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6:2021. – [Введені в дію з 2022-09-01]. – К. : Мін регіон України, 2022. – 31 с. – (Державні будівельні норми України).

13. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

14. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. – [Введені в дію з 2012–04–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 112 с. – (Державні будівельні норми України).

15. Правила визначення вартості будівництва : ДСТУ Б.Д.1.1–1:2013. – [Чинний з 2014-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 88 с. – (Національний стандарт України).

16. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. Система проектної документації для будівництва : ДСТУ Б А.2.4-7:2009. – [Чинний від 2009-24-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).

17. Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).

18. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.

19. Бакулін Є.А. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи «Проектування одноповерхової промислової каркасної будівлі із збірних залізобетонних елементів» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів за напрямом підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Розрахунок будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та вогнестійкість» / Є.А. Бакулін, Н.О. Костира, В.М. Бакуліна. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2022. – 83 с.

20. Бакулін Є.А. Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд : навчальний посібник / Є. А. Бакулін, В. М. Бакуліна, Н. О. Костира. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. – 264 с.
<https://dglib.nubip.edu.ua/handle/123456789/11201>

21. Методичні вказівки до виконання курсового проєкту з дисципліни «Основи і фундаменти» підготовки фахівців ОС «Бакалавр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» /укл. : О.В. П'ятков, Є.А. Бакулін. – К. : НУБіП України, 2023. – 85 с.

22. Яковенко І.А. Напрями наукових досліджень кафедри будівництва НУБіП України / І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Зб. тез доп. X Міжн. наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 116-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) та 125 річниці НУБіП України (24–25 лютого 2023 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2023. – С. 488–491.

23. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К.: Толока, 2017. 627 с.

24. Бамбура А.М. Проектування залізобетонних конструкцій : посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; за ред. А.М. Бамбури. – К. : Майстер книг, 2018. – 240 с.
25. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язев, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.
26. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проектування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.
27. Зоценко М.П. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. - Полтава, 2004. - 568с.
28. Інженерна геологія (з основами геотехніки): підручник для студентів ВНЗ / [Суярко В.Г. , В. М. Величко, О. В. Гаврилюк та ін.]; за заг. ред. проф. В. Г. Суярка. – Харків: ХНУ ім. В.Н. Каразіна, 2019. – 278 с.
29. Кінаш Р.І. Архітектурні конструкції виробничих будівель / Р.І. Кінаш. – Львів: Львівська політехніка, 2015. – 288 с.
30. Шутенко Л.М. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
31. Угненко Є.Б. Основи організації будівництва та будівельного виробництва : конспект лекцій / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко, Н.В. Белікова . – Харків : УкрДУЗТ, 2019. – Ч. 1. – 81 с.
32. Бакулін Є.А. Визначення параметрів напружено-деформованого стану споруди башти силосу та її конструктивних елементів за наслідками руйнування / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна // Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph. – Riga : Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – P. 1–43.
33. Бакулін Є.А. Результати аналізу причин руйнування сталевих ферм покриття конверторного цеху / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, Є.А. Дмитренко, В.М. Бакуліна // Збірник тез доповідей 9-ої Міжнародної науково-технічної

конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті» (17–19 листопада, 2021 р., м. Харків). – Харків, УкрДУЗТ, 2021. – С. 87–88.

34. Dmytrenko E.A., Yakovenko I.A., Fesenko O.A. (2021). Strength of eccentrically tensioned reinforced concrete structures with small eccentricities by normal sections // *Scientific Review – Engineering and Environmental Sciences* (2021), 30 (3), 424–438. <https://doi.org/10.22630/PNIKS.2021.30.3.36>

35. Yakovenko I., Dmytrenko Y., Bakulina V. Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks. In: Bieliatynskiy A., Breskich V. (eds) *Safety in Aviation and Space Technologies. Lecture Notes in Mechanical Engineering (LNME)*. Springer, Cham. – 2022. – P.107–120. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_10

36. Yakovenko I.A. Influence of reinforcement parameters on the width of crack opening in reinforced concrete structures / I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko // *Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph*. – Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – P. 510–536. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>.

37. Corres, E., & Muttoni, A. (2024). Local bond-slip model based on mechanical considerations. *Engineering Structures*, 314, article number 1181190. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118190>

38. Ромашко О. В., Журавський В. М., Ромашко О. Д. Узагальнена модель зчеплення арматури з бетоном. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2019. Вип. 37. С. 214–221. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i37.319>

39. Galkovski, T., Mata-Falcón, J., & Kaufmann, W. (2023). Experimental Investigation of Bond and Crack Behaviour of Reinforced Concrete Ties Using Distributed Fibre Optical Sensing and Digital Image Correlation. *Engineering Structures*, 292, article number 116467. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2023.116467>.

40. Bado, M.F., Casas, J.R., & Kaklauskas, G. (2021). Distributed Sensing (DOFS) in Reinforced Concrete Members for Reinforcement Strain Monitoring, Crack Detection and Bond-Slip Calculation. *Engineering Structures*, 226, article number 111385. DOI: <http://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111385>.

41. Dmytrenko, Y., Usenko, M., & Yakovenko, I. (2024). Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Z. Blikharskyu & V. Zhelykh (Eds.), *Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort 2024. Lecture Notes in Civil Engineering* (pp. 50-63). Cham: Springer. DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-8_5.

42. Колчунов Вол. І., Яковенко І. А., Дмитренко Є. А. Методика експериментальних досліджень зчеплення арматури з бетоном. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. 2016. Вип. 33. С. 162-177. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs_2016_33_24.

43. RILEM TC. RC 6 Bond test for reinforcement steel. 2. Pull-out test. In: RILEM Recommendations for the Testing and Use of Constructions Materials. 1983. P. 218–220. URL: https://www.rilem.net/publication/publication/4?id_papier=4020.

44. Kang S. B., Wang S., Long X., Wang D. D., Wang C. Y. Investigation of dynamic bond-slip behaviour of reinforcing bars in concrete. *Construction and Building Materials*. 2020. Vol. 262. No 120824. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120824>

45. Яковенко І. А., Дмитренко Є. А. Класифікація параметрів та пошук аналітичних залежностей зчеплення арматури з бетоном у залізобетонних конструкціях будівель та споруд. Збірник тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання». Київ, Україна : НУБіП України, 2025. С. 533–536.

46. Eligehausen, R., Popov, E.P., & Bertero, V.V. (1983). Local Bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. Berkeley,

California: University of California. Retrieved from: <https://elib.uni-stuttgart.de/bitstreams/f20592ed-7314-4412-9e28-a834343dc413/download>

47. Кочкаръов Д. В. Про середні напруги зчеплення арматури з бетоном. Вісник Національного університету водного господарства та природокористування. 2014. Вип. 1. С. 176–184. URL: http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?I21DBN=LINK&P21DBN=UJRN&Z21ID=&S21REF=10&S21CNR=20&S21STN=1&S21FMT=ASP_meta&C21COM=S&2_S21P03=FILA=&2_S21STR=Vnuvgrp_tekhn_2014_1_24

48. Клімов Ю. Вплив корозійних пошкоджень на зчеплення арматури періодичного профілю з бетоном. Будівельні конструкції. Теорія і практика. 2021. Вип. 9. С. 4–14. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.9.2021.4-14>

49. Zheng Y., Fan C., Ma J., Wang S. Review of research on Bond-Slip of reinforced concrete structures. *Construction and Building Materials*. 2023. Vol. 385. No 131437. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131437>

50. Vembu P. R. S., Ammasi A. K. A comprehensive review on the factors affecting bond strength in concrete. *Buildings*. 2023. Vol. 13, No 3. No 577. <https://doi.org/10.3390/buildings13030577>