

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій

(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

до дипломної роботи

магістра

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему:

**«Проект реконструкції виробничого корпусу для
виготовлення керамічної цегли з дослідженням підсилення
ребристої плити композитною стрічкою»**

Виконала: студентка VI курсу, групи МБмз-61

спеціальності (напряму підготовки) 192

«Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр і назва спеціальності (напряму підготовки))

Сисак М.І.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Конончук О.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Данильченко С.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України
 Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя
 (повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітньо-кваліфікаційний рівень Магістр

Напрямок підготовки _____

(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри _____

« _____ » _____ 2019 р.

ЗАВДАННЯ НА ДИПЛОМНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Сисак Михайло Ігорович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Проект реконструкції виробничого корпусу для виготовлення керамічної цегли з дослідженням підсилення ребристої плити композитною стрічкою

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від « 29 » серпня 2019 року № 4/7 – 739

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 18.12.2019 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Виробничий цех заводу з розмірами в плані 48×102,3 м, місто будівництва – Київ, фундаменти мілкового закладання стаканного типу, несучий каркас – збірний залізобетонний, несучі конструкції: з/б прямокутні колони, ферми, ребристі плити покриття, покрівля – рулонна, стінове городження із збірних з/б плит.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) Інженерно-геологічні та гідрологічні умови будівельного майданчика, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок стін, архітектурно-художнє рішення будівлі, перевірочний розрахунок ребристої плити покриття, перевірочний розрахунок сегментної ферми прольотом 24 м, статичний розрахунок поперечної рами, перевірочний розрахунок колони середнього ряду, перевірочний розрахунок фундаменту під колону середнього ряду, перевірочний розрахунок основи під фундамент середнього та крайнього ряду, розрахунок та побудова будгеплану, огляд літературних джерел за темою досліджень, дослідження підсилення ребристої плити покриття, розробка кошторисної документації, техніка безпеки та протипожежний захист на будівництві, розрахунок освітлення цеху, заходи по цивільній обороні, заходи по охороні навколишнього середовища.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) Фасад, план організації рельєфу, ситуаційна схема, план на відмітці 0,000, план покрівлі, розрізи, експлікації приміщень, схема розташування несучих конструкцій, вузли, розрахункова схема рами, опалубочне креслення колони середнього ряду, схеми армування, специфікація арматурних виробів, опалубочне креслення ферми, схеми армування, специфікація, опалубочне креслення ребристої плити покриття, схеми армування, специфікація, схема розташування фундаментів, інженерно-геологічний розріз, розрізи фундаментів, будгеплан, мета та задачі досліджень, основні засади розрахунку та результати досліджень підсилення ребристої плити.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Спеціальна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Організаційно-економічна частина	Мельник Л.М., д.е.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Екологія	Лясота О.М., к.т.н., доц.		
Нормоконтроль	Данильченко С.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 02.09.2019 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальне рішення ділянки.	16.09.2019	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	20.09.2019	
3	Перевірочний розрахунок збірної з/б ребристої плити покриття.	25.09.2019	
4	Перевірочний розрахунок попередньо напруженої сегментної ферми.	05.10.2019	
5	Статичний розрахунок поперечної рами будівлі.	07.10.2019	
6	Перевірочний розрахунок колони середнього ряду.	15.10.2019	
7	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	20.10.2019	
8	Збір навантажень та вибір типу фундаментів.	27.10.2019	
9	Перевірочний розрахунок фундаменту під колону К-3.	03.11.2019	
10	Перевірочний розрахунок фундаменту під колони К-1 та К-2.	10.11.2019	
11	Вибір монтажного крану.	18.11.2019	
12	Визначення об'ємів робіт.	25.11.2019	
13	Визначення трудомісткості робіт.	20.11.2019	
14	Розрахунок та побудова будгенплану.	04.12.2019	
15	Техніко-економічне порівняння варіантів підсилення.	10.12.2019	
16	Кошторисні розрахунки.	12.12.2019	
17	Розрахунок освітлення цеху.	13.12.2019	
18	Безпека в надзвичайних ситуаціях.	15.12.2019	
19	Охорона навколишнього середовища.	17.12.2019	

Студент _____
(підпис)

Сисак М.І.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи) _____
(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

Зміст

	Ст.
Вступ.....	8
1 Архітектурно-будівельний розділ.....	10
1.1 Загальна характеристика ділянки.....	10
1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови	10
1.1.2 Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище ...	11
1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівництва.....	12
1.2 Генеральний план	13
1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення	13
1.2.2 План організації рельєфу	13
1.2.3 ТЕП генерального плану	14
1.3 Об'ємно-планувальне рішення	14
1.3.1 Несучі конструкції.	14
1.3.2 Огороджуючі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій..	15
1.3.3 Теплотехнічний розрахунок стіни.....	15
1.3.4 Матеріали з яких зведена будівля. Обґрунтування їх вибору	16
1.4 Архітектурно-художнє рішення будівлі.....	17
1.4.1 Використання засобів і прийомів архітектурної композиції.....	17
1.5 Санітарно-технічне обладнання.....	17
2 Розрахунково-конструктивний розділ.....	18
2.1 Перевірочний розрахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття	18
2.1.1 Дані для проектування	18
2.1.2 Збір навантажень на плиту	19
2.1.3 Розрахунок полиці плити	19
2.1.4 Розрахунок поперечних ребер	20
2.1.5 Розрахунок плити за міцністю в стадії експлуатації	22
2.1.5.1 Визначення розрахункових зусиль	22
2.1.5.2 Розрахунок міцності нормальних перерізів	22
2.1.5.3 Розрахунок міцності похилих перерізів	24

2.1.6	Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити	24
2.1.7	Попереднє напруження арматури і його втрати	26
2.1.8	Розрахунок плити по виникненню тріщин	28
2.1.9	Визначення прогину плити	31
3	Основи і фундаменти.....	33
3.1	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика	33
3.2	Навантаження на фундаменти	38
3.3	Визначення розрахункової глибини промерзання ґрунту	39
3.4	Перевірка розмірів підшви стовпчатого фундаменту	39
3.4.1	Визначення розмірів підшви стовпчатого фундаменту під колону К3 (по осі 2,Г).....	39
3.4.2	Визначення розмірів підшви фундаменту під колону К1 та К2.....	40
4	Технологія і організація будівельного виробництва.....	43
4.1	Характеристика методів виконання робіт	43
4.2	Вибір монтажного крану для монтажу конструкцій	44
4.3	Визначення трудомісткості та термінів будівництва	45
4.3.1	Визначення обсягів загально-будівельних робіт	45
4.3.2	Визначення трудомісткості робіт	47
4.4	Будженплан	49
4.4.1	Розрахунок тимчасових адміністративно-побутових будинків	50
4.4.2	Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика	51
4.4.3	Розрахунок тимчасового енергозабезпечення будівельного майданчика	52
5	Науково-дослідний	54
5.1	Основні методи підсилення згинальних залізобетонних елементів та їх розрахунок	54
5.2	Розрахунок несучої здатності при дії однократного навантаження ...	71
5.3	Розрахунок несучої здатності із врахуванням дії повторного	80

	навантаження	
5.4	Розрахунок необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури	83
5.5	Розрахунок підсилення ребристої плити покриття виробничого корпусу для виготовлення керамічної цегли	86
5.6	Висновки	92
6	Спеціальна частина	94
6.1	Порівняння варіантів підсилення ребристої плити покриття	94
7	Організаційно-економічна частина.....	97
8	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	104
8.1	Загальні положення організації будівельного виробництва	104
8.2	Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику ..	105
8.3	Заходи з техніки безпеки	107
8.3.1	Заходи з ТБ при виконанні електрозварювальних робіт	107
8.3.2	Заходи з ТБ при виконанні кам'яних робіт	108
8.3.3	Заходи з ТБ при виконанні монтажних робіт	109
8.4	Розрахунок освітлення виробничого корпусу методом коефіцієнта використання світлового потоку	111
8.5	Цивільна оборона України в надзвичайних ситуаціях	112
8.6	Забезпечення стійкості промислово-побутового комплексу в умовах надзвичайних ситуацій.....	113
9	Екологія.....	116
9.1	Екологічні проблеми будівельної галузі	116
9.2	Забруднення навколишнього середовища при реконструкції виробничого корпусу заводу з виготовлення керамічної цегли	117
9.3	Заходи по зменшенню забруднення довкілля при реконструкції виробничого корпусу заводу з виготовлення керамічної цегли	119
	Список використаної літератури.....	121
	Додаток 1	132
Д.1	Перевірочний розрахунок попередньо напруженої сегментної	132

ферми прольотом 24 м	
Д.1.1 Дані для проектування	132
Д.1.2 Геометричні розміри ферми. Навантаження на ферму	133
Д.1.3 Розрахунок елементів ферми	136
Д.1.3.1 Розрахунок нижнього поясу	136
Д.1.3.2 Розрахунок верхнього поясу	140
Д.1.3.3 Розрахунок елементів решітки	142
Д.1.3.4 Розрахунок і конструювання вузлів ферми	147
Д.2 Перевірочний розрахунок колони середнього ряду	150
Д.2.1 Матеріали для проектування.....	150
Д.2.2 Розрахунок надкранової частини колони.....	150
Д.2.3 Розрахунок підкранової частини колони.....	152
Д.2.4 Перевірка міцності середньої колони.....	154
Д.2.5 Розрахунок консолі.....	157

Вступ

Будівля, що підлягає реконструкції, розташована на ділянці довгим боком з півдня на північ із розмірами в плані $48 \times 102,3$ м та двома прольотами по 24 м. Крок колон по крайніх та середніх рядах 6,0 м. В цеху запроектовані 3-є воріт розміром $4,2 \times 4,2$ м. Навкруги будівлі розташовані ділянки озеленення. Прийняті в проекті конструктивні і планувальні рішення забезпечують захист об'єкту від вітру і зайвого шуму. Запроектована будівля відповідає нормам і вимогам протипожежного захисту.

Склад побутових приміщень призначений мінімально необхідним. Передбачено по три чоловічих та жіночих туалети, обладнаних також умивальниками.

Природне освітлення будівлі здійснюється через вікна в зовнішніх стінах. Запроектовані кімнати для відпочинку та зняття психологічного розвантаження.

Конструктивна система будівлі – каркасна.

Каркас будівлі виконаний із залізобетонних конструкцій, у зв'язку з такими перевагами: надійність, менша трудомісткість при збиранні, доставці елементів каркасу на будівельний майданчик, можливість демонтажу після закінчення строку експлуатації будівлі.

Для основних несучих елементів каркасу будівлі застосовані традиційні рішення: колони – суцільного перерізу; ферма - сегментна, прольотом 24 м. Крок ферм та колон 6 м. В якості покриття використовується залізобетонні панелі.

В якості огорожуючи конструкцій використовують керамзитобетонні стінові панелі, які відрізняються невеликою власною вагою. Товщина таких панелей 300 мм. Панелі опираються на колони. В покрівлі в якості водоізоляційного килиму застосовується один шар євроруберойду на гарячій бітумній мастиці. В якості теплоізоляції застосовуються мінераловатні плити на синтетичному в'язучому.

Для заповнення отворів використані: вікна – дерев'яні віконні блоки з подвійним склінням склопакетами, двері – дерев'яні, ворота – металеві.

За тривалий час експлуатації та в результаті ряду порушень правил експлуатації, конструкції покрівлі та покриття зазнали руйнувань. Покрівля із руберойду зазнала пошкоджень на 60 % поверхні, в результаті чого відбулось затікання нижче лежачих конструкцій. Протягом декількох років перебування в такому стані, несучі конструкції покрівлі зазнали часткових руйнувань, що не дозволяє в подальшому їх надійно експлуатувати.

Основні руйнування припали на збірні залізобетонні ребристі плити покриття, 15% з яких перебувають в аварійному стані та потребують демонтажу з подальшою заміною, ще 30 % перебувають в непридатному до подальшої експлуатації стані та потребують підсилення.

В даному проекті для підсилення збірних залізобетонних ребристих плит покриття використано новий сучасний метод – підсилення композитними стрічками на базі вуглецевих волокон. Застосування даного методу є обумовлено специфікою технології виробництва в даному цеху, що супроводжується агресивними випарами. Метод підсилення композитами має високу стійкість до дії агресивних середовищ, тому його використання саме в цьому випадку є доцільним.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1 Загальна характеристика ділянки

1.1.1 Географічне положення ділянки. Кліматичні умови

Згідно завдання на дипломне проектування районом під будівництво є місто Київ, на півночі України, де транспортне сполучення та забезпечення сировиною на високому рівні. На півночі область межує з Білорусією, на північному сході з Чернігівською областю, на сході – з Полтавською, на півдні – з Черкаською, на заході – з Житомирською, на південному заході – з Вінницькою областю.

Географічні координати міста Києва $50^{\circ} 26'$ північної широти і $30^{\circ} 32'$ східної довготи. За даними географічних координат можна зробити висновок, що область розташована в середній смузі помірного поясу, де зона мішаних лісів переходить в зону лісостепу.

Безпосереднього виходу до моря область немає, але через систему Дніпра отримує вихід до Чорного моря. Так як Київ столиця України, то через нього проходять багато транспортних магістралей, що має сприятливе значення для сполучення з іншими областями та зарубіжними державами.

Температурний режим території забудови характеризують:

- вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні складає $S_0 = 1,6 \text{ т/м}^2$;
- нормативний швидкісний напір вітру $W_0 = 0,4 \text{ т/м}^2$;
- середньорічна температура зовнішнього повітря $7,5 \text{ }^{\circ}\text{C}$;
- середня температура повітря найбільш холодного місяця (січня) $t = - 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$;
- середня температура повітря найбільш жаркого місяця (липня) $t = 27,6 \text{ }^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна мінімальна температура повітря $t = -37 \text{ }^{\circ}\text{C}$;
- абсолютна максимальна температура повітря $t = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

Вітровий режим характеризується основним напрямком вітру, та максимальною швидкістю. Основний напрямок: взимку – північно-західний, влітку – південно-східний.

Максимальна швидкість вітру: взимку 6,2 м/с; влітку 12 м/с.

1.1.2 Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище

Транспорт Київщини забезпечує народно-господарський комплекс області у вантажних і пасажирських перевезеннях, впливає на економічну спеціалізацію окремих районів, зростає його значення у міжнародних зв'язках. Сукупність всіх видів транспорту становить транспортний комплекс Київщини.

Залізничний транспорт

Так як Київ є столицею України, то через нього проходять основні залізничні магістралі, що зв'язують Київ не тільки з областями і містами України, але і з закордонними містами.

З метою покращення роботи залізничного транспорту області впроваджується система автоматичного керування рухом, автоблокування, використовуються нові тепловози і електровози. Планується розширити контейнерні перевезення.

Автомобільний транспорт

Основна автотранспортна магістраль Київ-Львів-Ужгород-Чоп, Київ-Одеса, Київ-Чернігів та інші дороги меншого значення, що зв'язують Київ з містами України і закордону.

Повітряний транспорт

Великого значення має повітряний транспорт. Бориспільський аеропорт має хорошу матеріальну базу. Споруджено сучасні приміщення аеровокзалу, просторі будівлі наземних служб, злітну смугу. Аеропорт зв'язаний з багатьма містами України та зарубіжжя.

Річковий транспорт

Для транспортного використання в області представлено Десна, Дніпро, Тетерів. Найбільшого значення має р. Дніпро, так як має достатню глибину і ширину для проходження барж, пароходів, катерів.

Трубопровідний транспорт

Цей вид транспорту добре розвинутий на території Київщини. Через область проходять дві газотранспортні магістралі.

На територію цеху підвіз матеріалів, а також вивіз продукції здійснюється автомобільним транспортом. Автомобільні дороги заводу з'єднані з транспортними шляхами і залізничною магістраллю міста Києва і через них здійснюється зв'язок з іншими крупними містами області.

Передбачається:

- доставка технологічної сировини автотранспортом — самоскидами;
- вивіз готової продукції передбачається автотранспортом споживачів.

Енергетичне забезпечення виробництва здійснюється завдяки існуючій лінії мережі міста. Потреби у технічній та питній воді забезпечуються з існуючих мереж міста Києва.

Шкідливий вплив будівлі, що проектується, на оточуюче середовище відсутній. Будівля проектується з традиційних матеріалів безпечних для робітників та оточуючого середовища. При будівництві забруднення природного середовища не відбудеться. Об'єкт знаходиться на підвищенні. Рівень ґрунтових вод проходить глибоко, в зв'язку з чим вода не буде забруднена.

Відведення дощових вод з території передбачається закритим способом (скиданням уздовж бордюрів автопроїздів через дощові колодязі в мережу зливової каналізації, а далі в очисні споруди дощових і виробничих стічних вод).

Отже, вибраний для будівництва майданчик добре підходить для будівництва даного заводу. Потреби в транспорті, воді, енергії, робочій силі можуть бути повністю задоволені.

1.1.3 Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівництва

Київська область розташована на Північно-Східному схилі Українського щита. Місто Київ знаходиться на Київському плато.

Інженерно-геологічні та гідрологічні умови будівництва наведені в розділі 3 «Основи і фундаменти».

1.2 Генеральний план

1.2.1 Обґрунтування прийнятого рішення

Будівля, що підлягає реконструкції, розташована на ділянці довгим боком з півдня на північ. По периметру будівлі передбачена відмостка шириною 1,0 м з ухилом від будівлі $i=0,05$.

Навкруги будівлі розташовані ділянки озеленення. Для забезпечення протипожежних вимог навкруг будівлі забезпечений проїзд автотранспорту по дорогах з твердим покриттям. Будівельний майданчик огорожений і забезпечений необхідною кількістю проїздів і проходів. Передбачено його освітлення в темний період доби. На будівельному майданчику розміщені вказані проходи і проїзди, а також встановлені знаки безпеки у відповідності з конкретними виробничими умовами.

Для початку монтажних робіт повинні бути завершені опоряджувальні роботи проїздних шляхів, щоб вільний доступ транспортних засобів до всіх об'єктів. Проїзди та проходи повинні бути вільні від будівельних матеріалів. По майданчику на окремих ділянках доріг – встановлюють гранично допустиму швидкість руху.

1.2.2 План організації рельєфу

Метою організації рельєфу є влаштування водовідводу від будівлі та пішохідних та транспортних шляхів. Важливим є наближення балансу земляних мас до нуля, в зв'язку з цим проектуєчий рельєф наближений до природного.

Дощові води відводяться за допомогою проїздів та доріг в зливну мережу, а також поглинаються ґрунтом.

За нульову відмітку прийнята підлога першого поверху, яка відповідає абсолютній відмітці 245,65 м.

1.2.3 ТЕП генерального плану

1. Коефіцієнт забудови:

$$\hat{E}_c = \frac{\text{площа забудови}}{\text{площа території}} = \frac{4910,4}{18050} = 0,27 ;$$

2. Коефіцієнт використання території:

$$\hat{E}_a = \frac{\text{площа забудови} + \text{площа озеленення} + \text{площа водних об'єктів}}{\text{площа території}} = \frac{4910,4 + 4770,83 + 4022,65}{18050} = 0,76$$

3. Процент озеленення:

$$\hat{E}_i = \frac{\text{площа озеленення}}{\text{площа території}} \cdot 100\% = \frac{4022,65}{18050} \cdot 100\% = 22\%$$

1.3 Об'ємно-планувальне рішення

1.3.1 Несучі конструкції

Конструктивна система будівлі – каркасна.

При розробленні каркасу споруди використовуються залізобетонні конструкції, у зв'язку з такими перевагами: надійність, менша трудомісткість при збиранні, транспортуванні складових каркасу на будівельний майданчик, можливість демонтажу після закінчення строку експлуатації будівлі.

Для несучих складових каркасу споруди застосовані традиційні рішення: колони –суцільного перерізу; ферма - сегментна, прольотом 24 м. Крок ферм та колон 6 м. В якості покриття використовується залізобетонні панелі.

1.3.2 Огороджуючі конструкції. Обґрунтування прийнятих конструкцій

В якості огороджуючи конструкцій використовують керамзитобетонні стінові панелі, які відрізняються невеликою власною вагою. Товщина таких панелей 300 мм. Панелі опираються на колони. В покрівлі в якості водоізоляційного килиму застосовується один шар євроруберойду на гарячій бітумній мастиці. В якості теплоізоляції застосовуються мінераловатні плити на синтетичному в'язучому. Водоізоляційний, термоізоляційний шар і пароізоляція лежать на залізобетонній плиті.

Для заповнення отворів використані: вікна – дерев'яні віконні блоки з подвійним склінням склопакетами, двері – дерев'яні, ворота – металеві.

1.3.3 Теплотехнічний розрахунок стіни

Попередньо назначаємо товщину панелі – 300 мм.

Визначаємо приведений опір теплопередачі кожного шару:

$$R = \frac{\delta}{\lambda} (\text{м}^3 \cdot \text{К}) / \text{Вт},$$

де, δ - товщина розрахункового шару;

λ - розрахунковий коефіцієнт теплопровідності шару, приймаємо з додатку (ДБН В.2.6-31:2006, додаток Л).

Вихідні дані для розрахунку огороджуючих конструкцій (для виробничого цеху) зводимо в таблицю 1.1.

Таблиця 1.1 Характеристики матеріалу огороджуючих конструкцій

№ з/п	Назва матеріалу	Питома вага, кг/м ³	λ , Вт/(м·К)	S, Вт/(м ² ·К)	R1, м ² ·К/Вт
1	Керамзитобетон	1000	0,41	6,13	0,732

Приведений опір теплопередачі визначаємо за формулою:

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_{в} + R_1 + 1/\alpha_{з},$$

$$R_{\Sigma} = 1/8.7 + 0.732 + 1/23 = 0.89 (\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}),$$

$$R_{\Sigma} = 0.89 > R_{q, \min} = 0.55 (\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}).$$

$R_{q, \min} = 0.55 \text{ м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}$, тому що у виробничому корпусі заводу після його зведення будуть монтуватися доменні печі для випалення цегли (ДБН В 2.6-31:2006 ст.5, табл.2).

Умова виконана, прийнята товщина стіни 300 мм задовільняє теплотехнічний розрахунок (стінова панель в осях 5-19).

Назначаємо товщину панелі – 300 мм.

Вихідні дані для розрахунку огорожуючих конструкцій (для побутових приміщень) зводимо в таблицю 1.2.

Таблиця 1.2 Характеристики матеріалу огорожуючих конструкцій

№ з/п	Назва матеріалу	Питома вага, кг/м ³	λ , Вт/(м·К)	S, Вт/(м ² ·К)	R ₂ , м ² ·К/Вт
1	Керамзитобетон	500	0,23	3,25	1.304

Приведений опір теплопередачі визначаємо за формулою:

$$R_{\Sigma} = 1/\alpha_{в} + R_2 + 1/\alpha_{з},$$

$$R_{\Sigma} = 1/8.7 + 1.304 + 1/23 = 1.5 (\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}),$$

$$R_{\Sigma} = 1.5 = R_{q, \min} = 1.5 (\text{м}^2 \cdot \text{К}/\text{Вт}).$$

Умова виконана, прийнята товщина стіни 300 мм задовільняє теплотехнічний розрахунок (стінова панель в осях 1-4).

1.3.4 Матеріали з яких зведена будівля. Обґрунтування їх вибору

Для зведення будівлі використовуються залізобетонні колони та ферми, що виготовляються за індивідуальними кресленнями і розрахунок яких наведений в подальших розділах. Для влаштування покриття використовують бітумну мастику, руберойд.

Конструкція підлог визначається особливостями технологічних процесів, які відбуваються в цеху. Оскільки на підлогу діють великі навантаження від технологічного обладнання, машин і механізмів, то потрібна посилена конструкція підлоги з високоміцних матеріалів, особливо це стосується місць проїзду вагонеток.

1.4 Архітектурно-художнє рішення будівлі

1.4.1 Використання засобів і прийомів архітектурної композиції

Для зорового сприйняття будівлі велике значення має колір та фактура зовнішніх стін, розміщення, розмір та форма віконних прорізів.

Для оздоблення фасадів будівлі використано акрилові фарби, що дає можливість надати фасаду вигляду, який вписує його в загальну композицію, створену природою.

Архітектурна композиція виражена у вигляді пропорційного відношення довжини будівлі до ширини, а також ширини до висоти.

Тектоніка будівлі утворюється вертикальними та горизонтальними швами між стіновими панелями.

Принцип художнього контрасту виражений в пофарбуванні стін, що зменшує одноманітність стінових панелей сірого кольору.

1.5 Санітарно-технічне обладнання

В проектуємій будівлі передбачена водяна система опалення від центральної котельні. Передача тепла здійснюється тепловими мережами, які прокладаються в загальних колекторах спільно з іншими комунікаціями. Вентиляція – витяжна примусова, а також приточно-витяжна природна. Туалети та кімнати відпочинку обладнані системами як холодного так і гарячого водопостачання. Каналізація – роздільна для побутових та виробничих стоків, дощова каналізація спільна з побутовою. Електропостачання здійснюється через заводську систему.

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Перевірочний розрахунок ребристої попередньо-напруженої плити покриття

2.1.1 Дані для проектування

Потрібно виконати розрахунок і конструювання збірної залізобетонної попередньо-напруженої плити (ребристої) покриття розміром 3×6 м.

Прийняте армування: полиці плити – зварюють рулонною сіткою поперечних ребер – плоскими зварними сітками і попередньо-напруженими стержнями. Натяг арматури передбачають механічним способом на упори форми. Обтиск бетону виконують при передаточній міцності, що складає 70% проектної.

Напружену арматуру приймаємо з гарячекатаної арматурної сталі класу А800С. Рулонна сітка полиці і плоскі сітки повздовжніх ребер – з арматурного дроту класу Вр-I, плоскі сітки поперечних ребер – з цієї проволочи та гаряче катаної арматурної сталі класу А400С. Петлі для підйому плити – з арматури класу А240.

До тріщиностійкості плити покриття представлені вимоги 3-ї категорії.

Розрахункові характеристики матеріалів:

- Бетон В 30: $R_b=17$ МПа; $R_{bt}=1,2$ МПа; $R_b=22$ МПа; $R_{bt,ser}=1,8$ МПа; $E_b=29000$ МПа;
- Арматура А 800 С: $R_s=680$ МПа; $R_{sc}=400$ МПа; $R_{s,ser}=785$ МПа; $E_s=190000$ МПа; $\alpha_s=6,55$;
- Арматура А 400 С: $R_s=R_{sc}=365$ МПа; $E_s=200000$ МПа; $\alpha_s=6,9$;
- Арматура Вр-I $\downarrow 3$ мм: $R_s=R_{sc}=375$ МПа; $R_{s\omega}=270$ МПа;
- Арматура Вр-I $\downarrow 4$ мм: $R_s=R_{sc}=365$ МПа; $R_{s\omega}=265$ МПа;
- Арматура Вр-I $\downarrow 5$ мм: $R_s=R_{sc}=360$ МПа; $R_{s\omega}=260$ МПа; $E_s=170000$ МПа; $\alpha_s=5,86$ (при всіх діаметрах арматури Вр-I);

- Арматура А 240 С: $R_s=225$ МПа.

▪

2.1.2 Збір навантажень на плиту

Таблиця 2.1 Збір постійних навантажень на плиту

№ з/п	Вид навантаження	Характерист. навантаження, кПа	γ_{fe}	Експлуатац. навантаж., кПа	γ_{fm}	Граничне навантаження, кПа
1	3 шари євроруберойду	0.10	1.0	0.10	1.2	0.12
2	Цем.-піщана стяжка $t = 0.03\text{м}, \gamma = 2.2 \text{ т/м}^3$	0.66	1.0	0.66	1.3	0.858
3	Утеплювач – пінобетон $t = 0.11\text{м}, \gamma = 0.4 \text{ т/м}^3$	0.44	1.0	0.44	1.3	0.572
4	Пароізоляція – 2 шари пергаменту	0.08	1.0	0.08	1.3	0.104
5	Плита ребриста 3х6 м, G = 1.5 т	1.5	1.0	1.5	1.1	1.65
	Всього			$g_1 = 2.78$		$g_2 = 3.304$

2.1.3 Розрахунок полиці плити

Полиця являє собою однорядну багато прольотну плиту, окреслену ребрами. Середні прольоти розглядаємо як плити, защемлені по всьому контуру, крайні – як плити, защемлені по трьом сторонам і вільно оперті на торцеві ребра.

Полицю армуємо однією зварною сіткою, розміщеною по середині її товщини так, щоб для арматури знизу захисний шар бетону був не менший 10 мм. Така схема армування забезпечує однакову несучу здатність як проміжних, так і опорних перерізів полиці по контурам полів. Співвідношення прольотів: у середніх – $l_1=1,41$ м; $l_2=2,71$ м; $l_2/l_1=2,71/1,41=1,92$; крайніх - $l_1=1,285$ м; $l_2=2,71$ м; $l_2/l_1=2,71/1,285=2,11$.

Розрахункове навантаження на полицю, рівномірно розподілене по площі, складається з ваги водотеплоізоляційної ковдри, ваги полиці та снігового навантаження: $q=0,124+0,445+1,186+0,062+0,03 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1+ +1,410=4,011$ кПа.

Дію зосередженого навантаження від ваги робочого з інструментом не враховуємо (при відсутності снігового навантаження), оскільки при такій схемі навантаження і заданих розмірах плити виникають заздалегідь менші згинальні моменти.

ΔA_{S1} і ΔA_{S2} – площі перерізу арматури, що приходяться на 1 м ширини площі відповідно у напрямках l_1 і l_2 . Згідно з таблицею $\Delta A_{S2}/\Delta A_{S1}=0,35$.

Признаємо діаметри стержнів арматури, яка в повздовжньому напрямку $d_1=4$ мм, в поперечному - $d_2=3$ мм.

Тоді робоча висота полиці $h_{01}=1,6$ см, $h_{02}=1,25$ см, $h_{0I}=1,4$ см, $h_{0II}=1,75$ см. Приймавши плече внутрішньої пари $Z=0,95h_0$, отримуємо $Z_1=1,52$ см; $Z_2=1,19$ см; $Z_I=1,33$ см; $Z_{II}=1,66$ см.

Для середнього прольоту: $365 \cdot 0,0152 \cdot \Delta A_{S1}=5,548\Delta A_{S1}$;

$$M_2=375 \cdot 0,0119 \cdot 0,35\Delta A_{S1}=1,562\Delta A_{S1};$$

$$M_I=M_I'=365 \cdot 0,014 \cdot \Delta A_{S1}=5,11\Delta A_{S1};$$

$$M_{II}=M_{II}'=375 \cdot 0,0166 \cdot 0,35\Delta A_{S1}=2,179\Delta A_{S1}.$$

Для крайнього прольоту моменти мають такі ж значення, за виключенням $M_I=0$ (вільна опора).

Зменшуючи значення моментів в результаті розпору для середніх прольотів на 20%, а для крайніх – на 10%, з рівняння визначаємо потрібну площу арматури.

Для середнього прольоту: $0,8 \cdot 0,004011 \cdot 1,41^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,141) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 2 \cdot 5,11) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,41] \cdot \Delta A_{S1}$, звідси $\Delta A_{S1}=0,000052$ м²=0,52 см²; $\Delta A_{S2}=0,35 \cdot 0,52=0,182$ см².

Для крайнього прольоту: $0,9 \cdot 0,004014 \cdot 1,285^2 \cdot (3 \cdot 2,71 - 1,285) / 12 = [(2 \cdot 5,548 + 5,11 + 0) \cdot 2,71 + (2 \cdot 1,562 + 2 \cdot 2,179) \cdot 1,285] \cdot \Delta A_{S1}$, звідси $\Delta A_{S1}=0,000064$ м²=0,64 см²; $\Delta A_{S2}=0,35 \cdot 0,64=0,22$ см².

Армування підбираємо приймаючи в повздовжньому напрямку стержні $\perp 4$ мм, $S=150$ мм, $\Delta A_{S1}=0,75$ см²; в поперечному – стержні $\perp 3$ мм, $S=250$ мм, $\Delta A_{S1}=0,28$ см².

2.1.4 Розрахунок поперечних ребер

Армування крайніх і проміжних ребер висотою 150 мм прийнято однаковим, тому розрахунок виконуємо тільки для більш навантажених проміжних ребер.

По конструктивним вимогам (без розрахунку) середнє поперечне ребро передбачаємо висотою 250 мм з подвоєною кількістю арматури для збільшення просторової жорсткості плити.

Розрахунковий проліт прийнятий рівним відстані між осями повздовжніх ребер $l=2,84$ м.

Розрахункове навантаження на ребро складається із навантаження від площі плити, зібраного з вантажної площі шириною 1,5 м, і ваги поперечного ребра.

Навантаження від власної ваги ребра: $g_d=0,5(0,16+0,04)\cdot(0,15-0,03)\cdot 1\cdot 25\cdot 0,95\cdot 1,1=0,314$ кН/м;

Навантаження зібране з вантажної площі: $q_l=1,5\cdot 4,011=6,017$ кН/м;

Загальне навантаження на ребро: $q=g_d+q_l=0,314+6,017=6,331$ кН/м;

Згинаючий момент в середині прольоту:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} - \frac{q_l \cdot a^2}{6} = \frac{6,331 \cdot 2,84^2}{8} - \frac{6,017 \cdot 0,75^2}{6} = 5,819 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q=0,5(q \cdot l - q_l \cdot a)=0,5 \cdot (6,331 \cdot 2,84 - 6,017 \cdot 0,75)=6,73 \text{ кН};$$

Ребра армують одною плоскою зварною сіткою. Робоча арматура зі сталі А 400 С, інша – з дроту класу Вр-І.

Врахована в розрахунку ширина полиці при $h'_f=3$ см $> 0,1h=1,5$ см;

$$b'_f = b + \frac{2 \cdot l}{6} = 0,16 + \frac{2 \cdot 2,84}{6} = 1,107 \text{ см.} \quad \text{Середня ширина ребра}$$

$b=0,5 \cdot (0,16+0,04)=0,1$ м. Приймавши $a=2,5$ см, отримуємо робочу висоту ребра $h_0=0,125$ м. Оскільки навантаження малої сумарної протяжності відсутні, приймаємо $\gamma_{b2}=0,9$, тоді:

$$R_b=0,9 \cdot 17=15,3 \text{ МПа}; R_{bt}=0,9 \cdot 1,3=1,08 \text{ МПа}; \gamma_{b2}=0,9;$$

$$\omega=0,85-0,008 \cdot 15,3=0,7276;$$

$$\xi_R = \frac{0,7276}{\left[1 + \frac{365}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,7262}{1,1}\right)\right]} = 0,583;$$

$$B_R=0,583 \cdot (1-0,5 \cdot 0,583)=0,413.$$

Визначаємо положення границі стиснутої зони. Оскільки:

$$M'_{fn}=15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,03(0,125-5 \cdot 0,03)+0+0=0,0559 \text{ МН} \cdot \text{м} > M=0,00582 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

границя стиснутої зони знаходиться в полиці. Площа перерізу розтягнутої арматури вираховуємо як для прямокутного перерізу шириною $b=b'_f=1,107$ м:

$$B_0 = \frac{0,00582}{(15,3 \cdot 1,107 \cdot 0,125^2)} = 0,022 < B_R = 0,413;$$

$$\nu = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022}\right) = 0,989;$$

$$A_s = \frac{0,00582}{(365 \cdot 0,989 \cdot 0,125)} = 0,000129 \text{ м}^2 = 1,29 \text{ см}^2;$$

Приймаємо 1 \perp 12 А400С; $A_s=1,131 \text{ см}^2$.

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури з умов $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{br} \cdot b \cdot h_0$, $sup Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{br} \cdot b \cdot h_0 m^2 / C$.

При відсутності поздовжніх сил $\varphi_n=0$, приймаємо $C=2,5h_0=0,3125$ м. Оскільки $Q_{max}=0,00673 \text{ МН} < 2,5 \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125=0,03375 \text{ МН}$ і $Q=0,00673-0,006331 \cdot 0,3125=0,00475 \text{ МН} < 1,5(1+0) \cdot 1,08 \cdot 0,1 \cdot 0,125^2 / 0,3125=0,0081 \text{ МН}$, то поперечна арматура по розрахунку не потрібна і її призначають по конструктивним вимогам.

2.1.5 Розрахунок плити за міцністю в стадії експлуатації

2.1.5.1 Визначення розрахункових зусиль

Розрахунковий проліт приймаємо з умови, що осі опор знаходяться на відстані 6 см від торців плити: $l=11,96-2 \cdot 0,06=11,84$ м.

Розрахункові навантаження на плиту:

- Постійне $g=3 \cdot 4,158=12,47$ кН/м;
- Тимчасове $P=3 \cdot 1,41=4,23$ кН/м;
- Повне $q=12,47+4,23=16,7$ кН.

Згинаючий момент в середині прольоту: $M=16,7 \cdot 11,84^2/8=292,64$ кН·м;

Поперечна сила на опорі: $Q=0,5 \cdot 16,7 \cdot 11,84=98,86$ кН.

2.1.5.2 Розрахунок міцності нормальних перерізів

Дійсний П-подібний переріз плити приводимо до еквівалентного таврового. Середня ширина ребра $b=0,5(14+10) \cdot 2=24$ см. В розрахунок вводимо всю ширину полиці, оскільки: $b'_f=2,95\text{м} < b + \frac{2 \cdot l}{6} = 0,24 + \frac{11,84}{6} = 4,187$ м; $h_f=0,03$ м.

Приймаючи $a=4,5$ см, знаходимо робочу висоту перерізу $h_0=0,455-0,045=0,41$ м.

Перевіряємо умову $Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega l} \cdot \varphi_{b l} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$, що забезпечує міцність бетону стінки по стиснутій полосі між похилими тріщинами. Приймаємо орієнтовно коефіцієнт поперечного армування $\mu_{\omega}=0,001$, отримуємо $\varphi=1+5 \cdot 5,86 \cdot 0,001=1,03$; $\varphi_{b l}=1-0,01 \cdot 15,3=0,847$. Тоді $0,3 \cdot \varphi_{\omega l} \cdot \varphi_{b l} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0=0,3 \cdot 1,03 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 0,24 \cdot 0,41=0,394$ МН. Оскільки $0,394 \text{ МН} > Q=0,09886 \text{ МН}$, то умова виконується, тобто розміри поперечного перерізу плити достатні.

Орієнтовно приймаємо попереднє напруження арматури з врахуванням всіх втрат $\sigma_{sp}=450$ МПа. З врахуванням цього розраховуємо за формулами:

$$\xi_R = \frac{\omega}{\left[1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right]}; \quad B_R = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \xi_R); \quad \omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b$$

$$\xi_R = \frac{0,7276}{(1 + 1680 + 400 - 450) \cdot \left(1 - \frac{0,7276}{1,1} \right) / 500} = 0,51; \quad B_R = 0,51 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,51) = 0,38;$$

$$\text{З умови } M \leq R_b \cdot b' \cdot h'_j \cdot (-0,5 \cdot h'_j) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} \cdot A'_{sp} \cdot (h_0 - a'_{sp})$$

$$M_{fn}=15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,03 \cdot (0,41 - 0,5 \cdot 0,03) = 0,539 \text{ МН} \cdot \text{м} > M = 0,29264 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Звідси границя стиснутої зони проходить в полиці і переріз розраховуємо як прямокутник шириною $b=b'_f=2,95$ м. Площу перерізу попередньо

напруженої арматури в поздовжніх ребрах визначаємо без врахування ненапруженої арматури.

$$\text{По формулі: } B_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,2926}{15,3 \cdot 2,95 \cdot 0,41^2} = 0,038 < R_R = 0,48.$$

Стиснута арматура по розрахунку не потрібна.

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot B_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,039; \omega = 1 - 0,5 \cdot 0,039 = 0,981.$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи арматури γ_{SG} . По формулі:

$$\gamma_{SG} = 2 \cdot \eta - 1 - 2 \cdot (\eta - 1) \cdot \frac{\xi}{\xi_R} \leq \eta. \quad \gamma_{SG} = 2 \cdot 1,15 - 1 - 2 \cdot (1,15 - 1) \cdot \frac{0,039}{0,61} = 1,18 > \eta = 1,15.$$

Приймаємо $\gamma_{SG} = 1,15$.

Визначаємо площу перерізу попередньо напруженої арматури поздовжніх

$$\text{ребер: } A_{SP} = \frac{M - R_s \cdot A_s \cdot v \cdot h_0}{\gamma_{sb} \cdot R_s \cdot v \cdot h_0} = \frac{0,2926 - 0}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,981 \cdot 0,41} = 0,00093 \text{ м}^2 = 9,3 \text{ см}^2. \text{ Приймаємо}$$

4.18 А 800 С, $A_{sp} = 10,18 \text{ см}^2$.

2.1.5.3 Розрахунок міцності похилих перерізів

Необхідність встановлення розрахункової поперечної арматури перевіряємо з умов: $Q_{max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$, $sup \ i \ Q \leq Q_{bn} = \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \text{ м}^2 / C$, що забезпечують міцність плити без розвитку похилих тріщин, тобто при відсутності поперечної арматури. Зусилля попереднього напруження з врахуванням $\gamma_{sp} = 0,9$; $P_0 = 0,9 \cdot 450 \cdot 0,000982 = 0,398 \text{ МН}$. Коефіцієнт φ_n , що враховує вплив поздовжньої сили на міцність похилого перерізу:

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 0,398}{1,08 \cdot 0,24 \cdot 0,41} = 0,37 < 0,5.$$

Оскільки тимчасове навантаження – еквівалентне, то $q_l = g + \frac{P}{2} = 12,47 + \frac{4,23}{2} = 14,59 \text{ кН/м}$. Перевіряємо умову $q_l \leq 0,16 \cdot \varphi_{bn} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot (1 \pm 2,5 \cdot tg\beta)$.

Оскільки $q_l = 14,59 \text{ кН/м} < 0,16 \cdot 1,5(1 + 0,47) \cdot 1,08 \cdot 0,24 = 0,0914 \text{ МН/м} = 91,4 \text{ кН/м}$, приймаємо $C = C_{max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 0,41 = 1,025 \text{ м}$. Тоді

$$Q_{\max}=98,86\text{кН}<2,5\cdot 1,08\cdot 0,24\cdot 0,41=0,2657\text{ МН}=265,7\text{ кН}; Q=Q_{\max}-q_1\cdot C=98,86-14,59\cdot 1,025=83,91\text{ кН}<1,5\cdot (1+0,47)\cdot 1,08\cdot 0,41^2/1,025=0,3905\text{ МН}=390,5\text{ кН}.$$

Обидві вищевказані умови виконуються, поперечна арматура по розрахунку не потрібна і її встановлюємо по конструктивним вимогам. Похилий переріз на дію згинального моменту не розраховуємо, оскільки надійне анкерування напруженої арматури забезпечується конструктивними засобами.

2.1.6 Визначення геометричних характеристик поперечного перерізу плити

Використовуємо еквівалентний переріз з врахуванням прийнятої кількості напруженої арматури і поздовжніх стержнів сітки, розміщеної в полиці.

Площа приведенного перерізу:

$$A_{red}=(2,95-0,24)\cdot 0,03+0,24\cdot 0,455+6,55\cdot 0,000982+5,86\cdot 0,000075\cdot 3=0,2\text{ м}^2.$$

Статичний момент цього перерізу відносно нижньої грані $S_{red}=0,0813\cdot (0,455-0,015)+0,1092\cdot 0,2275+0,0081\cdot 0,045+0,0015\cdot (0,455-0,016)=0,061638\text{ м}^3$. Відстані від центра ваги приведенного перерізу до нижньої і верхньої граней

$$Y_{red}=\frac{0,061638}{0,2}=0,308\text{ м}; h-Y_{red}=0,455-0,308=0,147\text{ м}.$$

Відстані від центра ваги приведенного перерізу до центру ваги арматури A_{sp} і

$$A'_{sp}: Y_{sp}=0,308-0,045=0,263\text{ м}; y'_{G}=0,455-0,308-0,016=0,131\text{ м}.$$

Момент інерції приведенного перерізу плити відносно її центру ваги:

$$Y_{red}=(2,95-0,24)\cdot 0,03^3/12+0,0813\cdot (0,147-0,015)^2+0,24\cdot 0,455^3/12+0,1092\cdot (0,308-0,2275)^2+0,0081\cdot 0,263^2+0,0015\cdot 0,131^2=0,0046\text{ м}^4.$$

Момент опору приведенного перерізу плити для нижньої грані

$$W_{red,b}=\frac{0,0046}{0,308}=0,01494\text{ м}^3, \text{ те саме для верхньої грані } W_{red,t}=\frac{0,0046}{0,147}=0,03129\text{ м}^3.$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки

$$a_{n,t}=\frac{0,01494}{0,2}=0,075\text{ м}; \text{ те саме до нижньої точки } a_{n,b}=\frac{0,03129}{0,2}=0,156\text{ м}.$$

Визначаємо момент опору приведенного перерізу плити з врахуванням недружніх деформацій розтягнутого бетону. Якщо розтягнута зона розміщена внизу перерізу, з умови $S'_{b0} + \alpha_s \cdot S'_{s0} - \alpha_s \cdot S_{s0} = (h-x) \cdot A_{bt}/2$ визначаємо положення нульової лінії $(2,95-0,24) \cdot x \cdot 0,03 \cdot (x-0,015) + 0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,0015 \cdot (x-0,016) - 0,078 \cdot (0,41-x) = 0,5 \cdot (0,455-x) \cdot 0,24 \cdot (0,455-x)$, звідси $x=0,147$ м; $h-x=0,308$ м.

$$\text{По формулі } W_{pl} = \frac{2 \cdot (I_{b0} + \alpha_s \cdot I_{s0} + \alpha_s \cdot I'_{s0})}{h-x} + S_{b0},$$

$$\text{при } I_{b0} = (2,95-0,24) \cdot 0,03^3/12 + (2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,147-0,015)^2 + 0,24 \cdot 0,147^3/3 = 0,001677 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I_{s0} = 0,008 \cdot (0,308-0,045)^2 = 0,00056 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0} = 0,0015 \cdot (0,147-0,016)^2 = 0,000026 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0} = 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,308^2 = 0,011384 \text{ м}^3; \text{ отримаємо:}$$

$$W_{pl,b} = 2 \cdot (0,001677 + 0,00056 + 0,000026) / (0,308 + 0,011384) = 0,02595 \text{ м}^3.$$

Аналогічно потрібно робити, коли розтягнута зона розміщена зверху. Положення нульової лінії: $0,5 \cdot 0,24x^2 + 0,078 \cdot (x-0,045) - 0,0015 \cdot (0,455-0,016-x) = 0,5 \cdot (0,455-x) \cdot [(2,95-0,24) \cdot 0,03 + 0,24 \cdot (0,455-x)]$, звідки $x=0,279$ м; $h-x=0,176$ м.

$$I_{b0} = 0,24 \cdot \frac{0,279^3}{3} = 0,0017374 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I_{s0} = 0,0015 \cdot (0,176-0,016)^2 = 0,0000384 \text{ м}^4;$$

$$\alpha_s \cdot I'_{s0} = 0,0081 \cdot (0,279-0,045)^2 = 0,0004435 \text{ м}^4;$$

$$S_{b0} = (2,95-0,24) \cdot 0,03 \cdot (0,176-0,015) + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,176^2 = 0,01681 \text{ м}^3;$$

$$W_{pl,t} = 2 \cdot (0,0017374 + 0,0000384 + 0,0004435) / (0,176 + 0,01681) = 0,04184 \text{ м}^3.$$

2.1.7 Попереднє напруження арматури і його втрати

Призначаємо $\sigma_{sp} = 740$ МПа. Враховуючи, що допустиме відхилення від нього при механічному способі натягу арматури $p = 0,05 \cdot 740 = 37$ МПа, перевіряємо умови $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) + p \leq R_{s,ser}$; $\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) - p \geq 0,3 \cdot R_{s,ser}$.

Оскільки $\sigma_{sp} + p = 740 + 37 = 777$ МПа $> 0,3 \cdot R_{s,ser} = 0,3 \cdot 785 = 235,5$ МПа, втрати попереднього напруження визначаємо по формулам :

Втрати від релаксації напружень арматури $\sigma_1=0,1 \cdot 740 \cdot 20=54$ МПа. Втрати від температурного перепаду відсутні, оскільки арматурні форми нагріваються в однаковій степені, тобто $\sigma_2=0$.

При $l=13$ м і $\Delta l=1,25+0,15 \cdot 28=5,45$ мм, втрати від деформації анкерів розміщених біля натяжних пристроїв, $\sigma_3=5,45 \cdot 190000/13000=80$ МПа. Тертя при натязі арматури відсутнє, тому $\sigma_4=0$. Втрати від деформації сталевих форм у зв'язку з відсутністю даних про технологію виготовлення і її конструкцію, приймаємо $\sigma_5=30$ МПа. Сума усіх втрат :

$$\sigma_{cos}=54+0+80+0+30=164 \text{ МПа.}$$

Попереднє напруження арматури перед обтиском бетону: $\sigma_{sp}=740-164=576$ МПа.

Зусилля попереднього напруження: $P_0=\sigma_{sp} \cdot A_{sp}=576 \cdot 0,000982=0,57$ МН.

Максимальний згинальний момент від ваги плити $M_d=1,606 \cdot 3 \cdot 11,84^2/8=84,43$ кН·м.

Максимальні стискуючі напруження бетону від дії сили P_0 визначають по

$$\sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{op} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}, \text{ при } M_d=0:$$

$$\sigma_{bp}=0,57/0,2+0,57 \cdot 0,263/0,0046 \cdot 0,308=12,9 \text{ МПа.}$$

Оскільки $R_{bp}=0,7 \cdot 30=21$ МПа і $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{12,9}{21} = 0,614 < 0,95$, напруження в бетоні

не перевищують максимально допустимих

Визначаємо втрати від повзучості бетону. Для цього вираховуємо напруження в бетоні на рівні центру ваги перерізу напружуваної арматури від дії сили P_0 і згинаючого моменту від ваги плити:

$$\sigma_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,71 \cdot 0,263 - 0,08443) \cdot 0,263}{0,0046} = 8,70 \text{ МПа}$$

Оскільки $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,70}{27} = 0,414 < \alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775$, то $\sigma_b=0,85 \cdot 40 \cdot 0,414=$

$=14,1$ МПа. Звідси перші втрати $\sigma_{cos}=164+14,1=178,1$ МПа.

Напруження в бетоні при обтиску на рівні центру ваги перерізу верхньої (ненапруженої) арматури $\sigma'_{bp} = \frac{0,57}{0,2} + \frac{(0,57 \cdot 0,263 - 0,08443) \cdot 0,131}{0,0046} = 0,99 \text{ МПа}$.

Напруження у верхній арматурі від невиднонатікаючої повзучості

$$\sigma'_s = \frac{0,85 \cdot 40 \cdot 0,99}{21} = 1,6 \text{ МПа}.$$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат:

$$P_{01} = (740 - 178,1) \cdot 0,000982 - 1,02 \cdot 0,000264 = 0,5515 \text{ МН}.$$

Втрати від усадки бетону, що піддавався тепловій обробці, $\sigma_g = 0,85 \cdot 40 = 34 \text{ МПа}$.

Втрати від повзучості бетону знаходимо в залежності від $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$. Для

попередньо напруженої арматури $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} < 0,75$, тому $\sigma_g = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,414 = 52,79$

МПа. Сумарні втрати $\sigma_{cos} = 178,1 + 34 + 52,79 = 264,89 \text{ МПа} \approx 265 \text{ МПа}$.

Напруження у верхній (ненапруженій) арматурі від усадки бетону $\sigma'_s = \sigma_g = 34 \text{ МПа}$, від повзучості $\sigma'_s = \frac{0,85 \cdot 150 \cdot 0,99}{21} = 6,01 \text{ МПа}$, сумарні (з врахуванням напруження від повзучості): $\sigma'_s = 1,6 + 34 + 6,01 = 41,61 \text{ МПа} \approx 42 \text{ МПа}$.

2.1.8 Розрахунок плити по виникненню тріщин

Для конструкції до тріщиностійкості яких ставляться вимоги 3-ї категорії. Розрахунок по виникненню тріщин виконується для виявлення необхідної перевірки по розкриттю тріщин і для в'яснення випадку розрахунку по деформаціям. При цьому слід приймати коефіцієнт точності натягу арматури $\gamma_{sp} = 1$ і коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_t = 1$.

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням всіх втрат:

$$P_{02} = (740 - 265) \cdot 0,000982 - 42 \cdot 0,000264 = 0,4554 \text{ МП}.$$

Ексцентриситет прикладання зусилля обтиску відносно центру ваги приведенного перерізу: $e_{op} = \frac{(740 - 265) \cdot 0,000982 + 42 \cdot 0,000264 \cdot 0,131}{0,5675} = 0,22 \text{ м.}$

Розподілене навантаження на плиту при $\gamma_t=1$.

$$q=4,453 \cdot 3=13,359 \text{ кН/м} \approx 13,4 \text{ кН/м.}$$

Згинаючий момент від цього навантаження всередині прольоту плити:

$$M=13,4 \cdot 11,84^2/8=234,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

По формулам: $\varphi = 1,6 - \frac{G_b}{R_{b,ser}}$; $G_b = \frac{P_0(a_{n,t} + a_{n,b}) + 2 \cdot R_{bt,ser} \cdot W_{red,b}}{W_{red,t}}$

$$G_b = \frac{0,4554 \cdot (0,075 + 0,156) + 2 \cdot 1,8 \cdot 0,01494}{0,03129} = 5,08 \text{ МПа}; \quad \varphi = 1,6 - \frac{5,08}{22} = 1,37 > 1,$$

приймаємо $\varphi=1$, тому $v = a_{n,t}$. Перевіряємо умову $M_r \leq M_{crc}$. Оскільки $M_{crc}=0,4554 \times (0,270+0,075)+1,8 \cdot 0,02595=0,283 \text{ МН} \cdot \text{м}=204 \text{ кН} \cdot \text{м} > M=234,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$, в нормальних перерізах плити тріщини не виникають, тому розрахунок по їх розкриттю не потрібний. Перевіряємо можливість виникнення верхніх тріщин. Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат $P_{0I}=0,5515 \text{ МН}$; максимальний згинаючий момент при $\gamma_t=1$ від ваги плити $M_d=84,43 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Виникнення верхніх тріщин перевіряємо на умові $P_{0I}(e_{op}-v_b) \pm M_v \leq R^p_{bt,ser} W_{pl,t}$. Оскільки $P_{0I}(e_{op}-v)-M_d=0,5515 \cdot (0,263-0,156)-0,08443= -0,0254 \text{ МН} \cdot \text{м} < R^p_{bt,ser} W_{pl,t} = 0,7 \cdot 1,8 \cdot 0,04184=0,0527 \text{ МН} \cdot \text{м}$, верхні тріщини не виникають.

Для виявлення необхідності розрахунку по розкриттю похилих тріщин (перевіряємо чи утворюються вони в межах довжини зони) проводимо для двох перерізів плит: біля грані опори і на відстані l_p від торця. В обох випадках перевірку виконуємо в центрі ваги перерізу ($Y=Y_{red}=0,308 \text{ м}$).

Оскільки між місцем прикладання опорної реакції і перерізами, що розглядаються, поперечного навантаження може не бути, для обох випадків приймаємо $Q=Q_{max}=0,5 \cdot 3 \cdot 4,453 \cdot 11,84=79,09 \text{ кН}$.

Визначаємо значення P_0 у перерізах, що розглядаються. Для цього по

формулі $l_p = \left(\frac{\omega_p \cdot \sigma_s}{R_{bp}} + \Delta \lambda_p \right) \cdot d$ вираховуємо довжину зони передачі напружень

l_p , беручи до уваги, що $\omega_p=0,3$ і $\lambda_p=10$.

$$\ell_p = \left(\frac{0,3 \cdot (740 - 178,1)}{21} + 10 \right) \cdot 2,8 = 50,5 \text{ см}$$

Для перерізу I $l_x = 12 \text{ см}$, в цьому перерізі $P_{02}^I = 0,4554 \cdot 12 / 50,5 = 0,108 \text{ МН}$.

Для перерізу II $l_x = l_p$, звідки $P_{02}^{II} = 0,4554 \text{ МН}$.

Визначаємо нормальні напруження σ_x на рівні центру ваги перерізу при

$$y=0 \text{ по формулі } \sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 \cdot C_{0p} \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}} :$$

$$\sigma_x^I = \frac{0,108}{0,2} = 0,54 \text{ МПа} \quad , \quad \sigma_x^{II} = \frac{0,4554}{0,2} = 2,28 \text{ МПа} . \text{ Оскільки напруження } \sigma_x^I \text{ і}$$

σ_x^{II} стискуючі, то при вирахуванні σ_{mt} і σ_{mc} , підставляємо їх у формулу зі знаком

$$\text{“-”}: \quad \sigma_{\frac{mt}{mc}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + T_{xy}^2} . \text{ По формулі } T_{xy} = \frac{Q \cdot S_{red}}{b \cdot I_{red}} \text{ визначаємо}$$

дотичні напруження T_{xy} . Для цього вираховуємо статичний момент приведеної площі частини перерізу, розміщеної вище центру ваги перерізу, відносно нульової лінії: $S_{red} = (2,95 - 0,24) \cdot 0,03 \cdot 0,132 + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,147^2 + 0,0015 \cdot 0,131 = 0,01352 \text{ м}^3$. Тоді

$$T_{xy}^I = T_{xy}^{II} = \frac{0,07909 \cdot 0,01352}{0,0046 \cdot 0,24} = 0,969 \text{ МПа} .$$

Оскільки попередньо напружена поперечна арматура відсутня, $\sigma_{yp} = 0$. по

формулі: $\sigma_{y,loc} = \frac{\varphi_y \cdot P}{b \cdot h}$ визначаємо місцеві стискуючі напруження поблизу місця опорних реакцій.

$$\text{Для перерізу I:} \quad \alpha = \frac{X^I}{h} = \frac{0,04}{0,455} = 0,088; \quad \beta = \frac{y}{h} = \frac{0,308}{0,455} = 0,677. \quad \text{Тоді}$$

$$\sigma_{y,loc}^I = \frac{0,07909}{0,24 \cdot 0,455} \cdot \frac{2 \cdot 0,677^2}{3,14} \cdot \left[\frac{3 - 2 \cdot 0,677}{(1 + 0,088^2)^2} - \frac{0,677}{(0,088^2 + 0,677^2)^2} \right] = -0,316 \text{ МПа} \text{ (знак “-”}$$

вказує на те, що не напруження стиску).

$$\text{Для перерізу II:} \quad \alpha = \frac{X^{II}}{h} = \frac{0,424}{2,455} = 0,932 > 0,7; \text{ тобто } \sigma_{y,loc}^{II} = 0/$$

Визначаємо головні розтягуючі і стискуючі напруження. Для перерізу I:

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{-0,540 - 0,316}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,540 + 0,316}{2}\right)^2 + 0,969^2} = (-0,376 \pm 0,9755) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^I = -0,376 + 0,9755 = 0,600 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^I = -0,376 - 0,9755 = -1,352 \text{ МПа};$$

Для перерізу II:

$$\sigma_{mt,mc} = \frac{-2,28}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-2,28}{2}\right)^2 + 0,969^2} = (-1,14 \pm 1,496) \text{ МПа}$$

$$\sigma_{mt}^{II} = -1,14 + 1,496 = 0,356 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^{II} = -1,14 - 1,496 = -2,636 \text{ МПа}$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи бетону γ_{bu} , що враховує вплив двоосного напруженого стану на міцність бетону.

$$\text{Для важкого бетону } \alpha=0,01, \text{ тому } \gamma_{bu} = \frac{1 - 2,636 / 22}{0,2 + 0,01 \cdot 30} = 1,76 > 1;$$

Приймаємо $\gamma_{bu}=1$ і перевіряємо умову $\sigma_{mc} \leq \gamma_{bu} \cdot R_{b,ser}$. Для обох перерізів. Звідси слідує, що на ділянці елемента в межах довжини зони передачі напружень похилі тріщини не виникають.

Для з'ясування необхідності розрахунку по розкриттю похилих тріщин розглянемо також переріз III, розміщений на відстані $h_0=0,41$ м від точки прикладання опорної реакції (на рівні центру ваги перерізу і в місці примикання полиці до ребер). Оскільки цей переріз розміщений в межах довжини зони передачі напружень, тобто між перерізами I і II, похилі тріщини на рівні його центру ваги не утворюються. Перевіряємо умову виникнення похилих тріщин для перерізу III в місці примикання стиснутої полиці до ребер. В розглянутому перерізі при $l_x=0,490$ м і $X^{III}=0,41$ м визначаємо діючі зусилля:

$$P_{02}^{III} = 0,4554 \cdot \frac{49}{50,5} = 0,4419 \text{ МН}; \quad M = Q_x^{II} = 0,07909 \cdot 0,41 = 0,324 \text{ МН} \cdot \text{м}. \quad \text{Нормальні}$$

напруження σ_x^{III} на рівні прикріплення полиці до ребер:

$$\sigma_x^{III} = \frac{0,4419}{0,2} - \frac{0,4419 \cdot 0,270}{0,0046} \cdot 0,117 + \frac{0,0324 \cdot 0,117}{0,00046} = -0,001 \text{ МПа}.$$

Статичний момент приведеної площі частини перерізу, розміщеної вище лінії примикання полиці до ребер, $S_{red}=2,95 \cdot 0,03 \cdot 0,015 + 0,0015 \cdot 0,014=0,00135$ м³.

Дотичні напруження:

$$\tau_{xy}^{III} = \frac{0,07909 \cdot 0,00135}{0,0046 \cdot 0,24} = 0,097 \text{ МПа}$$

Перевіряємо умову виникнення тріщин:

$$\sigma_{mt(mc)}^{III} = \frac{0,001}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{0,001}{2}\right)^2 + 0,097^2} = (0,0005 \pm 0,097) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{III} = 0,0005 + 0,097 = 0,0975 \text{ МПа}; \quad \sigma_{mc}^{III} = 0,0005 - 0,097 = -0,0965 \text{ МПа};$$

Оскільки $\gamma_{bu}=1$ і $\sigma_{mt}^{III} < R_{bt,ser}=1,8$ МПа, то похилі тріщини на даному рівні не утворюються.

2.1.9 Визначення прогину плити

Для елементів покриття будівель, виробничих і побутових приміщень прогин обмежують естетичними потребами, а при $l=12$ м гранично допустимий прогин рівний $1/250$ прольоту, тобто $f_{lim} = \frac{11,84}{0,455} = 26 > 10$, тому повний прогин плити приймаємо рівним прогину f_m , обумовленому деформаціями вигину.

Оскільки в розтягнутій зоні плити тріщини не утворюються, повну кривизну визначаємо по формулі:

$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$, приймаючи $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ і $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ рівними нулю (обмеження естетичними потребами). Звідси, при визначенні кривизни в

розрахунку враховують тільки довготривалу дію постійного і довготривалого навантаження. Перевіряємо наявність тріщин при цих навантаженнях.

Оскільки: $M_1=0,1971$ МН·м $< M_{2p}=0,4554 \cdot (0,25+0,074)=0,1985$ МН·м, тріщини в розтягнутій зоні відсутні і кривизну слід визначати по формулі

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_{sh} + \left(\frac{1}{r}\right)_\ell - \left(\frac{1}{r}\right)_{cp} - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}. \text{ При } \varphi_{b1}=0,85 \text{ і } \varphi_{b2}=2$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_\ell = \frac{0,1971 \cdot 2}{0,85 \cdot 29000 \cdot 0,0046} = 3,47 \cdot 10^{-3} 1/м$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_\ell = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}},$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} = \frac{0,4554 \cdot 0,27}{0,85 \cdot 29000 \cdot 0,0046} = 1,08 \cdot 10^{-3} 1/м$$

Відносні деформації бетону, викликані його усадкою і повзучістю від зусилля попереднього обтиску, на рівні центру ваги розтягнутої поздовжньої арматури.

$$E_{sh,c} = \frac{15,3 + 34 + 578,25}{190000} = 56,1 \cdot 10^{-5}$$

При напруженнях обтиску бетону на рівні крайніх стиснутих волокон $\sigma'_{bp} = 0,7/0,2 - 0,71 \cdot 0,263/0,03129 = -2,42$ МПа < 0 – втрати в напружуваній арматурі (якби вона була на рівні, що розглядається) від усадки і повзучості бетону рівні нулю, тобто $E'_{sh,c} = 0$.

Кривизну, обумовлену вигинами плити внаслідок усадки і повзучості бетону, визначаємо по формулі:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = (E_{sh,c} - E'_{sh,c}) / h_0 = (56,1 \cdot 10^{-5} - 0) / 0,41 = 1,37 \cdot 10^{-3} 1/м;$$

Прогин плити в середині прольоту:

$$f = \left(\frac{5}{48} \cdot 3,47 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1,08 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1,37 \cdot 10^{-3} \right) \cdot 11,84^2 = -0,0112 м < f_{lim} = 0,0474 м$$

тобто менше гранично допустимого.

РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1 Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

ПЕ-1 –рослинний шар, товщиною 0,4 м.

ПЕ-2 – зв’язний ґрунт, товщиною 4,8 – 5,3 м.

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 Дані лабораторних досліджень ПЕ-2

Фізико-механічні характеристики ґрунту										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, мПа	ϕ , град.	c, кПа	Відносне просідання ϵ_{sl} при тиску p , кПа		
								100	200	300
2,70	1,82	23,0	28,0	18,0	12	16	16			

Визначимо похідні характеристики ґрунту:

- число пластичності:

$I_p = W_L - W_P = 28,0 - 18,0 = 10,0$ %. Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 глинистий ґрунт з числом пластичності $I_p = 10,0$ % називається суглинком;

- показник текучості: $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{23-18}{28-18} = 0,5$.

Суглинок з показником текучості $I_L = 0,5$ називається тугопластичним ($0,25 < I_L = 0,5 \leq 0,5$);

- коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1+W) - 1 = \frac{2,7 \cdot (1 + 0,23)}{1,82} - 1 = 0,825.$$

- коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_v} = \frac{2,7 \cdot 0,23}{0,825 \cdot 1,0} = 0,753.$$

Повна назва ґрунту - суглинок тугопластичний.

ПЕ-3(грунт № 139) – зв’язний грунт, товщиною 4 м.

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2 Дані лабораторних досліджень ПЕ-3

Фізико-механічні характеристики ґрунту										
ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, мПа	ϕ , град.	с, кПа	Відносне просідання ε_{sl} при тиску p , кПа		
								100	200	300
2,75	1,96	27,5	44,0	21,0	10,0	16	42			

Визначимо похідні характеристики ґрунту:

- число пластичності:

$I_p = W_L - W_P = 44 - 21 = 23 \%$. Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 глинистий ґрунт з числом пластичності $I_p = 23 \%$ називається глиною;

- показник текучості:

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = (27,5 - 21,0) / (44 - 21) = 0,283.$$

Глина з показником текучості $I_L = 0,283$ називається тугопластичною;

- коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = (2,75 \cdot (1 + 0,275)) / 1,96 - 1 = 0,79.$$

- коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_v} = (2,75 \cdot 0,275) / (0,79 \cdot 1) = 0,96.$$

Повна назва ґрунту - глина тугопластична.

ПЕ-4 – незв’язний ґрунт, товщиною 2 м.

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3 Дані лабораторних досліджень ПЕ-4

Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
≥ 10	10-2	2-1	1-	0,5-	0,25-	0,1-	0,05-	0,01-	<0,005	ρ_s ,	ρ ,	W,	E,	ϕ ,	с,

			0,5	0,25	0,1	0,05	0,01	0,005		г/см ³	г/см ³	%	МПа	град.	кПа
	2,0	8,0	10	26,5	30,0	23,5				2,66	2,1	20	39	36	4

Це незв'язний ґрунт в складі якого є 76,5% частинок крупніших за 0,1мм.

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – пісок дрібний.

Визначаємо коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1+W) - 1 = (2,66 \cdot (1 + 0,2)) / 2,1 - 1 = 0,52.$$

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок дрібний, щільний.

Визначаємо коефіцієнт водонасичення:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_v} = (2,66 \cdot 0,2) / (0,52 \cdot 1) = 1,023.$$

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок насичений водою (S_r= 1,023 > 0,8).

Повна назва ґрунту – пісок дрібний, щільний, насичений водою.

ПЕ-5 – незв'язний ґрунт, товщиною 3,3 – 3,8м.

Дані лабораторних досліджень наведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4 Дані лабораторних досліджень ПЕ-5

Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
≥10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	ρ _s , г/см ³	ρ, г/см ³	W, %	E, МПа	φ, град.	c, кПа
	35	27	10	12	3,0	2,0	1,0			2,66	2,10	18,0	46	42	

Це незв'язний ґрунт в складі якого є 35% частинок крупніших за 2 мм.

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – пісок гравіюватий.

Визначаємо коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1+W) - 1 = (2,66 \cdot (1 + 0,18)) / 2,1 - 1 = 0,495.$$

Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок щільний.

Визначаємо коефіцієнт водонасичення: $S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_v} = (2,66 \cdot 0,18) / (0,495 \cdot 1) =$

0,97. Згідно з ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок насичений водою ($S_r = 0,97 > 0,8$).

Повна назва ґрунту – пісок гравіюватий, щільний, насичений водою.

Міцнісні характеристики ґрунтів (кут внутрішнього тертя φ і питоме щеплення C). Лабораторією даються як нормативні. Для проведення розрахунків необхідно мати розрахункові характеристики φ і C .

Будь-яка розрахункова характеристика визначається за виразом:

$$A = \frac{A_n}{\gamma_g},$$

де A_n - нормативне значення характеристики;

γ_g - коефіцієнт надійності для ґрунту. Для розрахунку за II гр. граничних станів $\gamma_g = 1$, для розрахунків за I гр. граничних станів;

$\gamma_g = 1,5$ - для питомого зчеплення;

$\gamma_g = 1,15$ - для кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів;

$\gamma_g = 1,1$ - для кута внутрішнього тертя пісків;

$\gamma_g = 1,05$ - для питомої ваги ґрунту.

ІГЕ-2:

$$\gamma_1 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (1,82 \cdot 10) / 1,05 = 17,33 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (1,82 \cdot 10) / 1,0 = 18,2 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi_1 = \arctg(\tg \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\tg 16 / 1,15) = 14$$

$$\varphi_2 = \arctg(\tg \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\tg 16 / 1,0) = 16$$

$$c_1 = c_n / \gamma_g = 16 / 1,5 = 10,67 \text{ кПа}$$

$$c_2 = c_n / \gamma_g = 16 / 1,0 = 16,0 \text{ кПа}$$

ІГЕ-3:

$$\gamma_1 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (1,96 \cdot 10) / 1,05 = 18,67 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (1,96 \cdot 10) / 1,0 = 19,6 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi_1 = \arctg(\tg \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\tg 16 / 1,15) = 14$$

$$\varphi_2 = \arctg(\tg \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\tg 16 / 1,0) = 16$$

$$c_1 = c_n / \gamma_g = 42 / 1,5 = 28,0 \text{ кПа}$$

$$c_2 = c_n / \gamma_g = 42 / 1,0 = 42,0 \text{ кПа}$$

ІГЕ-4:

$$\gamma_1 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (2,1 \cdot 10) / 1,05 = 20, \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (2,1 \cdot 10) / 1,0 = 21,0 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi_1 = \arctg(\text{tg} \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\text{tg} 36 / 1,1) = 33$$

$$\varphi_2 = \arctg(\text{tg} \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\text{tg} 36 / 1,0) = 36$$

$$c_1 = c_n / \gamma_g = 4,0 / 1,5 = 2,67 \text{ кПа}$$

$$c_2 = c_n / \gamma_g = 4,0 / 1,0 = 4,0 \text{ кПа}$$

ІГЕ-5:

$$\gamma_1 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (2,1 \cdot 10) / 1,05 = 20,0 \text{ кН/м}^3$$

$$\gamma_2 = (\rho_n \cdot g) / \gamma_g = (2,1 \cdot 10) / 1,0 = 21,0 \text{ кН/м}^3$$

$$\varphi_1 = \arctg(\text{tg} \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\text{tg} 42 / 1,1) = 38$$

$$\varphi_2 = \arctg(\text{tg} \varphi_n / \gamma_g) = \arctg(\text{tg} 42 / 1,0) = 42$$

Характеристики всіх ІГЕ зведемо в таблицю 3.5.

Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Для будівництва виділено вільний від забудови майданчик прямокутної форми в плані з розмірами $b = 95 \text{ м}$, $l = 190 \text{ м}$. Вся територія майданчика характеризується спокійним рельєфом. На майданчику пробурено три свердловини глибиною $15,0 \text{ м}$. Бурінням свердловин та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд:

ІГЕ-1-грунтово-рослинний, товщиною $0,4 \text{ м}$;

ІГЕ-2-суглинок тугопластичний, товщиною $4,8-5,3 \text{ м}$;

ІГЕ-3- глина тугопластична, товщиною $4,0 \text{ м}$;

ІГЕ-4-пісок дрібний, щільний, насичений водою, товщиною $2,0 \text{ м}$;

ІГЕ-5- пісок гравіюватий, щільний, насичений водою, товщиною $3,3-3,8 \text{ м}$;

Ґрунтові води знайдені на глибині $5,3 - 5,8 \text{ м}$.

Рекомендації: Фундаменти мілкого закладення можна влаштувати в ІГЕ-2: суглинок тугопластичний. Пальові фундаменти, влаштовуються в ІГЕ-3: глина тугопластична.

Фізико-механічні характеристики будівельного майданчика

Таблиця 3.5

№ІГЕ	Назва ґрунту	Товщина ІГЕ, м	ρ , г/см ³	ρ_s , г/см ³	W, %	W _i , %	W _p , %	φ , град.	C, кПа	E, мПа	I _p , %	I _l	e	S _r
ІГЕ-1	Ґрунтово-рослинний шар	0,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
ІГЕ-2	Суглинок тугопластичний	4,8-5,3	1,82	2,70	23,0	28,0	18,0	16,0	16,0	12,0	10,0	0,5	0,825	0,753
ІГЕ-3	Глина тугопластична	4,0	1,96	2,75	27,5	44,0	21,0	16,0	42,0	10,0	23,0	0,283	0,79	0,96
ІГЕ-4	Пісок дрібний	2,0	2,1	2,66	20,0	—	—	36,0	4,0	39,0	—	—	0,52	1,023
ІГЕ-5	Пісок гравієватий	3,3-3,8	2,1	2,66	18,0	—	—	42	—	46,0	—	—	0,495	0,97

3.2 Навантаження на фундаменти

Таблиця 3.6 Навантаження на фундамент по осі 2,Г (К3), (A=36,0 м²)

№ з/п	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	N _п кН	γ_f	N _f кН	Примітка
1	2	3	4	5	6	7
А. Сталі навантаження						
1.	Вага покрівлі: 3 шари своруберойду; цем.-піщ. стяжка t=0.03м, $\gamma=2,2$ т/м ³ ; утеплювач пінобетон t=0.11м, $\gamma=0,4$ т/м ³ ; пароізоляція- 2 шари пергаменту на бітумній мастиці ребриста плита 3*6м (m=2.7т)	$N_2=n \cdot t \cdot A=3 \cdot 0.05$ $N_2= t \cdot \gamma =0.03 \cdot 2.2$ $N_2= t \cdot \gamma =0.11 \cdot 0.4$ $N_2= n \cdot t =2 \cdot 0.04$	0.15 0.66 0.44 0,08	1.3 1.3 1.3 1,3 1,1	0.195 0.858 0.572 0.104 2.97	
2.	Вага ригеля (m=1,8т)	$N_2= n_p \cdot m = 0.5 \cdot 2 \cdot 18$	18	1,1	19,8	
3.	Вага колони (m=1,3т)	$N_2= n_k \cdot m = 1 \cdot 13$	13	1,1	14,3	
Разом сталих навантажень			176.08		203.26	
Б. Тимчасові навантаження						
1.	Снігове на покриття за 2гр. гр. станів	$(0.4 \cdot 1.55 - 0.16) \cdot 36 \cdot 1.0$	16.56			

$S=(0,4 \cdot S_0 - S) \cdot A \cdot C$ за I гр. гр. станів ($S_m = S_0 \cdot C \cdot \gamma_{fm}$)	1.55 · 1.0 · 1.14 · 36			63.61	
Разом тимчасових навантажень:		16.56		63.61	
Всього:		192.64		266.87	

3.3 Визначення розрахункової глибини промерзання ґрунту

Місто Київ відноситься до регіону де нормативна глибина промерзання для глин та суглинків становить 0,9 м.

Розрахункову глибину промерзання знайдемо за формулою:

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h \cdot d_0 / 23 = 0.9 \cdot 1.1 \cdot 23 / 23 = 0.99 \text{ (м)},$$

де k_h – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі на глибину промерзання фундаментів зовнішніх стін ($k_h=1.1$ -приймаємо як для неопалювальних будівель, враховуючи можливість будівництва в сезон “осінь-весна”);

d_0 -безрозмірний коефіцієнт який для суглинків твердих - 23).

Величину d_f будемо враховувати при визначенні глибини закладення фундаменту.

3.4 Перевірка розмірів підшви стовпчатого фундаменту

3.4.1 Визначення розмірів підшви стовпчатого фундаменту під колону КЗ (по осі 2,Г)

Визначаємо площу підшви фундаменту за виразом:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{192.64}{188 - 20 \cdot 1.2} = 1.175 \text{ м}^2$$

Приймаємо рішення при влаштуванні фундаментів використовувати інвентарні опалубки з розмірами кратними модулю 300 мм.

Визначаємо наближене значення ширини підшви фундаменту за виразом:

$$l = b = \sqrt{A} = \sqrt{1.175} = 1.08 \text{ м}$$

Тому довжина та ширина підшви фундаменту: $b = 1.5 \text{ м.}, l = 1.5 \text{ м.}$

Тоді площа $A = 1.5 \cdot 1.5 = 2.25 \text{ м}^2$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при ширині фундаменту $b = 1.5$ м.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,36 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 18,2 + 2,43 \cdot 1,2 \cdot 18,2 + 4,99 \cdot 16] = 171,29 (\text{кПа});$$

Середній тиск під подошвою фундаменту дорівнює:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{192,64}{2,25} + 20 \cdot 1,2 = 109,62 (\text{кПа});$$

Перевіряємо виконання умови: $P = 109,62$ кПа $<$ $R = 171,29$ кПа. Умова виконується, отже розміри подошви фундаменту виконані вірно.

3.4.2 Визначення розмірів подошви фундаменту під колону К1 та К2

Збір навантажень від ваги покриття, колон, стінових панелей, снігового і кранового навантаження проводиться в розрахунково – конструктивному розділі, при розрахунку рами.

За результатом розрахунку на ЕОМ, були отримані наступні розрахункові значення для розрахунку фундаментів під колону для 2-ї групи граничних станів:

- для колони крайнього ряду: $M = -1,76$ кНм; $N = -518,98$ кН; $Q = 2,28$ кН.
- для колони середнього ряду: $M = 0$ кНм; $N = -1526,27$ кН; $Q = 0$ кН.

1) Фундамент під колону крайнього ряду (К1)

В першому наближенні визначаємо площу подошви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{518,98}{188 - 20 \cdot 1,35} = 3,16 \text{ м}^2$$

Розраховуємо близький за площею фундамент з розмірами подошви $b = 1,8$ м, $l = 2,1$ м. Тоді площа $A = 1,8 \cdot 2,1 = 3,78 \text{ м}^2$

Моментом опору:

$$W = (b \cdot l^2) / 6 = (1,8 \cdot 2,1^2) / 6 = 1,323 \text{ м}^3$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при ширині фундаменту $b = 1,8$ м.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} [0,36 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 18,2 + 2,43 \cdot 1,2 \cdot 18,2 + 4,99 \cdot 16] = 173,65 (\text{кПа});$$

Середній тиск під подошвою фундаменту дорівнює:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{518.98}{3.78} + 20 \cdot 1.2 = 161.3(\text{кПа});$$

Перевіряємо виконання умови: $P=161.3 \text{ кПа} < R=173,65 \text{ кПа}$.

Перевіряємо виконання умов:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M + Q \cdot h_f}{W} = \frac{518.98}{3.78} + 20 \cdot 1.2 + \frac{1.76 + 2.28 \cdot 1.2}{1.323} = 164.69 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R = 208.38 \text{ кПа}.$$

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d - \frac{M - Q \cdot h_f}{W} = \frac{518.98}{3.78} + 20 \cdot 1.2 - \frac{1.76 - 2.28 \cdot 1.2}{1.323} = 162.03 \text{ кПа} > 0$$

Перевіряємо ексцентриситет, який повинен бути: $e \leq \frac{1}{6} = \frac{2.1}{6} = 0.35 \text{ м}$

$$e = \frac{M + Q \cdot h_f}{N + \gamma \cdot d \cdot A} = \frac{1.76 + 2.28 \cdot 1.2}{518.98 + 20 \cdot 1.2 \cdot 3.78} = 0.00737 \text{ м} < 0.35 \text{ м}.$$

Оскільки всі умови виконуються, то фундамент задовольняє вимоги щодо обмеження крайового тиску.

№ ґрунту	Вид ґрунту	Товщина верстви, м	γ	E_s , кПа	Номер розрахункового шару	δ_{zg} , кПа	Z , м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	δ_{zp} , кПа	δ_{zpi} , кПа	i_i , см
1	Суглинок тугопластичний	5,3	18.2	12000	0	21.84	0	0	1.0	139.46		
					1	34.94	0.72	0.8	0.824	114.92	127.19	0.611
					2	48.04	1.44	1.6	0.491	68.47	91.695	0.44
					3	61.15	2.16	2.4	0.291	40.58	54.525	0.262
					4	74.25	2.88	3.2	0.185	25.8	33.19	0.159
					5	87.36	3.6	4.0	0.127	17.71	21.76	0.104
6	96.46	4.1	4.6	0.099	13.81	15.76	0.053					
2	Глина тугопластична	4,0	19.6	10000								
3	Пісок дрібний	2,0	21.0	39000								
4	Пісок гравіюватий	3,3	21.0	46000								

Рис 3.1 Розрахункова схема і допоміжна таблиця для визначення осідання фундаменту (під крайню колону)

2) Фундамент під колону середнього ряду

В першому наближенні визначаємо площу підшви фундаменту:

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{1526.27}{188 - 20 \cdot 1.2} = 9.31 \text{ м}^2$$

Розраховуємо близький за площею фундамент з розмірами підшоши $b = 3.0$ м, $l = 3.3$ м. Тоді площа $A = 3 \cdot 3.3 = 9.9 \text{ м}^2$

Моментом опору:

$$W = (b \cdot l^2) / 6 = (3 \cdot 3.3^2) / 6 = 5.45 \text{ м}^3$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при ширині фундаменту $b = 3$ м.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1.2 \cdot 1.0}{1.0} [0.36 \cdot 1.0 \cdot 3 \cdot 18.2 + 2.43 \cdot 1.2 \cdot 18.2 + 4.99 \cdot 16] = 183.1 (\text{кПа});$$

Середній тиск під підшовою фундаменту дорівнює:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{1526.27}{9.9} + 20 \cdot 1.2 = 178.17 (\text{кПа});$$

Перевіряємо виконання умови: $P = 178.17 \text{ кПа} < R = 183.1 \text{ кПа}$.

Перевіряємо виконання умов:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M + Q \cdot h_f}{W} = \frac{1526.27}{9.9} + 20 \cdot 1.35 + \frac{0 + 0 \cdot 1.35}{5.45} = 178.17 \text{ кПа} < 1.2 \cdot R = 219.72 \text{ кПа}.$$

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d - \frac{M + Q \cdot h_f}{W} = \frac{1526.27}{9.9} + 20 \cdot 1.35 - \frac{0 - 0 \cdot 1.35}{5.45} = 178.17 \text{ кПа} > 0$$

Перевіряємо ексцентриситет, який повинен бути: $e \leq \frac{1}{6} = \frac{3.6}{6} = 0.6 \text{ м}$

$$e = \frac{M + Q \cdot h_f}{N + \gamma \cdot d \cdot A} = \frac{0 + 0 \cdot 1.2}{1526.27 + 20 \cdot 1.2 \cdot 9.9} = 0 \text{ м} < 0.6 \text{ м}$$

Оскільки всі умови виконуються, то фундамент задовольняє вимоги щодо обмеження крайового тиску.

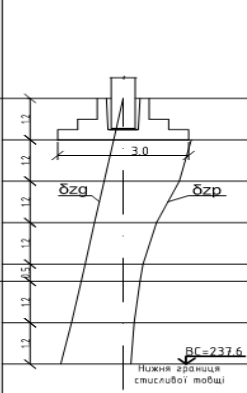
№ ґрунту	Вид ґрунту	Товщина верстви, м	γ	E , кПа		Номер розрахункового шару	δ_{zg} , кПа	Z , м	$\xi = \frac{2z}{b}$	α	δ_{zp} , кПа	δ_{zpl} , кПа	l_i , см
1	Суглинок тугопластичний	5,3	18.2	12000	0	21.84	0	0	1.0	156.36			
					1	43.68	1.2	0.8	0.824	128.84	142.6	1.141	
					2	65.52	2.4	1.6	0.491	76.77	102.81	0.822	
					3	87.36	3.6	2.4	0.291	45.5	61.14	0.489	
					4	96.46	4.1	2.7	0.246	38.46	41.98	0.139	
					5	119.98	5.3	3.53	0.16	25.02	31.74	0.305	
2	Глина тугопластична	4,0	19.6	10000	6	143.5	6.5	4.33	0.112	17.47	21.25	0.204	
3	Пісок дрібний	2,0	21.0	39000									
4	Пісок гравіюватий	3,3	21.0	46000									

Рис 3.2 Розрахункова схема і допоміжна таблиця для визначення осідання фундаменту (під середню колону)

РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1 Характеристика методів виконання робіт

Земляні роботи виконуються бульдозером ДЗ-18 та екскаватором ЕО-2624А. Грунт під фундаменти каркасу виконується у вигляді траншеї, під раму і транспортний коридор розробляється у котловани. Розроблений грунт частково вивозиться, а частково засипається.

Влаштування монолітних залізобетонних фундаментів виконується у металевій опалубці. Встановлення металевих сіток та каркасів передбачені за допомогою крана та вручну. Вкладання бетонної суміші в фундаменти передбачено з бункерів. При пониженій відносній вологості та при бетонуванні фундаментів влітку обов'язковим є догляд за бетоном.

Зворотня засипка грунтом виконується пошарово з ущільненням шарів ґрунту електротрамбівками типу НЭ-4502.

Для монтажу конструкцій використовується автомобільний кран КС-5363 на базі шасі ЯМЗ-236 (максимальна вантажопідйомність якого складає 25 т, а максимальний виліт стріли 13,8 м). Роботи по монтажу колон розглянуто в розробленій технологічній карті на монтаж колон. Монтаж конструкцій покриття виконується поштучно, з укрупненим складанням залізобетонних крокв'яних ферм.

Покрівельні роботи виконуються після монтажу конструкцій покриття.

Влаштування підлоги виконується по щебеневій підготовці і вкладається з ущільненням поверхневими вібраторами.

Встановлення вікон, дверей, воріт виконується після монтажу стінових панелей та мурування внутрішніх перегородок.

Опоряджувальні роботи складаються з шпаклювання стін фасадів, облицювання підлоги, фарбування всередині приміщення та фасаду. Фарбування виконується перхлорвініловими емалями з пістолета-розпилювача та вручну.

Спеціальні роботи (сантехнічні, електротехнічні, монтаж обладнання) виконуються спеціалізованими субпідрядними організаціями.

4.2 Вибір монтажного крану для монтажу конструкцій

Вибір монтажних кранів здійснюється за такими монтажними характеристиками:

- необхідній монтажопід'ємності Q_m , яка складається:

$$Q_m = Q_k + Q_{пр} + Q_{об},$$

Q_k – маса конструкцій, т;

$Q_{пр}$ – маса монтажних пристроїв, т;

$Q_{об}$ – маса елементів оббудови, т;

- висоти підйому гака H_m :

$$H_m = H_{ел} + H_z + H_{пр},$$

H_m – відстань від рівня стоянки крану до низу крюка при максимально витягнутому поліспасті, м;

$H_{ел}$ – висота елемента в монтажному положенні, м;

H_z – запас по висоті за умовами монтажу для заведення конструкції до місця монтажу, або перенесення через раніше змонтовані конструкції (0.5-0.8 м), м;

$H_{пр}$ – висота монтажних пристроїв в робочому положенні від верху елемента, який монтується до крюка, м;

- монтажному вильоті гака крана L_r .

Визначаємо необхідні характеристики крану для монтажу колон:

- вантажопідйомність: $Q_m = 9.2 + 0.3 + 0 = 9.5$ т,

де 9.2 т – маса середньої колони; 0.3 т – маса захвату.

- висота підйому гака: $H_m = 10,8 + 0,5 + 1,0 = 12,3$ м,

де 10,8 м – висота колони; 0,5 м – запас по висоті; 1,0 м - висота монтажного пристрою.

- монтажний виліт гака крана $L_r = 8,6$ м.

Отже, приймаємо кран КС-5363 на базі шасі ЯМЗ-236 який знаходиться на балансі будівельної організації і має наступні технічні характеристики (див. табл. 4.1).

Таблиця 4.1 Технічні характеристики крана КС-5363 на базі шасі ЯМЗ-236

№	Модель крана	База шасі	Вантажопідйомність на опорах при вильоті		Виліт стріли, м		Висота піднімання гака при вильоті	
			найбільшому	найменшому	найбільший	найменший	найбільша	найменша
1	КС-5363	ЯМЗ-236	3,5	25	13,8	4,5	8,0	14,0

4.3 Визначення трудомісткості та термінів будівництва

4.3.1 Визначення обсягів загально-будівельних робіт

Таблиця 4.2 Відомість об'ємів робіт

№ з/п	Найменування робіт	Од. вим.	Кількість
1	2	3	4
1	Зрізка рослинного шару	м ³	5008,96
2	Розробка ґрунту під споруду екскаватором у відвал	м ³	3473,74
3	Розробка ґрунту під споруду екскаватором з погруз кою на автомобілі-самоскиди	м ³	252,4
4	Доробка ґрунту в котловані вручну	м ³	367,97
5	Влаштування піщаної підготовки під фундаменти	м ³	301,62
6	Улаштування залізобетонних фундаментів	м ³	206,882
7	Укладання фундаментних балок	шт	58
8	Зворотня засипка	м ³	3287,69
9	Переміщення рослинного ґрунту для вирівнювання навколо споруди t=25см	м ³	4146,77
10	Встановлення колон в адміністративно-побутовому приміщенні	шт	36
11	Встановлення колон крайнього ряду	шт	32
12	Встановлення колон середнього ряду	шт	16
13	Встановлення фахверкових колон	шт	18

1	2	3	4
14	Укладання ригелів	шт	32
15	Укладання підкранових балок	шт	56
16	Встановлення сегментних ферм	шт	32
17	Встановлення панелей зовнішніх стін розміром (6 x 1,2 м)	шт	250
18	Встановлення панелей зовнішніх стін розміром (6 x 1,8 м)	шт	107
19	Укладання плит покриття розміром (6 x 3 м)	шт	48
20	Укладання плит покриття розміром (6 x 1,5 м)	шт	448
21	Заповнення віконних прорізів	м ²	547,2
22	Встановлення воріт	м ²	52,92
23	Мурування перегородок	м ²	597,9
24	Шпаклювання внутрішніх стін та стелі	м ²	2059,8
25	Улаштування щебневих підстиляючих шарів	м ³	469,35
26	Улаштування бетонної підлоги	м ²	4910,4
27	Встановлення дверей	м ²	94,3
28	Фарбування віконних прорізів	м ²	1738,08
29	Фарбування дверних прорізів	м ²	226,32
30	Фарбування воріт	м ²	127,01
31	Облицювання підлоги	м ²	864
32	Фарбування всередині приміщення	м ²	1195,8
33	Шпаклювання стін фасадів	м ²	2955,6
34	Фарбування фасаду	м ²	2955,6
35	Утеплення покриттів керамзитобетонними плитами	м ³	510,14
36	Улаштування вирівнюючих стяжок	м ²	4910,4
37	Улаштування скатної покрівлі із рулонних матеріалів	м ²	4910,4
38	Улаштування ущільнених трамбівками підстиляючих піщаних шарів	м ³	9,003
39	Улаштування ущільнених трамбівками підстиляючих щебневих шарів	м ³	21,01
40	Улаштування стяжок бетонних	м ²	300,1

4.3.2 Визначення трудомісткості робіт

Таблиця 4.3 Відомість трудомісткості робіт

№ з/п	Обґрунтування ДБН	Найменування робіт	Од. вим.	К-сть	Трудомісткість	
					Норма на одиницю люд.год.	На весь об'єм, люд. дні
1	2	3	4	5	6	7
1	1-24-1	Зрізка рослинного шару	1000м ³	5,01	21,58	13,51
2	1-24-9	Зрізка рослинного шару додавати на кожні наступні 10 м	1000м ³	7,0125	19,98	17,51
3	1-10-1	Розробка ґрунту під споруду екскаватором у відвал	1000м ³	3,47	44,78	19,42
4	1-15-1	Розробка ґрунту під споруду екскаватором з погрузкою на автомобілі-самоскиди	1000м ³	0,25	31,14	0,973
5	1-164-1	Доробка ґрунту в котловані вручну	100м ³	3,68	200,6	92,276
6	6-1-5	Улаштування залізобетонних фундаментів	100м ³	2,07	982,31	254,173
7	7-1-15	Укладання фундаментних балок	100шт	0,58	649,63	47,098
8	1-29-1	Зворотня засипка	1000м ³	3,29	4,62	1,89
9	1-20-1	Переміщення рослинного ґрунту	1000м ³	4,147	11,45	5,94
10	7-5-9	Встановлення колон в адміністративно-побутовому приміщенні	100шт	0,36	912,73	41,07
11	7-5-13	Встановлення колон крайнього ряду	100шт	0,32	1969,95	78,79
12	7-5-14	Встановлення колон середнього ряду	100шт	0,16	2283,45	45,67
13	7-5-10	Встановлення фахверкових колон	100шт	0,18	1120,35	25,21
14	7-3-1	Укладання ригелів	100шт	0,32	832,85	33,314
15	7-9-12	Укладання підкранових балок	100шт	0,56	1877,28	131,41

16	7-12-16	Встановлення сегментних ферм	100шт	0,32	2876,82	115,07
17	7-16-1	Встановлення панелей зовнішніх стін розміром (6х1,2м)	100шт	2,5	1133,04	354,08
18	7-16-3	Встановлення панелей зовнішніх стін розміром (6х1,8м)	100шт	1,07	1456,58	194,82
19	7-13-10	Укадання плит покриття розміром (6х3м)	100шт	0,48	568,64	34,12
20	7-13-1	Укадання плит покриття розміром (6х1,5м)	100шт	4,48	410,76	230,03
21	10-22-1	Заповнення віконних прорізів висотою до 1,215 м	100м ²	7,632	197,75	188,65
22	10-22-2	Заповнення віконних прорізів висотою до 1,815 м	100м ²	2,592	157,24	50,95
23	10-34-1	Встановлення воріт	100м ²	0,5292	377,27	24,96
24	8-7-5	Мурування перегородок	100м ²	5,979	204,53	152,86
25	11-2-1	Улаштування піщаних підстиляючих шарів	м ³	254,523	5,1	162,26
26	11-2-4	Улаштування щебневих підстиляючих шарів	м ³	490,36	6,61	405,16
27	11-11-3	Улаштування бетонної стяжки до 20 мм	100м ²	52,11	63,87	416,03
28	11-11-4	Улаштування бетонної стяжки на кожні наступні 5 мм	100м ²	1294,71	1,27	205,54
29	10-26-3	Встановлення дверей	100м ²	0,943	194,03	22,87
30	15-167-5	Фарбування віконних прорізів	100м ²	17,381	316,89	688,48
31	15-167-4	Фарбування дверей та воріт	100м ²	3,82	222,84	106,41
32	15-18-5	Облицювання підлоги	100м ²	8,64	325,82	351,89
33	15-152-1	Фарбування всередині	100м ²	11,96	15,23	22,77
34	15-185-1	Шпаклювання стін фасадів	100м ²	29,556	79,3	292,97
35	15-155-2	Фарбування фасаду	100м ²	29,556	30,92	114,23
36	12-19-1	Утеплення покриттів	м ³	540,14	6,58	444,27
37		Улаштування	100м ²	49,104	44,78	274,86

	12-22-1	вирівнюючих цементно-піщаних стяжок до 15 мм				
38	12-22-2	Улаштування стяжок на кожний 1 мм зміни товщини	100м ²	736,56	0,22	20,26
39	12-1-2	Улаштування покрівлі із рулонних матеріалів	100м ²	49,104	40,15	246,44
					∑	5928,234
		Підготовчий період	1%			59,28
		Сантехнічні роботи	5%			296,41
		Електротехнічні роботи	5%			296,41
		Благоустрій території	5%			296,41
		Здача об'єкта	0,5%			29,64
		Непередбачені роботи	20%			1185,65
					∑	8092.034

4.4 Будгенплан

Будгенплан розроблений на період зведення будівлі. Призначення генплану полягає в такій організації будівельного господарства на майданчику, який забезпечує створення необхідних умов праці і відпочинку робочих, для механізації робіт, приймання, зберігання. Укладання матеріалів, конструкцій, забезпечення робіт водними і енергетичними ресурсами.

Генплан є частиною комплексної документації на будівництво і розробляється відповідно до прийнятої технології виробництва робіт і термінів будівництва, встановлених графіком.

При розробці генплану передбачено виконання вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві». З метою створення сприятливих побутових умов і зниження вартості будівництва тимчасових будівель і споруд їх розташовують на територіях, не призначених під забудову до закінчення будівництва.

Щоб виключити проміжні розвантаження масових вантажів всі відкриті склади розміщуються в зоні дії крана. Для зберігання лісоматеріалів і металевих елементів, віконних і дверних коробок передбачені навіси.

Тимчасові будівлі і споруди по кількості і складу площ визначаються розрахунком. Дороги на будмайданчику запроектовані з умови забезпечення вільного проїзду автотранспорту: постійні дороги шириною 6 м, тимчасові шириною 3.5 м, радіусом повороту 12 м. На поворотах передбачені розширення на 1 м. Ухили доріг пов'язані з рельєфом місцевості.

Водопостачання і каналізація, запроектовані з умов забезпечення виробничих господарчо-побутових і протипожежних потреб будівництва у воді. Відстань між гідрантами не перевищує 150 м, розташовані вони не далі 2 м від дороги.

Для забезпечення електроенергією від існуючої мережі передбачена установка КТП потужністю 180 до Вт. З метою забезпечення надійного живлення запроектована кільцева система електрозабезпечення, повітряні лінії передбачені уздовж проїздів, що дає можливість використання стовпів для світильників зовнішнього освітлення і полегшує умови експлуатації. На ділянках майданчика, де працює кран, передбачена прокладка кабелів.

Вся територія будмайданчика захищена вертикальною огорожею з дерев'яних щитів. У місцях в'їзду і виїзду є ворота, по всьому периметру будмайданчика проходить освітлювальна мережа з прожекторами.

4.4.1 Розрахунок тимчасових адміністративно-побутових будинків

Таблиця 4.4 Розрахунок кількості працюючих

Кількість працюючих в максим. завантажену зміну R , чол	Робітники неосновного виробництва R_1 , чол	ІТР R_2 , чол	Службовці R_3 , чол	МПС і охорона R_4 , чол	Розрахункова кількість робітників $R_{роз}$, чол
$R = R_{max}$	$R_1 = 0,1 \cdot R$	$R_2 = 0,12 \cdot (R_1 + R)$	$R_3 = 0,02 \times (R_1 + R_2)$	$R_4 = 0,1 \cdot (R + R_1 + R_2 + R_3)$	$R_{роз} = R + R_1 + R_2 + R_3 + R_4$
$R = 64$	$R_1 = 6$	$R_2 = 8$	$R_3 = 1$	$R_4 = 8$	$R_{дiс} = 87$

Таблиця 4.5 Розрахунок тимчасових будинків і споруд

№ з/п	Назва тимчасових будинків	R _{роз} , чол	Норма на одного працюючого	Розрахункова площа	Тип прийнятого будинку і шифр типового проекту	Розміри будинку	Кількість будинків, шт	Прийнята площа, м ²
1	Контора виконроба	1	4	4	Збірно-розбірні	3×2	1	6
2	Контора майстра	3	4	12		3×4	1	12
3	Табельна	5	4	20		3×7	1	21
4	Прохідна	—	—	10		3×4	1	12
5	Диспетчерська	3	7	21		3×7	1	21
6	Гардеробні:	87	0,6	50.4		6×9	1	54
—	чоловічі	58	—	—		—	—	—
—	жіночі	29	—	—		—	—	—
7	Вмивальні:	87	7чол/1,5м ²	18.64		3×7	1	21
—	чоловічі	58	—	—		—	—	—
—	жіночі	29	—	—		—	—	—
8	Душові:	87	8чол/1,5м ²	16.31		3×6	1	18
—	чоловічі	58	—	—		—	—	—
—	жіночі	29	—	—		—	—	—
9	Приміщення для обігріву робітників	87	1	87		6×9	2	108
10	Приміщення для сушки робочого одягу	87	0,25	21.75		3×9	1	27
11	Кімната прийому їжі	87	1	87		6×9	2	108
12	Вбиральні:	87	15чол/1,5м ²	8.7		3×3	1	9
—	чоловічі	58	—	—	—	—	—	
—	жіночі	29	—	—	—	—	—	

4.4.2 Розрахунок тимчасового водопостачання будівельного майданчика

Витрати води на будівництві слідує:

- виробничі цілі (Q_{вир});
- господарсько-побутові (Q_{госп});
- пожежотушіння (Q_п).

Повна потреба у воді складає:

$$Q_3 = 0,5 \cdot (Q_B + Q_G + Q_D) + Q_P$$

По максимальній потребі знаходимо секундні витрати води на виробничі цілі:

$$Q_{\text{вир}} = \frac{1,2 \cdot q_{\text{в}} \cdot n_{\text{в}} \cdot \hat{e}_1}{t \cdot 3600} = \frac{1,2 \cdot 1956 \cdot 2 \cdot 1,5}{8 \cdot 3600} = 0,2445 \text{ л/с},$$

де 1,2 – коефіцієнт неврахованих витрат води;

$q_{\text{в}} = 6,55 \cdot 300 = 1956$ л – питома потреба води на виробничі потреби (приготування бетону в бетонозмішувачах 210-400 л на 1 м³, беремо 300 л ; для влаштування бетонної підлоги використовується 203 м³ бетону за 31 день, тобто $203/31 = 6,55$ м³/день);

$n_{\text{в}}$ – число виробничих споживачів (2 бетонозмішувачі);

k_1 – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (середній 1,5);

t – кількість годин в зміну (8 годин);

3600 – число секунд в 1 годині.

Секундні витрати води на господарсько-побутові цілі:

$$Q_{\text{госп}} = \frac{q_{\text{д}} \cdot n_{\text{д}} \cdot \hat{e}_2}{3600 \cdot t} + \frac{q_{\text{п}} \cdot n_{\text{п}}}{3600 \cdot t_1} = \frac{25 \cdot 38 \cdot 3}{3600 \cdot 8} + \frac{30 \cdot 16}{3600 \cdot 0,75} = 0,277 \text{ л/с},$$

де $q_{\text{д}}$ - питома потреба води на господарсько-побутові потреби (на одного працюючого в добу – 25 л для майданчиків з каналізацією);

$q_{\text{п}}$ – витрати води на приймання душу 1 працюючим (30 л у зміну);

$n_{\text{п}}$ – число працюючих у найбільш завантаженому зміні (38 людей);

$n_{\text{д}}$ – число працюючих, що приймають душ (40% від загальної к-ті працюючих, $38 \cdot 0,4 = 15,2$ л, приймаємо 16 людей);

t_1 – тривалість роботи душової установки, $t_1 = 0,75$ (45 хвилин);

t – кількість годин в зміну (8 годин);

3600 – число секунд в 1 годині;

k_2 – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (господарсько-питні витрати води на будівництві – 3);

Для пожежотушіння беремо $Q_{\text{п}} = 10$ л/с.

Повна потреба у воді складає:

$$Q_3 = 0,5 \cdot (Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}}) + Q_{\text{п}} = 0,5 \cdot (0,2445 + 0,277) + 10 = 10,26 \text{ л/с}$$

Діаметр трубопровода:

$$d = 2\sqrt{\frac{1000 \cdot Q_3}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{1000 \cdot 10,26}{3,14 \cdot 1,4}} = 96,62 \text{ мм} ,$$

де Q_3 – розрахункові витрати води, л/с; V – швидкість води в трубах (для більших діаметрів від 0,9 до 1,4 м/с, приймаємо 1,4 м/с)

Приймаємо діаметр труби $d=100$ мм і пожежний гідрант $d=100$ мм.

4.4.3 Розрахунок тимчасового енергозабезпечення будівельного майданчика

Витрати електроенергії на будівництві слідуючі:

- силові установки (P_c);
- технологічні установки (P_T);
- на зовнішнє освітлення ($P_{оз}$);
- на внутрішнє освітлення ($P_{ов}$).

Повні витрати електроенергії складають:

$$D_{\delta} = \alpha \left(\sum \frac{D_{\bar{n}} \cdot K_{i1}}{\cos \varphi_{\bar{n}}} + \sum \frac{D_{\delta} \cdot K_{i2}}{\cos \varphi_{\delta}} + \sum D_{ia} \cdot K_{i3} + \sum D_{ic} \cdot K_{i4} \right),$$

де α – коефіцієнт, що враховує втрати потужності у вторинній мережі залежно від її протяжності (1,05-1,10);

P_c – потужність силової установки у кВт;

P_T – потужність на технологічні потреби у кВт;

$P_{оз}$ – потужність для зовнішнього освітлення у кВт;

$P_{ов}$ – потужність для внутрішнього освітлення у кВт;

$K_{п1} \dots K_{п4}$ – коефіцієнти попиту, що залежать від k -ті споживачів, неодноразовість їх роботи;

$\cos \varphi_c$ – коефіцієнт потужності двигуна силової установки (середнє значення 0,7);

$\cos \varphi_o$ – коефіцієнт потужності пристроїв освітлення (дорівнює 1,0);

Максимальне W_B складає, кВт:

$$W_B = \frac{P_{роз} \cdot K_c}{\cos \varphi} + \frac{P_{бет} \cdot K_c}{\cos \varphi} + \frac{P_{штук} \cdot K}{\cos \varphi} + \frac{P_{мал} \cdot K}{\cos \varphi} = \frac{3 \cdot 0,5}{0,6} + \frac{30 \cdot 0,5}{0,6} + \frac{10 \cdot 0,1}{0,4} + \frac{40 \cdot 0,1}{0,4} = 40 \text{ кВт}$$

На технологічні цілі електроенергія не витрачається.

Потужність мережі зовнішнього освітлення знаходимо:

$$D_{\zeta} = K \sum P_{\zeta} ;$$

$$W_{\zeta ia} = K(P_{\text{одд. аоа.}} + P_{\text{аіаіае}} + P_{\text{аааа.іа.}} + P_{\text{іаіа}} + P_{\text{аіае.іае}}) = 1 \cdot (2 + 3 + 0,2 + 0,5 + 10) = 15,5 \text{ кВт}$$

Потужність мережі внутрішнього освітлення знаходимо:

$$D_{ia} = K \sum P_{ia} ;$$

$$W_{iaoa} = K_c (P_{\text{іаіа}} + P_{\text{іаіа}} + P_{\text{аііі.}} + P_{\text{аоо.}} + P_{\text{оіа.}} + P_{\text{іаеіі. іае.}} + P_{\text{ооае.}} + P_{\text{іае.іае.}}) = 0,8 \cdot (0,09 + 28 + 15 + 10 + 7,5 + 29,04) = 101,704 \text{ кВт}$$

Звідси загальна потужність електроспоживачів:

$$W_3 = 1,1(40 + 15,5 + 101,7) = 172,92 \text{ кВт} ,$$

Приймаємо трансформатор ТМ 180/6 з потужністю 180 кВт.

РОЗДІЛ 5

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

5.1 Основні методи підсилення згинальних залізобетонних елементів та їх розрахунок

Аналіз методів підсилення залізобетонних конструкцій показав, що підсилювати конструкції, які працюють на згин, можна як способом нарощування поперечного перерізу, так і способом зміни розрахункової схеми роботи конструкції [28, 32, 58].

Повну заміну конструкцій проводять дуже рідко – у випадках втрати несучої здатності на 50 – 60 % і більше. Інколи за недостатньої несучої здатності балок і збільшення навантаження на них, виникає проблема передачі додаткового навантаження на інші існуючі або нові додатково змонтовані конструкції. Часто підсилення залізобетонних балок виконують нарощуванням робочої арматури та влаштуванням різного виду обойм. Класифікація методів підсилення наведена на рисунку 5.1 [15, 32, 52, 58, 59, 72].

Збільшення несучої здатності конструкцій також можна виконати, одночасною зміною їх розрахункової схеми і напруженого стану. Даний метод потребує попереднього напруження елементів підсилення. Таке підсилення може існувати без розвантаження конструкцій, і його ефективність визначається тільки ступінню попереднього напруження. Виконується воно шарнірно-стержневими елементами: за допомогою анкерів та затяжок [15, 72].

Дослідженню підсилень розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів присвятили свої роботи: Б.А. Ашимов, А.Б. Барашиков, Є.М. Блалі, З.Я. Бліхарський, Б.А. Боярчук, О.І. Валовой, А.П. Васільєв, Є.О. Гриневич, С.С. Давидов, А. Касасбех, В.Г. Кваша, М.І. Кісілієр, М.Д. Климпуш, О.П. Кричевський, С.О. Кричевський, А.И. Мальганов, І.В. Мельник, Л.А. Мурашко, А.Я. Мурин, Сунак, Г.К. Хайдуков, О.Л. Шагін та ін.

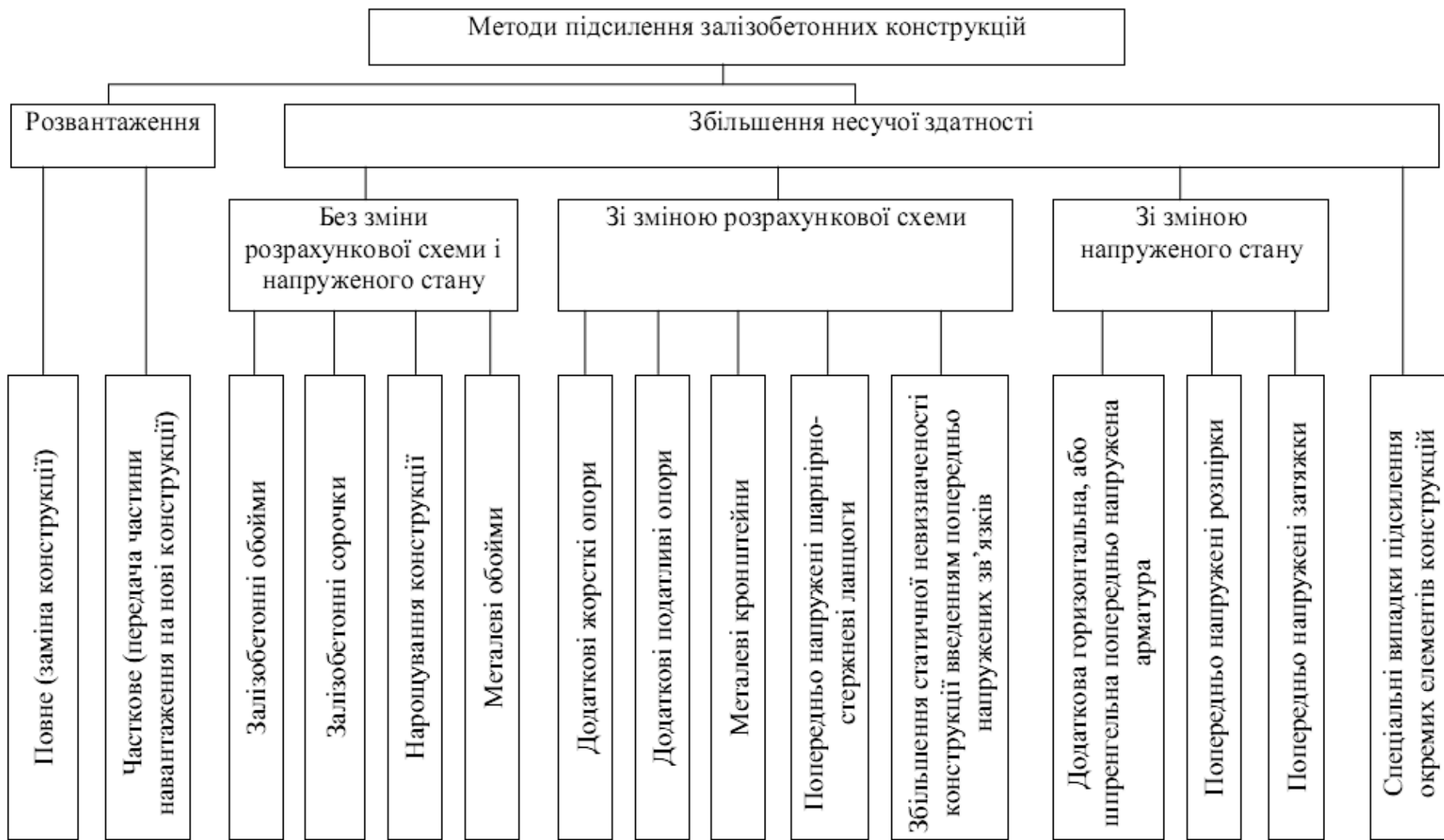


Рис. 5.1 Класифікація методів підсилення залізобетонних конструкцій

Одним із найперспективніших напрямків підсилення розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів, особливо значних габаритних розмірів, (це насамперед стосується підсилення конструкцій мостів, де всі згинальні елементи мають велику довжину) є саме підсилення без зміни розрахункової схеми та напруженого стану конструкції. На сьогоднішній день є велика кількість методів такого підсилення, це насамперед, нарощування розтягнутого бетону шаром сталевібробетону, армованим та неармованим полімербетоном, нарощування перерізу розтягнутої арматури, приклеєння епоксидним клеєм листової арматури, підсилення акриловими полімеррозчинами, приклеювання композитів на основі вуглецевих, арамідних і базальтових волокон тощо.

Г.В. Гетун [29] займалася вивченням роботи підсилених залізобетонних балок в розтягнутій зоні шаром сталевібробетону. В результаті експериментальних досліджень виявлено ряд закономірностей в деформативності, жорсткості, тріщиностійкості і міцності залізобетонних елементів в залежності від висоти шару сталевібробетону та параметрів фібрового армування:

- із збільшенням висоти шару сталевібробетону, збільшується висота стиснутої зони бетону;

- деформації розтягнутої грані балок з комбінованим армуванням на всіх етапах менші за деформації еталонних балок; у балках підсилених сталевібробетоном уповільнюється тріщиноутворення, об'єднання мікротріщин в магістральні тріщини, спостерігається при зовнішньому моменті в 2...3 рази більшому, ніж у звичайних балках; при $\mu_k = 1,3$ і 1,95 % ефективність фібрового армування зростає із збільшенням довжини фібр;

- жорсткість нормальних перерізів збільшується із збільшенням довжини фібр та товщини шару підсилення;

- підсилення розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів шаром сталевібробетону підвищує міцність нормальних перерізів на 3...27 %, а тріщиностійкість в 2...3 рази.

Крім цього встановлено, що в балках з комбінованим армуванням кількість тріщин в 1,5...2 рази більша, ніж у залізобетонних балках, але ширина їх розкриття в 2...3 рази менша.

В роботі Б.А. Боярчука [26] проведені експериментальні дослідження залізобетонних згинальних елементів, підсилених нарощуванням розтягнутої зони шарами сталевібробетону, полімербетону та важкого бетону. Для порівняння, експериментом було передбачено два випадки навантаження: без попереднього навантаження; навантаженням, перед підсиленням, зусиллям у 0,6...0,7 від руйнуючого, до утворення нормальних тріщин шириною розкриття 0,1...0,3 мм.

В балках, підсилених сталевібробетоном, спостерігається практично одночасне руйнування розтягнутої та стиснутої зон. Підсилюючий шар руйнувався внаслідок висмикування фібр. Найбільший приріст несучої здатності виявився в балках, підсилених армованим шаром полімербетону. Але у цьому випадку, як і при підсиленні армованим шаром важкого бетону, поздовжня арматура не досягла межі текучості, тобто не була використана повністю. Це відбулось внаслідок ослаблення бетону біля опори та руйнування за похилими перерізами дослідних зразків. Усі способи підсилення збільшують зусилля тріщиноутворення приблизно на однакову величину, у межах 30 %, у порівнянні з непідсиленими зразками, а несучу здатність у 1,3...1,6 рази.

Питанню підсилення на основі сталевібробетону присвячені роботи Б.А. Ашимова, О.П. Кричевського, С.О. Кричевського, Ф.Н. Рабіновича, А.Н. Куликова, О.П. Сунака, Г.К. Хайдукова та ін., дослідження яких показали, що фібри незначно підвищують міцність бетону на стиск. Тому в цілій низці конструкцій, де чітко виражена робота розтягнутої та стиснутої зон, з метою економії сталі сталевібробетон бажано вводити тільки в розтягнуту зону [49, 50, 51, 66, 71]. При цьому висота шару сталевібробетону може змінюватися залежно від потреб міцності, тріщиностійкості чи деформативності конструкції. Це підтверджує можливість використання сталевібробетону для підсилення розтягнутої зони конструкцій, що працюють на згин.

В останній час проведені дослідження з підсилення залізобетонних конструкцій [1, 36, 44, 73] шаром армованого або неармованого полімербетону. Досліди С.С. Давидова, А. Касасбега, Н.М. Колоколова, А.И. Мальганова, Л.А. Мурашка, В.В. Потураєва та ін. показали досить високу ефективність такого способу підсилення.

Дослідження Є.М. Блалі [14] спрямовані на вивчення роботи підсилених залізобетонних елементів нарощуванням розтягнутої зони сталевібробетоном, полімербетоном та скловолокном. Дані дослідження підтверджують результати, наведені в роботі [26]. Автором зазначено суттєве зменшення ширини розкриття нормальних тріщин при порівнянні підсилених і непідсилених конструкцій до однакового рівня навантажень. На стадії експлуатації підсилювані і підсилюючі елементи, як правило, працюють спільно. Тільки на останніх стадіях навантаження у деяких серій балок з'явилися ознаки розшарування підсилюючого шару. Ці балки руйнувалися за похилими перерізами. Тим не менше, вони показали збільшення несучої здатності в 1,3...1,6 рази.

В роботі Я.В. Римара [60] проведено дослідження залізобетонних балок до підсилення та підсилених залізобетонних балок нарощуванням перетину арматури під навантаженням у розтягнутій зоні.

За результатами експериментальних досліджень був визначений ефект підсилення при збільшенні перерізу арматури у залізобетонній балковій конструкції. Він є тим вищий, чим менші напруження в робочій арматурі у момент підсилення. За експериментальними результатами досліджень встановлено, що можна отримати один і той самий ефект підсилення при різній площі арматури підсилення та відповідному навантаженні. Наприклад, однаковий ефект для дослідних зразків буде мати підсилення, якщо використати арматурний стержень Ø8 А-III при повному розвантаженні конструкції, або Ø10 А-III при рівні напружень в робочій арматурі $0,3 \sigma_y$, або Ø12 А-III при $0,5 \sigma_y$, або Ø14 А-III при $0,65 \sigma_y$, або Ø16 А-III при $0,75 \sigma_y$. На

підставі отриманих результатів запропоновано ввести коефіцієнт умов роботи арматури, який би враховував вказані особливості. В залежності від рівня навантаження та співвідношення площ арматури числові значення коефіцієнта умов роботи визначені в межах $\gamma_{sr} = 0,5 \dots 1,0$.

Автором описана методика розрахунку підсилених при дії навантаження залізобетонних згинальних елементів за деформаційною моделлю. Розрахунок міцності нормальних перерізів виконується з умов рівноваги зовнішніх сил та внутрішніх зусиль в перерізі елемента. Розрахунок міцності підсилених під навантаженням залізобетонних конструкцій пропонується виконувати в два етапи.

Метою роботи М.Ю. Смолянінова [63, 64] було експериментальне і теоретичне дослідження міцності, тріщиностійкості і деформативності залізобетонних балок, підсилених акриловим полімеррозчином при дії короткочасного статичного навантаження.

Програмою експериментальних досліджень передбачалось випробування 4-х серій залізобетонних балок розмірами $70 \times 120 \times 800$ мм на згин двома зосередженими силами. Для досягнення поставленої мети дослідні балки були підсилені за трьома схемами, рисунок 5.2.

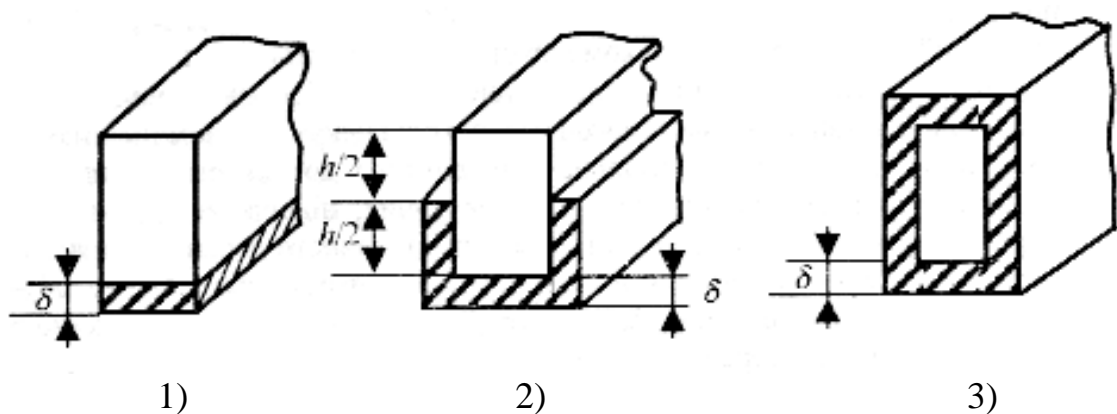


Рис. 5.2 Схема підсилення залізобетонних балок: 1 – нижня розтягнута грань балки; 2 – розтягнута зона до осьової лінії; 3 – у вигляді обійми.

Виконані дослідження показали, що несуча здатність залізобетонних балок, підсилених поверхневим шаром полімеррозчину в залежності від схеми і

його товщини збільшується. Так, при товщині шару акриловою полімеррозчину $\delta = 9$ мм в залежності від схеми підсилення несуча здатність залізобетонних балок збільшилася відповідно на 19 %, 31,5 %, 72,3 % в порівнянні з балками без підсилення. При цьому порушення суцільності бетону, підсиленого шаром акриловою полімеррозчину товщиною 3, 6 і 9 мм, як і поява тріщин в бетоні розтягнутої зони віддаляється. Появу тріщин в бетоні під покриттям встановлювали як за показаннями тензорезисторів, так і за зміною кольору підсилюючого шару акрилового полімеррозчину. Величина згинального моменту, що приводить до появи тріщин в бетоні розтягнутої зони збільшується в залежності від схеми і товщини підсилюючого шару на 15...58,8 %. В балках, підсилених за схемою обойми, тріщиностійкість збільшується в середньому на 43...72 % в залежності від товщини підсилюючого шару.

Аналіз результатів показує, що схема і товщина шару підсилення залізобетонних балок значною мірою впливає на їх несучу здатність. Крім того, відхилення розрахункових та дослідних величин згинальних моментів не перевищує 10 %, що свідчить про задовільну якість запропонованих в роботі розрахункових формул на міцність.

І.В. Васильєв [27] поставив задачу виконати підсилення під одночасною дією навантаження залізобетонних балок шляхом влаштування обойми із застосуванням спеціальних з'єднувальних сумішей на основі модифікованих цементів та розробити методику експериментальних досліджень, підсиленних залізобетонних балок. Експериментальні дослідження передбачали кілька етапів:

- навантаження залізобетонних балок зусиллям певного рівня;
- підсилення балок обоймою при збереженні дії навантаження;
- експериментальні випробування до руйнування підсиленних під навантаженням залізобетонних балок.

Після навантаження балок до проектного рівня проводилось підсилення бетонною обоймою. Проектна товщина обойми складала 2 см, довжина 100 см.

Процес підсилення перерізу залізобетонних балок відбувався при діючому навантаженні $0,3 M_U^{\text{exp}}$, $0,6 M_U^{\text{exp}}$ і $0,9 M_U^{\text{exp}}$ відповідно.

Автором зроблено висновок, що виконання підсилення залізобетонних балок при дії навантаження влаштуванням обойми із застосуванням спеціальних з'єднувальних сумішей дозволяє забезпечити надійну сумісну роботу бетону балок та "нового" бетону обойми. Розроблена методика експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених при дії навантаження, дозволяє отримати дані про дійсний напружено-деформований стан таких конструкцій.

Починаючи із 70 – 80 років ХХ століття в світі почали широкого застосовуватись у якості підсилення розтягнутої зони залізобетонних згинальних конструкцій композитні матеріали, які приклеювались до поверхні бетону епоксидним клеєм. Дана технологія була запозичена із космічних та авіаційних галузей і є інноваційною в будівництві. Найбільшого розповсюдження одержали композити з арамідних, скляних та вуглецевих волокон (AFRP, GFRP, CFRP – відповідно: Aramid -, Glass -, Carbon Fibre Reinforced Polimer). Полімерні композити зазначених типів одержують шляхом втоплювання і спресовування відповідних волокон в матрицю з епоксидної смоли. Їх виготовляють у вигляді стержнів, стрічок і полотен. При підсиленні існуючих залізобетонних елементів композитні матеріали використовують як додаткову зовнішню арматуру, приклеєну до їх поверхонь в зонах підсилення. В країнах Європи широко використовуються композитні матеріали швейцарської фірми Sika [41].

Одним із перших, хто зайнявся вивченням роботи підсилених вуглепластиком залізобетонних конструкцій був U. Meier [81, 82, 83] який, починаючи з 1985 року на базі двадцяти шести залізобетонних балок, досліджував роботу стрічок CFRP. Зразки мали розміри $152 \times 254 \times 2007$ мм та були мінімально заармовані в нормальному перерізі ($2\emptyset 8$ мм – верхня та нижня арматура) та максимально у поперечному перерізі ($\emptyset 6,35$ мм з кроком 216 мм).

В результаті випробування контрольних та підсиленних зразків була виявлена ефективність такого підсилення. Підсилені балки показали збільшення несучої здатності та жорсткості в два рази. Проведеними експериментальними дослідженнями встановлені можливі причини руйнування балок, підсиленних стрічками CFRP:

- 1) розрив стрічки CFRP;
- 2) руйнування бетону стиснутої зони;
- 3) текучість повздовжньої розтягнутої арматури;
- 4) відривання стрічки з захисним шаром бетону (зріз по бетону);
- 5) розшарування стрічки в межах її товщини;
- 6) руйнування (зріз) в межах товщини шару клею;
- 7) руйнування склейки по поверхні стрічки CFRP;
- 8) руйнування стрічки по поверхні бетону.

P. Ritchie провів випробування шістнадцяти залізобетонних балок з мінімальним армуванням нормального перерізу для того, щоб вивчити ефективність підсилення на основі скляних, вуглецевих та арамідних волокон. Дослід показав, що жорсткість таких конструкцій збільшилась на 17...99 %, а міцність на 40...97 % в залежності від типу, кількості та орієнтації підсилюючого матеріалу. Також дослідження було спрямоване на вивчення анкерування стрічок FRP. В зразках, що випробовувались без анкерування, руйнування починалось із кінців стрічки, а не в зоні чистого згину, де діє максимальний момент. Тому було запропоновано три види анкерування: перший – це закріплення стрічки на кінцях скловолоконними кутиками, другий – обгортання пластин FRP навколо балки в кінцях, третій – продовження пластини до опори балки. Перші два види не дали бажаного результату, оскільки руйнування відбувалось за межами зони чистого згину. Третій метод забезпечив руйнування в зоні чистого згину та збільшив несучу здатність конструкції.

M.E. Kaminska і R. Kotynia [75, 76, 77, 78, 79, 80] займались вивченням ефективності анкерування за допомогою додатково наклеєних в

приопорній зоні на нижній грані балки відрізків стрічок. Довжина стрічок анкерування змінювалась: 20 см, 35 см та 50 см. Було випробувано шість балок розміром 150×300×3000 мм, завантажених двома симетричними зосередженими силами. Балки були з трьома видами армування: 0,39 %, 0,56 %, та 0,84 %. Балки з малим процентом армування руйнувались за рахунок відшарування стрічки, що розпочиналось з її кінця та прямувало до середини. Таке відшарування проходило вибухоподібно і дуже швидко. За другою схемою руйнування відбувалось у зворотньому напрямку – від центру до опори, починаючи із утворення горизонтальної тріщини в захисному шарі. Деформації стрічки перед руйнуванням у всіх випадках становили 500×10^{-5} .

Результати багатьох досліджень по підсиленню залізобетонних конструкцій композитними матеріалами, проведених в Європі, зведені в технічний звіт fib [74]. В даному документі наведені рекомендації щодо конструювання, розрахунку та проведення робіт по підсиленню. В звіті наведені графіки деформування композитів на основі різних волокон: вуглецевих, арамідних та скляних, а також коефіцієнти надійності для цих матеріалів. Прийняті граничні деформації для бетону 350×10^{-5} , для композитної стрічки 500×10^{-5} (якщо клас бетону C35/45 і нище) та 750×10^{-5} (якщо клас бетону вище C35/45), для арматури відповідно 430×10^{-5} та 650×10^{-5} .

Даний документ розглядає два види руйнування конструкцій: перший вид руйнування розглядається, коли підсилення та підсилюваний елемент працюють спільно і руйнування настає внаслідок руйнування бетону, або розриву стрічки, другий вид руйнування полягає у порушенні спільної роботи конструкції та підсилення, що є недопустимим.

Тому методика розрахунку за fib [74] полягає у перевірці анкерування та обмеження розтягу, розрахунку міцності на розтяг і перевірці кінцевого зчеплення між композитною стрічкою та бетоном.

Дослідженням підсилення розтягнутої зони згинальних залізобетонних елементів займалися ряд вітчизняних науковців: В.Г. Кваша, М.Д. Климпуш, І.В. Мельник, А.Я. Мурин, Р.З. Добрянським, В.М. Барабаш та ін.

В.Г. Кваша [37, 38, 39, 40, 41, 42, 43] розробив методику розрахунку міцності нормальних перерізів підсилених наклеєними композитними стрічками балок на основі нелінійної деформаційної моделі. Дана методика була підтверджена рядом як лабораторних експериментальних досліджень (дослідження проведені в ГНДЛ-88), так і при підсиленні натурних конструкцій.

Під керівництвом Кваші В.Г. виконано лабораторні дослідження підсилених вуглепластиками таврових мостових балок за ТП Вип. 56 на моделях та двох натурних балках, які випробовувались на дію однократного та багатоциклового навантаження. Автор займався підсиленням існуючого моста через р. Прут в с. Заріччя Івано-Франківської області. Складність реконструкції даного моста полягала у тому, що разом із підсиленням несучих конструкцій, потрібно було розширити прольотну будову монолітною залізобетонною накладною плитою з консолями [37]. Проведено статичні випробування моста до та після підсилення, що дали можливість встановити дійсний розподіл зусиль від тимчасового навантаження між балками, ефект включення в спільну роботу з існуючими балками накладної плити та перевірити несучу здатність нормальних перерізів підсилених конструкцій прольотної будови.

Автором також запропоновано цілий ряд конструктивних рішень реконструкції струнобетонних прольотних будов, зокрема розширення прольотних будов залізобетонною накладною плитою та підсилення балок замоноліченими між ними армованими вставками і зміною їх статичної схеми з розрізної в нерозрізну [39].

В основу розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів на основі нелінійної деформаційної моделі, Квашою В.Г. покладена методика норм проектування залізобетонних конструкцій Росії СП 52-101 [62], адаптована до розрахунку підсилених наклеєними стрічками CFRP елементів. Вона зводиться до розв'язання системи рівнянь рівноваги і додаткових рівнянь сумісності деформацій. Для розрахункового перерізу, показано на рис. 5.3:

- рівняння рівноваги зовнішніх і внутрішніх сил відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу (точка 0) (рис. 5.3):

$$M_x = \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} z_{bx,i} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} z_{sx,j} + \sum_k \sigma_{Lk} A_{Lk} z_{Lx,k};$$

-рівняння, які визначають розподіл деформацій по перерізу елемента, одержуємо з гіпотези плоских перерізів (рис.5.3):

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{bx,i}; \quad \varepsilon_{sj} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{sx,j}; \quad \varepsilon_{Lk} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{Lx,k};$$

-залежності, які зв'язують напруження і відносні деформації бетону, арматури і стрічки підсилення:

$$\sigma_{bi} = E_b \nu_{bi} \varepsilon_{bi}; \quad \sigma_{sj} = E_s \nu_{sj} \varepsilon_{sj}; \quad \sigma_{Lk} = E_L \nu_{Lk} \varepsilon_{Lk}.$$

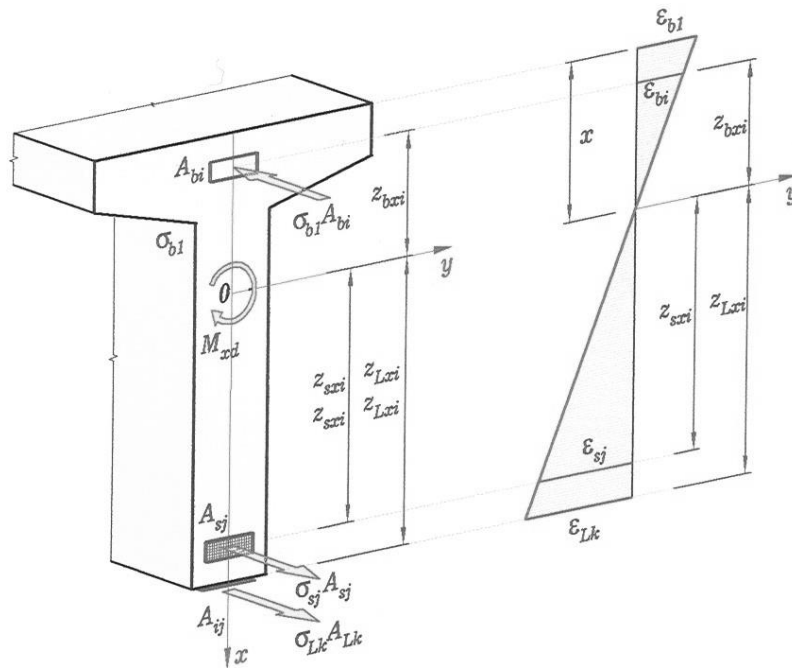


Рис. 5.3 Розрахункова схема нормального перерізу залізобетонного згинального елемента, підсиленого наклеєними стрічками

В рівняннях:

M_x – згинальний момент від зовнішнього навантаження в площині осі x (xoz);

$M_x = M_{xd}$ – визначають із статичного розрахунку;

A_{bi} , $z_{bx,i}$, σ_{bi} – площа, координати центру ваги i -ї ділянки бетону і напруження на рівні її центру ваги;

$A_{sj}, z_{sx,j}, \sigma_{sj}$ – площа, координати центру ваги j -го елемента підсилення і напруження в ньому;

$A_{Lk}, z_{Lx,k}, \sigma_{Lk}$ – площа, координати центру ваги k -го елемента підсилення і напруження в ньому;

ε_0 – відносна деформація волокна на перетині вибраних осей (точка O);

$\frac{1}{r_x}$ – кривина повздовжньої осі в розглядуваному поперечному перерізі в площині дії згинального моменту M_x ;

E_b, E_s, E_L – початковий модуль пружності бетону, модулі пружності j -го стержня арматури та k -го елемента підсилення;

V_{bi}, V_{sj}, V_{Lk} – коефіцієнти пружності i -ї ділянки бетону, j -го стержня арматури, k -го елемента підсилення.

V_{bi}, V_{sj}, V_{Lk} – коефіцієнти пружності i -ї ділянки бетону, j -го стержня арматури, k -го елемента підсилення.

$$V_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{E_b \varepsilon_{bi}}, \quad V_{sj} = \frac{\sigma_{sj}}{E_s \varepsilon_{sj}}, \quad V_{Lk} = \frac{\sigma_{Lk}}{E_L \varepsilon_{Lk}}.$$

Розрахунок нормальних перерізів за міцністю виконують за умов:

$$|\varepsilon_{b,\max}| \leq \varepsilon_{b,ult}, \quad |\varepsilon_{s,\max}| \leq \varepsilon_{s,ult}, \quad |\varepsilon_{L,\max}| \leq \varepsilon_{L,ult},$$

де $\varepsilon_{b,\max}, \varepsilon_{s,\max}, \varepsilon_{L,\max}$ – відносні деформації найбільш стиснутого волокна бетону, найбільш розтягнутого стержня арматури та найбільш розтягнутого елемента підсилення в нормальному перерізі від дії зовнішнього навантаження;

$\varepsilon_{b,ult}, \varepsilon_{s,ult}, \varepsilon_{L,ult}$ – граничні значення відносних деформацій бетону при стиску, граничні деформації видовження арматури і елементів підсилення.

Перехід від напружень в бетоні до внутрішніх зусиль визначають за допомогою процедури числового інтегрування напружень в нормальному перерізі. Для цього переріз умовно розділяють на малі ділянки по висоті. Напруження в межах малих ділянок приймають рівномірно розподіленими.

І.В. Мельником та А.Я. Муриним [55, 56, 57] проведено теоретично-експериментальне дослідження впливу параметрів підсилення на міцність, деформативність та тріщиностійкість балкових елементів. Проведено пошук оптимального відсотка армування залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою.

Особливістю запропонованої теорії є приведення кількості зовнішньої композитної арматури за показниками міцності, деформативності та площі поперечного перерізу до відповідної кількості внутрішньої сталеві арматури. Приведена площа поперечного перерізу арматури визначається за формулою:

$$A_{s,red} = A_s + A_f \frac{R_{fy}}{R_s},$$

де A_s – площа поперечного перерізу внутрішньої сталеві арматури;
 R_s – розрахунковий опір на розтяг внутрішньої сталеві арматури;
 A_f – площа поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури;
 R_{fy} – умовний розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної арматури.

Розрахунковий опір на розтяг R_{fy} зовнішньої композитної арматури визначається з умови граничних деформацій і залежить від модуля пружності матеріалу:

$$R_{fy} = \varepsilon_{fy} E_f \leq k_f R_f,$$

де $\varepsilon_{fy} = 0,005$ – граничне відносне видовження зовнішньої композитної арматури;
 E_f – модуль пружності зовнішньої композитної арматури;
 k_f – коефіцієнт надійності за матеріалом зовнішньої композитної арматури, для вуглецевих стрічок приймається рівним $k_f = 0,85$;
 R_f – межа міцності зовнішньої композитної арматури на розтяг.

Усі подальші розрахунки проводяться за СНиП 2.03.01-84* [65].
Приймаються прямокутна епюра розподілу зусиль в стиснутій зоні бетону, гіпотеза плоских перерізів згідно з [65].

Порядок визначення площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури:

- гранична несуча здатність за бетоном стиснутої зони (з урахуванням підсилення):

$$M_u = R_b bx(h_0 - 0,5x);$$

- висота стиснутої зони бетону x визначається з квадратного рівняння:

$$0,5R_b bx^2 - R_b bh_0 x + M_u = 0;$$

- необхідна приведена площа арматури (з умов рівноваги внутрішніх зусиль) становить:

$$A_{s,red} = \frac{R_b bx}{R_s};$$

- необхідна площа зовнішньої композитної арматури:

$$A_f = (A_{s,red} - A_s) \frac{R_s}{R_{fy}}.$$

Для перевірки теоретичних залежностей авторами проведено експериментальні дослідження. Експериментально встановлено границю міцності на розтяг композитної стрічки – $R_f = 3246$ МПа та модуля пружності – $E_f = 1,82 \times 10^5$ МПа. Аналіз отриманих результатів показав, що під час застосування запропонованої методики розрахунку відносна похибка обчислень знаходиться у межах $-2,3...+4,7$ %, що є цілком достатньо для інженерних розрахунків залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою. Проведені експериментальні випробування показали, що за відносних деформацій $\varepsilon_{Ly} = 0,005$ ще не відбувається повне руйнування балок (гарантується запас несучої здатності).

Останнім часом у НУ "Львівська політехніка" І.В. Мельником та Р.З. Добрянським почали проводитись дослідження нової італійської зовнішньо армуючої системи підсилення Ruredil [53]. Основна мета, що була поставлена, полягала у проведенні експериментальних досліджень залізобетонних балкових елементів з поздовжньою робочою арматурою класу А-II, зовнішньо армованих

різною кількістю робочих волокон сітки Ruredil, і визначення ефекту підсилення за основними конструкційними показниками балок: міцності, жорсткості і тріщиностійкості.

Використана для підсилення система Ruredil X Mesh Gold складається із сітки, виготовленої з волокон поліпарафенілен-бензооксазолу і стабілізованої органічної матриці, призначеної для склеювання сітки з поверхнею бетону. У напрямку основних напружень сітка має у два рази більше волокон, ніж в іншому напрямі.

Підсилення досліджуваних балок виконувалось за трьома схемами. У першій схемі в прольотній частині балки наклеювали один шар сітки на всю ширину нижньої грані балки, у другій – два шари сітки, а у третій – крім нижнього шару, додатково наклеювали U-подібну сітку, що огортала балку знизу і по боках.

Підсилення залізобетонних балок композитною системою Ruredil X Mesh Gold суттєво збільшило їх міцність, жорсткість і тріщиностійкість. В залежності від кількості наклеєних на розтягнуту зону високоміцних волокон міцність нормальних перерізів балок збільшилась від 18,4 % до 73,5 %, жорсткість і тріщиностійкість при нормативних рівнях навантаження – відповідно на 16 % і 18...36 %. При наклеюванні на нижню і бокові грані балок композитної системи тріщини не виникають навіть на перед руйнівних етапах.

І.В. Мельником та Р.З. Добрянським проведено також ряд досліджень, що стосуються підсилення вуглепластиками згинальних залізобетонних елементів при різних рівнях попереднього навантаження [54, 55].

Експериментальні дослідження підсилених балок підтвердили ефективність підсилюючої системи Sika з використанням основних елементів стрічки SikaCarbodur і анкеруючих елементів SikaWrap та відповідних клеїв на епоксидній смолі.

Рівень попереднього навантаження при якому підсилювали балки, вплинув на показники міцності, жорсткості та тріщиностійкості. Найбільший ефект зміцнення показала балка, яка була підсилена до завантаження (84,7 %),

найменший – балка, яка була підсилена при максимальному рівні навантаження $\gamma = 0,75$ (43,5 %). Чим вищий рівень попереднього завантаження до підсилення балок, тим менша їх міцність, жорсткість і тріщиностійкість; особливо це проявляється при вищих рівнях навантаження для показників прогинів і ширини розкриття тріщин.

Проаналізувавши всі вище згадані дослідження, можна зробити висновок що всі вони базуються на дослідженні конструкцій при дії лише статичних навантажень і практично не згадується про вплив повторних навантажень.

Зважаючи на все вище сказане, **метою даної роботи** є дослідження підсилення ребристої плити покриття виробничого корпусу для виготовлення керамічної цегли композитною стрічкою із врахуванням впливу малоциклових навантажень.

Для досягнення поставленої **мети** передбачено вирішити наступні **задачі**:

- удосконалити методику розрахунку несучої здатності підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії на них малоциклового навантаження за деформаційною моделлю;

- розробити алгоритми розрахунку площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилення та несучої здатності підсилених згинальних залізобетонних елементів, які б враховували дію малоциклових навантажень;

- запроєктувати підсилення ребристої плити покриття виробничого корпусу для виготовлення керамічної цегли композитною стрічкою за допомогою отриманого алгоритму.

Об'єкт досліджень: залізобетонна ребриста плита покриття.

Предмет досліджень: підсилення залізобетонної ребристої плити покриття.

5.2 Розрахунок несучої здатності при дії однократного навантаження

З 01.06.2011 року в Україні набрали чинності нові норми проектування: ДБН В.2.6.-98:2009 "Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення" та ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 "Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування" [33, 35]. Всі розрахунки бетонних та залізобетонних конструкцій повинні відповідати даним документам. В чинних нормах не наведено методики, за якою можна було б розрахувати підсилені згинальні залізобетонні елементи, зокрема приклеєними в розтягнутій зоні композитними матеріалами. Виникає необхідність в такому розрахунку.

На сьогоднішній день розробкою розрахунку підсилених в розтягнутій зоні згинальних залізобетонних елементів композитною стрічкою за дії однократного навантаження займалися Кваша В.Г., Мельник І.В., Мурин А.Я., Климпуш М.Д. [38, 39, 40, 41, 42, 43, 55, 56, 57] та ін. Основна ідея, що була покладена в їх методику, полягає у введенні в розрахунок за СНиП 2.03.01-84* "Бетонные и железобетонные конструкции" [65] замість площі поперечного перерізу внутрішньої розтягнутої сталеві арматури A_s – приведеної площі поперечного перерізу робочої арматури $A_{s,red}$. Всі подальші розрахунки пропонується вести за СНиП 2.03.01-84*. Особливістю запропонованого розрахунку є приведення за показниками деформативності та площі поперечного перерізу зовнішньої композитно арматури до відповідної кількості внутрішньої сталеві арматури.

Для розрахунку за ДСТУ Б.В.2.6-156:2010 нами взято за основу той же принцип, що був запропонований вище згаданими авторами. Тобто, проводити розрахунок за алгоритмом, що наведений в даних нормах, замінивши площу поперечного перерізу внутрішньої розтягнутої сталеві арматури A_{s2} на приведену площу поперечного перерізу робочої арматури $A_{s2,red}$ (рис. 5.4).

Приведена площа поперечного перерізу робочої арматури для згинальних залізобетонних елементів підсилених композитними стрічками, обчислюється за формулою:

$$A_{s2,red} = A_{s2} + A_f \cdot \frac{f_{fy}}{f_{yd}}, \quad (5.1)$$

де A_{s2} – площа поперечного перерізу внутрішньої розтягнутої сталеві арматури;

A_f – площа поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури;

f_{yd} – розрахунковий опір на розтяг внутрішньої сталеві арматури;

f_{fy} – умовний розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної арматури, який визначається за формулою:

$$f_{fy} = \varepsilon_{fy} \cdot E_f \leq k_f \cdot f_f, \quad (5.2)$$

де ε_{fy} – граничне відносне видовження зовнішньої композитної арматури;

E_f – модуль пружності зовнішньої композитної арматури;

k_f – коефіцієнт надійності за матеріалом зовнішньої композитної арматури, який для вуглецевих стрічок приймається рівним $k_f = 0,85$;

f_f – межа міцності зовнішньої композитної арматури на розтяг.

В розрахунках приймається граничне відносне видовження для зовнішньої композитної стрічки $\varepsilon_{fy} = 0,005$. Такі деформації зовнішньої композитної арматури, передбачені рекомендаціями fib, як досягнення граничного експлуатаційного стану нормальних перерізів підсилених залізобетонних

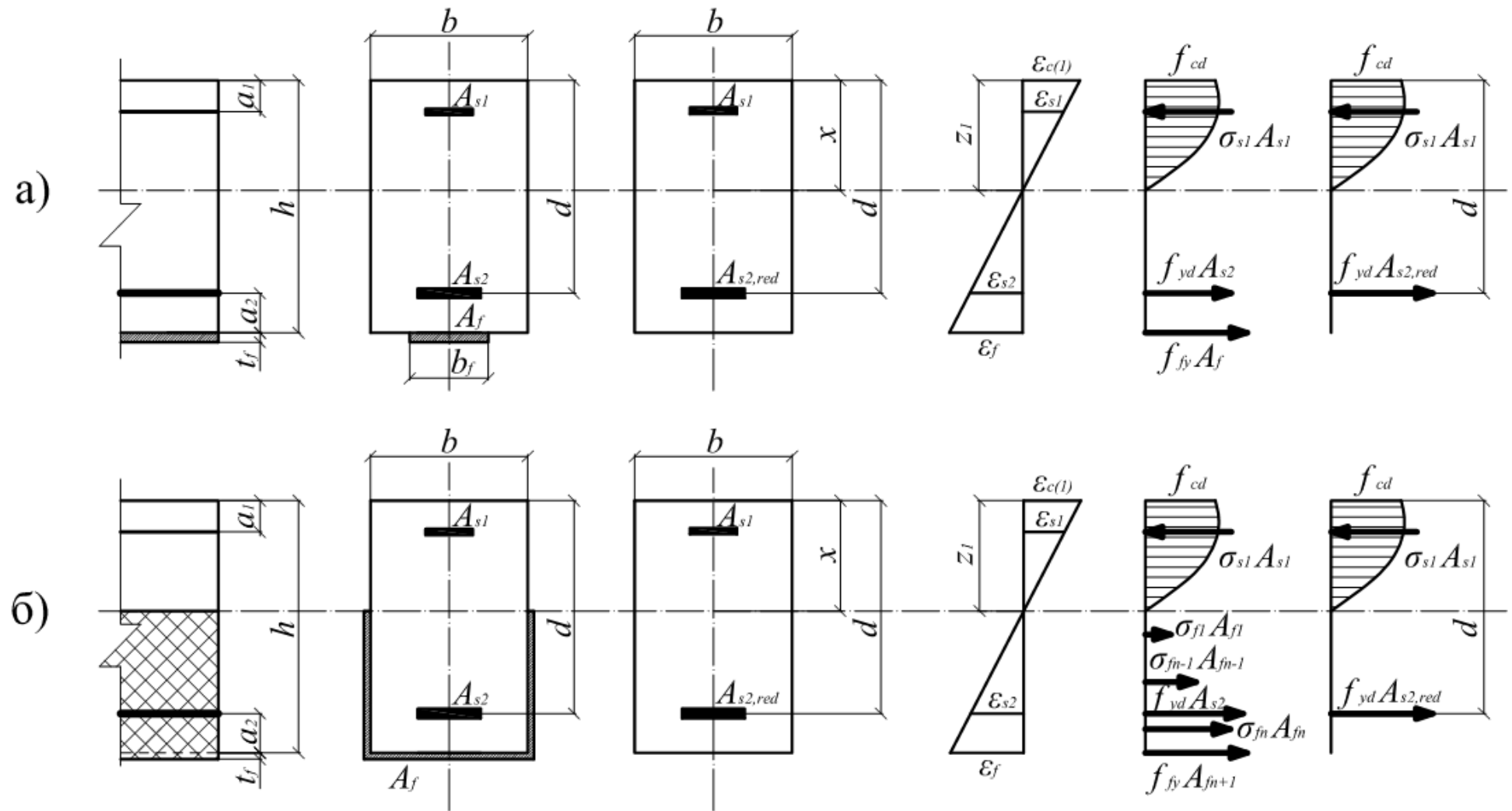


Рис. 5.4 Розрахункова схема нормального перерізу залізобетонної балки підсиленої: а) – композитною стрічкою; б) – композитним полотном

згинальних елементів. Деформації стиснутої зони бетону при цьому не повинні перевищувати $\varepsilon_{b,ult} = 0,0035$ (згідно правил проектування EC2).

Всі подальші розрахунки проводяться за чинними нормами проектування залізобетонних конструкцій [33, 35], виходячи з наступних передумов [7]:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону і арматурі по довжині ділянки між тріщинами, якщо такі є;
- деформації у звичайній арматурі однакові з оточуючим її бетоном, як при розтязі, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті (гіпотеза плоских перерізів);
- зв'язок між напруженнями і деформаціями у стиснутому бетоні приймається криволінійним у вигляді діаграми, що представлена на рис. 5.5 (а);
- зв'язок між напруженнями і деформаціями у арматурі приймається у вигляді діаграми, яка наведена на рис. 5.5 (б);
- роботу бетону в розтягнутій зоні допускається не враховувати.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

- втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах "момент – кривизна (прогин)" або "стискаюча сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри") – екстремальний критерій;
- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень (ε_{cul} , ε_{cu3} , див. пункт 3.1.5 та 3.1.7 ДБН В.2.6-98) або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{ud} ;
- досягнення зовнішньою композитною стрічкою граничних відносних деформацій 500×10^{-5} , або зовнішнім композитним полотном – 600×10^{-5} .

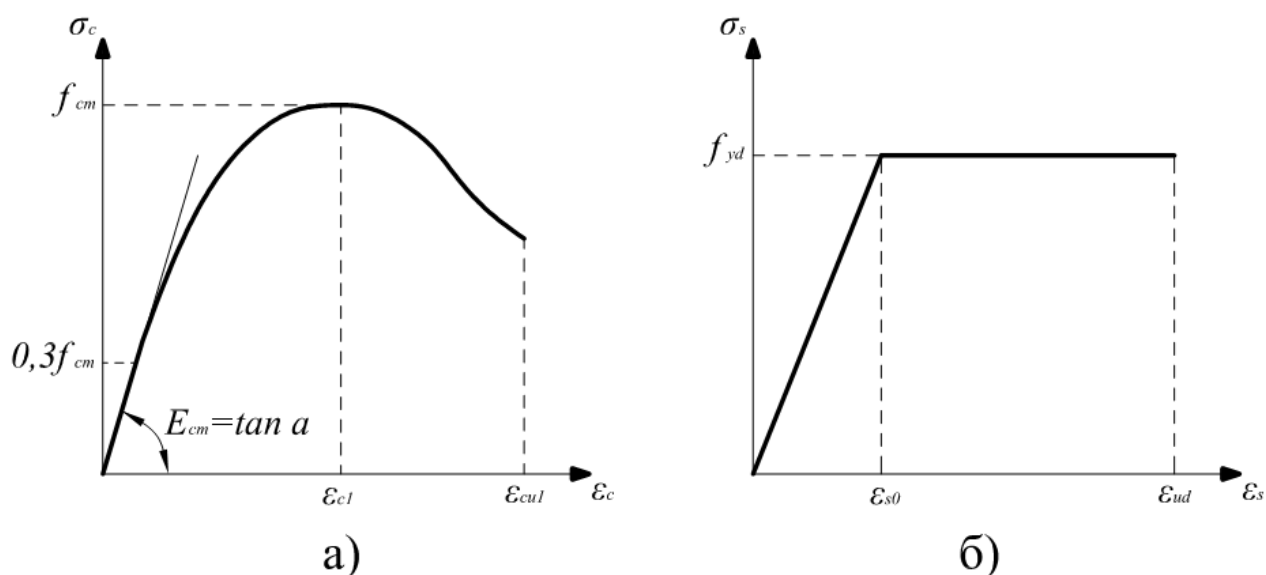


Рис. 5.5 Діаграми: а) – "напруження - деформації" бетону; б) – "напруження - деформації" арматури

Залежність між напруженнями в бетоні σ_c і деформаціями ε_c для короткотривалого осьового навантаження описується рівнянням типу:

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (5.5)$$

де f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск;

a_k – коефіцієнти поліноміальної залежності (для однократного навантаження наведені в табл. Д.1 Додатку Д [33]);

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1};$$

ε_{c1} – деформація бетону при максимальних напруженнях. При розрахунку за першою групою граничних станів приймається $\varepsilon_{c1,cd}$.

Умови рівноваги для прямокутного перерізу із подвійним армуванням запишуться у вигляді:

$$M_{Ed} \leq M_{ss(1)} = M_{c(1)} + M_{s(1)}; \quad (5.6)$$

$$S_{c(1)} = S_{s2,red(1)} - S_{s1(1)}, \quad (5.7)$$

де M_{Ed} , $M_{ss(1)}$, $M_{c(1)} + M_{s(1)}$ – розрахункові значення відповідно зовнішнього згинального моменту, моменту внутрішніх зусиль, зусиль у стиснутому бетоні та арматурі при значенні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$;

$S_{c(1)}$, $S_{s1(1)}$, $S_{s2,red(1)}$ – внутрішні зусилля відповідно у стиснутому бетоні, в арматурі A_{s1} і $A_{s2,red}$.

За гіпотезою плоских перерізів при заданому значенні деформацій у стиснутому бетоні $\varepsilon_c = \varepsilon_{c(1)}$ деформації у стиснутій $\varepsilon_{s1(1)}$ і розтягнутій арматурі $\varepsilon_{s2,red(1)}$ за фіксованого значення $x = z_1$ визначаються за формулами:

$$\varepsilon_{s1(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1); \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_{s2,red(1)} = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}); \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} z. \quad (5.10)$$

За відомих деформацій в матеріалах, внутрішні сили в елементах прямокутного перерізу знаходяться за формулами:

$$S_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_b dz = b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c d\varepsilon_c; \quad (5.11)$$

$$S_{s1(1)} = A_{s1} \sigma_{s1(1)} = A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)} = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1); \quad (5.12)$$

$$\begin{aligned} S_{s2,red(1)} &= A_{s2,red} \sigma_{s2,red(1)} = A_{s2,red} \alpha_f E_s \varepsilon_{s2,red(1)} = \\ &= A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}), \end{aligned} \quad (5.13)$$

де E_s – модуль пружності внутрішньої сталеві арматури;

α_f – коефіцієнт, який приводить модуль пружності внутрішньої сталеві арматури E_s до модуля пружності зовнішньої композитної арматури E_f , і знаходиться за формулою:

$$\alpha_f = \frac{E_f}{E_s}. \quad (5.14)$$

На коефіцієнт α_f , накладаються певні умови:

Якщо $E_f \leq E_s$, то $\alpha_f = 1$;

Якщо $E_f > E_s$, то α_f визначається за формулою (5.14).

В формулі (5.11) dz висота елементарної площадки поперечного перерізу, а z – віддаль від центра ваги елементарної площадки до нейтральної лінії. Враховуючи вираз (5.10), значення z і dz знаходяться за формулами:

$$z = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_c; \quad (5.15)$$

$$dz = \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} d\varepsilon_c. \quad (5.16)$$

Моменти внутрішніх зусиль відносно нейтральної лінії знаходяться за формулами:

$$M_{c(1)} = b \int_0^{z_{(1)}} \sigma_c z dz = b \left[\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right]^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \sigma_c \varepsilon_c d\varepsilon_c; \quad (5.17)$$

$$M_{s1} = A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2. \quad (5.18)$$

Формули (5.6) – (5.18) дають можливість визначати внутрішні зусилля в нормальних перерізах балок на всьому діапазоні їхньої роботи залежно від значення деформацій крайнього волокна стиснутого бетону ε_c .

В формулах (5.11) і (5.17) в підінтегральні вирази входять напруження в бетоні σ_c , які описуються залежністю (5.5). Значення внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні після підстановки (5.5) у вираз (5.11) набуває вигляду:

$$\begin{aligned}
 S_{c(1)} &= b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[f_{cd} \sum a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \right] d\varepsilon_c = \\
 &= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + a_4 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] d\varepsilon_c = \\
 &= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \left[\frac{a_1 \varepsilon_{c(1)}^2}{2 \varepsilon_{c1}} + \frac{a_2 \varepsilon_{c(1)}^3}{3 \varepsilon_{c1}^2} + \frac{a_3 \varepsilon_{c(1)}^4}{4 \varepsilon_{c1}^3} + \frac{a_4 \varepsilon_{c(1)}^5}{5 \varepsilon_{c1}^4} + \frac{a_5 \varepsilon_{c(1)}^6}{6 \varepsilon_{c1}^5} \right] = \\
 &= f_{cd} b \frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \varepsilon_{c(1)} \left[\frac{a_1 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)}{2} + \frac{a_2 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2}{3} + \frac{a_3 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3}{4} + \frac{a_4 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4}{5} + \frac{a_5 \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5}{6} \right] = \\
 &= f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k. \tag{5.19}
 \end{aligned}$$

Аналогічно значення згинального моменту внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні відносно нейтральної лінії визначається за формулою:

$$\begin{aligned}
 M_{c(1)} &= b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[f_{cd} \sum a_k \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^k \right] \varepsilon_c d\varepsilon_c = \\
 &= f_{cd} b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \int_0^{\varepsilon_{c(1)}} \left[a_1 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} + a_2 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + a_3 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + a_4 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + a_5 \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] \varepsilon_c d\varepsilon_c = \\
 &= f_{cd} b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \left[\frac{a_1 \varepsilon_{c(1)}^3}{3 \varepsilon_{c1}} + \frac{a_2 \varepsilon_{c(1)}^4}{4 \varepsilon_{c1}^2} + \frac{a_3 \varepsilon_{c(1)}^5}{5 \varepsilon_{c1}^3} + \frac{a_4 \varepsilon_{c(1)}^6}{6 \varepsilon_{c1}^4} + \frac{a_5 \varepsilon_{c(1)}^7}{7 \varepsilon_{c1}^5} \right] =
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= f_{cd} b \left(\frac{z_{(1)}}{\varepsilon_{c(1)}} \right)^2 \varepsilon_{c(1)}^2 \left[\frac{a_1}{3} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right) + \frac{a_2}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \frac{a_3}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^3 + \frac{a_4}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^4 + \frac{a_5}{7} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^5 \right] = \\
&= f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k.
\end{aligned} \tag{5.20}$$

Кінцеву несучу здатність нормального перерізу згинальних елементів прямокутного перерізу можна записати у вигляді:

$$\begin{aligned}
M_{S(1)} &= f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 + \\
&+ A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2,
\end{aligned} \tag{5.21}$$

при цьому повинна виконуватися умова:

$$\begin{aligned}
f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k &= A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)}) - \\
&- A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1).
\end{aligned} \tag{5.22}$$

Для згинальних елементів прямокутного перерізу з одиничним армуванням в наведених вище формулах приймається $A_{s1} = 0$ (рис. 5.4), а значення $\varepsilon_{s1(1)}$ не визначається.

Для визначення внутрішніх зусиль в поперечному перерізі прямокутної балки з одиничним армуванням, що зазнає впливу однократного навантаження, можна використати блок-схему, що наведена на рис. 5.5. При цьому приймаючи, що до конструкції прикладається один цикл зовнішнього навантаження.

5.3 Розрахунок несучої здатності із врахуванням дії повторного навантаження

В результаті дії малоциклових навантажень, рівень яких не перевищує експлуатаційний, відбувається зміна діаграми деформування бетону. Це свідчить про вплив повторних навантажень на механічні властивості бетону, які спричинюють збільшення або зменшення його міцності в залежності від рівня і кількості циклів навантаження, змінюють характер діаграми деформування, початковий модуль пружності та максимальні деформації перед руйнуванням [3, 4, 5, 6].

Діаграму деформування бетону після повторних малоциклових навантажень можна описати залежністю:

$$\sigma_{c,cyc} = f_{cd,cyc} \sum_{k=1}^5 a_{k,cyc} \eta_{cyc}^k, \quad (5.23)$$

де $\sigma_{c,cyc}$ – напруження в бетоні в циклах навантаження;

$f_{cd,cyc}$ – розрахункове значення міцності бетону на стиск після повторних навантажень;

$a_{k,cyc}$ – коефіцієнти поліноміальної залежності;

$\eta_{cyc} = \varepsilon_{c,cyc} / \varepsilon_{c1,cyc}$ – рівень повторних навантажень у циклах;

$\varepsilon_{c,cyc}$ – деформації у бетоні, які відповідають напруженням $\sigma_{c,cyc}$;

$\varepsilon_{c1,cyc}$ – максимальні деформації бетону, які відповідають $f_{cd,cyc}$.

Параметри діаграми деформування бетону $\sigma_{c,cyc} - \varepsilon_{c,cyc}$ пропонуємо визначати за формулами [9, 10]:

$$\varepsilon_{c1,cyc} = [235 - 81 / (1 + 7,75 \cdot 10^{-4} f_{cd,cyc}^2)] \cdot 10^{-5}; \quad (5.24)$$

$$\varepsilon_{cu1,cyc} = [235 + 320 / (1 + f_{cd,cyc}^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5}; \quad (5.25)$$

$$\sigma_{cu,cyc} / f_{cd,cyc} = 1,333 - \varepsilon_{cu1,cyc} / (3 \cdot \varepsilon_{c1,cyc}). \quad (5.26)$$

Згідно з даними наведеними в роботі [4], $f_{cd,cyc}$ вираховується за формулою:

$$f_{cd,cyc} = f_{cd} (1 + 0,483\eta_{cyc} - 0,556\eta_{cyc}^2), \quad (5.27)$$

де $\eta_{cyc} = \sigma_{c,cyc} / f_{cd,cyc}$ – рівень повторних навантажень у циклах.

У процесі малоциклових навантажень, в залежності від рівня повторного навантаження у циклах, модуль пружнопластичності визначається за формулою:

$$E_{c,cyc} = E_{c0,cyc} (1 - \lambda_{c1,cyc} \sigma_{c,cyc} / f_{cd,cyc}), \quad (5.28)$$

де $E_{c,cyc}$ – модуль пружнопластичності бетону при заданому $\sigma_{c,cyc}$;

$E_{c0,cyc}$ – модуль пружності бетону, що відповідає напруженню $\sigma_{c,cyc} = 0$, який визначається за формулою:

$$E_{c0,cyc} = 31403 + 160,15\eta_{cyc} - 1600\eta_{cyc}^2, \quad (5.29)$$

$\lambda_{c1,cyc}$ – граничний коефіцієнт пластичності бетону з урахуванням повторних навантажень, що визначається згідно таблиць наведених в роботі [4].

Значення коефіцієнтів полінома (5.23) обчислюються за формулами, наведеними в роботі [9]:

$$\left. \begin{aligned} a_{1cyc} &= 1,1E_{c,cyc} \varepsilon_{c1,cyc} / f_{cd,cyc}; \\ a_{2cyc} &= 1 - a_{1cyc} - a_{3cyc} - a_{4cyc} - a_{5cyc}; \\ a_{3cyc} &= a_{1cyc} - 2a_{4cyc} - 3a_{5cyc} - 2; \\ a_{4cyc} &= \{[k - 2a_{1cyc}(3\gamma - 2) + 12\gamma - 6] - 2a_{5cyc}(10\gamma^3 - 9\gamma + 2)\} / [2(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)]; \\ a_{5cyc} &= \{[k + 2a_{1cyc}(2 - 3\gamma) + 12\gamma - 6](\gamma - 1)^2 \gamma^2 - [\beta + a_{1cyc} \gamma(2\gamma - \gamma^2 - 1) + \gamma^2(2\gamma - 3)](6\gamma^2 - 6\gamma + 1)2\} / \\ & / \{2\gamma^2[(10\gamma^3 - 9\gamma + 2)(\gamma - 1)^2 - (\gamma^3 - 3\gamma + 2)(6\gamma^2 - 6\gamma + 1)]\}, \end{aligned} \right\} \quad (5.30)$$

де $\gamma = \varepsilon_{cu,cyc} / \varepsilon_{c1,cyc}$; $\beta = 1,1\varepsilon_{c1,cyc} / \varepsilon_{cu,cyc}$;

$$k = 2,7 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) - 6,1 - \frac{0,005}{\left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} - 1 \right)^2}.$$

Вплив повторних малоциклових навантажень експлуатаційних рівнів на міцність і модуль пружності арматури середньої міцності (класи А 240С, А 300С, А 400С) не враховуються [2]. В інших випадках ці зміни необхідно встановлювати експериментальним шляхом.

Розрахункова схема нормального перерізу балки приймається така ж як і на рис. 5.4, замінивши відповідні значення величин значеннями з урахуванням повторних навантажень.

Величина внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні із врахуванням впливу малоциклових навантажень, буде обчислюватись за формулою:

$$S_{c,cyc(1)} = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \left[\frac{a_{1cyc}}{2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) + \frac{a_{2cyc}}{3} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^2 + \frac{a_{3cyc}}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^3 + \frac{a_{4cyc}}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^4 + \frac{a_{5cyc}}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^5 \right] = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k. \quad (5.31)$$

Значення згинального моменту внутрішнього зусилля в стиснутому бетоні відносно нейтральної лінії визначається аналогічно:

$$M_{c,cyc(1)} = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \left[\frac{a_{1cyc}}{3} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right) + \frac{a_{2cyc}}{4} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^2 + \frac{a_{3cyc}}{5} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^3 + \frac{a_{4cyc}}{6} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^4 + \frac{a_{5cyc}}{7} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^5 \right] = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k. \quad (5.32)$$

Після кінцевого знаходження цих значень, сумарний момент внутрішніх зусиль відносно нейтральної лінії знаходиться за формулою:

$$M_{S,cyc(1)} = f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)})^2, \quad (5.33)$$

при цьому повинна виконуватися умова:

$$f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)}) - A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1). \quad (5.34)$$

Для визначення внутрішніх зусиль в поперечному перерізі прямокутної балки з одиночним армуванням, що зазнає впливу малоциклових навантажень, можна використати блок-схему, що наведена на рис. 5.5.

5.4 Розрахунок необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури

Раніше йшла мова про визначення напружено-деформованого стану нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій та їх несучої здатності при одноразовому та повторному навантаженні за заданої поздовжньої розтягнутої й стиснутої арматури.

Найчастіше розрахунок міцності поперечних перерізів, підсилених конструкцій, необхідно вести за заданим зовнішнім навантаженням. В такому випадку потрібно знайти необхідну площу приведеної робочої арматури $A_{s2,red}$.

Для балки з подвійним внутрішнім армуванням та приклеєною розтягнутою зовнішньою композитною арматурою формули (5.21) та (5.22) можна записати у вигляді:

$$M_{Ed} \leq M_{s(1)} = f_{cd} b z_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{c(1)}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2; \quad (5.35)$$

$$f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k = A_{s2,red} \alpha_f E_s \varepsilon_{s2,red(1)} - A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}, \quad (5.36)$$

де M_{Ed} – розрахунковий граничний момент від зовнішнього навантаження;

$\varepsilon_{s1(1)}$, $\varepsilon_{s2,red(1)}$ – деформації в стиснутій та розтягнутій арматурі відповідно, які визначаються за формулами (5.8) та (5.9).

За критерій вичерпання несучої здатності можна прийняти руйнування стиснутого бетону при досяганні фібровими деформаціями граничного значення $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu1}$. В подальшому задачу можна розв'язати методом наближень. На першому етапі приймається значення $z_{(1)} = 0,5d$, після чого за формулами (5.8) та (5.9) знаходяться значення $\varepsilon_{s1(1)}$ та $\varepsilon_{s2,red(1)}$, а площа розтягнутої арматури $A_{s2,red}$ знаходиться з рівняння (5.36):

$$A_{s2,red(1)} = \frac{f_{cd} b z_{(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}}{\varepsilon_{s2,red(1)} \alpha_f E_s}, \quad (5.37)$$

при цьому величина $\varepsilon_{s2,red(1)}$ не повинна перевищувати ε_{ud} , щоб не було розриву внутрішньої сталеві арматури.

Після визначення $A_{s2,red}$, граничний розрахунковий момент внутрішніх зусиль можна визначити за формулою:

$$M_{S(1)} = f_{cd} dz_{(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cu1}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{cu1}}{z_{(1)}} (z_{(1)} - a_1)^2 + A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{cu1}}{z_{(1)}} (d - z_{(1)})^2. \quad (5.38)$$

Якщо виявиться, що

$$M_{S(1)} (1 - 0,05) \geq M_{Ed}, \quad (5.39)$$

розв'язок задачі знайдено. Якщо умова (5.39) не виконується необхідно на другому етапі змінити висоту стиснутої зони $x = z_{(2)}$ і розрахунок повторити до досягання виконання умови (5.39), за якою кінцево приймається площа поздовжньої розтягнутої арматури $A_{s2,red}$.

Якщо для конструкцій з одиночним внутрішнім армуванням виявиться, що за будь-яких значень z $M_{S(1)} < M_{Ed}$, необхідно підсилювати стиснуту зону. Подальші розрахунки ведуться, як при подвійному армуванні. Розтягнуту арматуру можна знайти з формули (5.37), попередньо задаючись площею стиснутої арматури.

Аналогічно можна розрахувати площу поперечного перерізу приведеної робочої арматури у випадку короткочасного повторного навантаження, тоді формули (5.37) і (5.38) набувають вигляду:

$$A_{s2,red(1)} = \frac{f_{cd,cyc} b z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \varepsilon_{s1(1)}}{\varepsilon_{s2,red(1)} \alpha_f E_s}; \quad (5.40)$$

$$M_{S,cyc(1)} = f_{cd,cyc} dz_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k + A_{s1} E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - a_1)^2 +$$

$$+ A_{s2,red} \alpha_f E_s \frac{\varepsilon_{cu1,cyc}}{z_{cyc(1)}} (d - z_{cyc(1)})^2. \quad (5.41)$$

Необхідна площа зовнішньої композитної стрічки з рівняння (5.1) буде визначатись за наступною формулою:

$$A_f = (A_{s2,red} - A_{s2}) \cdot \frac{f_{yd}}{f_{fy}}. \quad (5.42)$$

Необхідна площа зовнішнього композитного полотна з рівняння (5.4) визначається методом підбору. На першій стадії береться один шар полотна та при необхідності змінюється висота приклеювання його на бічній поверхні (полотно не повинно заводитись у стиснуту зону бетону). Якщо даного підсилення не вистачає, то необхідно збільшувати кількість шарів.

5.5 Розрахунок підсилення ребристої плити покриття виробничого корпусу для виготовлення керамічної цегли

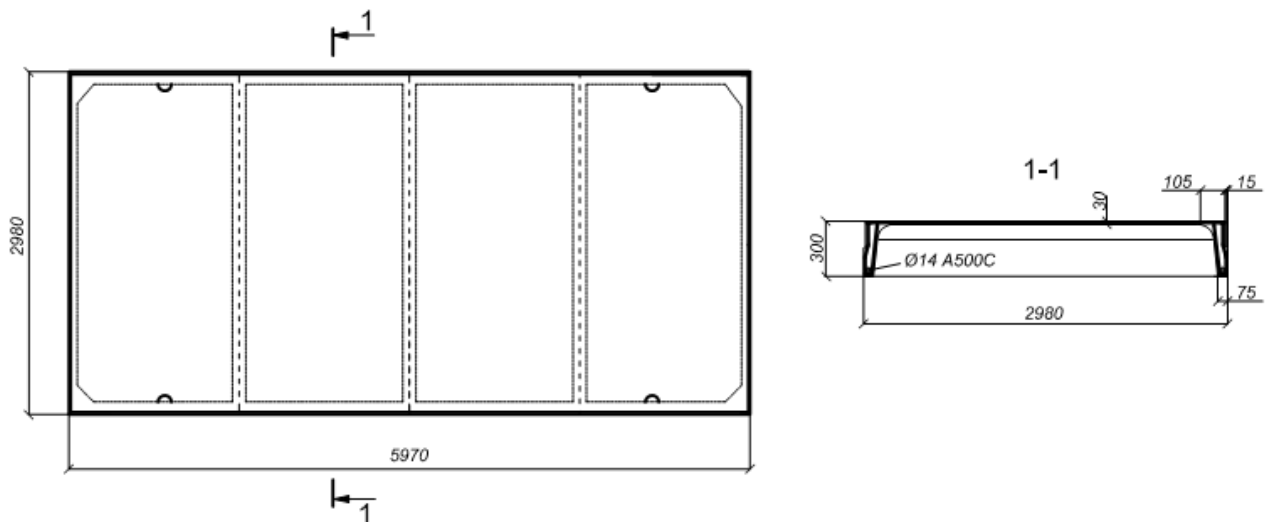


Рис. 5.6 План та поперечний розріз плити покриття

Дано: $M_{Ed} = 190 \text{ кН} \times \text{м}$; $\eta_{cyc} = 0,75$; $\lambda_{c1,cyc} = 0,041$; $k_f = 0,85$. Бетон класу С 16/20: $f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}$; $E_{cd} = 20 \times 10^3 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{c1} = 166 \times 10^{-5}$; $\varepsilon_{cu1} = 415 \times 10^{-5}$.

Арматура класу А 500С: $0,6 \times A_{s2} = 3,768 \text{ см}^2$; $A_{s2} = 6,28 \text{ см}^2$; $f_{yd} = 500 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \times 10^4 \text{ МПа}$. Параметри перерізу: $h = 0,3 \text{ м}$; $l = 5,87 \text{ м}$; $b'_f = 2,95 \text{ м}$; $b_w = 0,18 \text{ м}$; $h_{eff} = 0,03 \text{ м}$; $\alpha_{s2} = 0,04 \text{ м}$. Параметри стрічки Sika CarboDur М: $f_f = 3200 \text{ МПа}$; $E_f = 21 \times 10^4 \text{ МПа}$; $\varepsilon_{fy} = 500 \times 10^{-5}$. Параметри полотна Sika Wrap: $f_{fy} = 150 \text{ МПа}$; $E_f = 2,8 \times 10^4 \text{ МПа}$; $t_f = 0,001 \text{ м}$; $\alpha_f = 1,0$.

Роботу внутрішньої сталеві арматури після втрати захисного шару можна розглядати як звичайної арматури, без попереднього напруження.

Поперечний переріз ребристої плити може бути замінений еквівалентним тавровим перерізом з полицею у стиснутій зоні (див. рис. 5.7).

$$\text{Оскільки } \frac{b'_f - b_w}{2} = \frac{2,95 - 0,18}{2} = 1,385 \text{ м} > \frac{1}{6} \cdot l = \frac{1}{6} \cdot 5,87 = 0,978 \text{ м},$$

то $b_{eff} = 0,978 \text{ м}$.

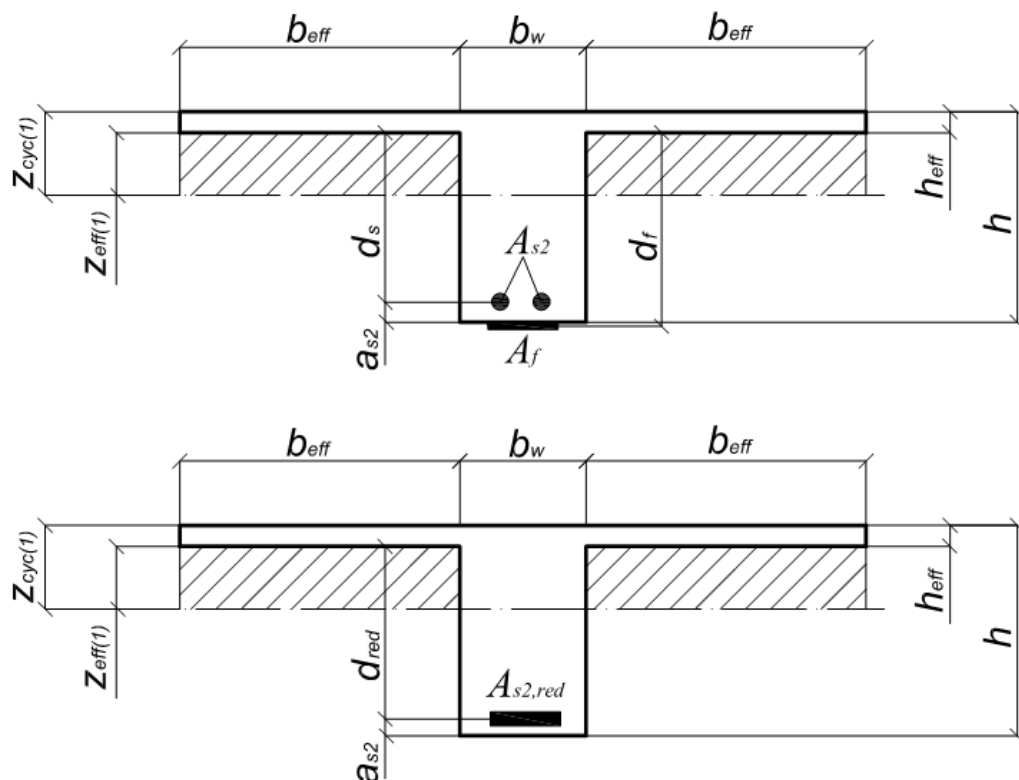


Рис. 5.7 Еквівалентний поперечний переріз плити

На пршій стадії проектування підсилення необхідно визначити, які максимальні деформації $\varepsilon_{c,cyc(1)}$ виникають в крайній стиснутій фібрі бетону

конструкції при заданому навантаженні. Для цього, використовуючи блок-схему наведену на рис. 5.2, знаходимо значення $\varepsilon_{c,cyc(1)}$ при експлуатаційному моменті M_{Ee} . Після виконання умови (5.34) встановлено значення $\varepsilon_{c,cyc(1)} = 145 \times 10^{-5}$.

На першому кроці наближення приймається приведена робоча висота перерізу підсиленої плити посередені між центром ваги внутрішньої сталеві d_s та зовнішньої композитної d_f арматури (рис. 5.7):

$$d_{red(1)} = d_s + \frac{d_f - d_s}{2} = 0,26 + \frac{0,3005 - 0,26}{2} = 0,28 \text{ м},$$

де $d_s = h - a_{s2} = 0,3 - 0,04 = 0,26$ м, $d_f = h + \frac{t_f}{2} = 0,3 + \frac{0,001}{2} = 0,3005$ м.

Значення $z_{cyc(1)}$ для початку можна прийняти як $0,5 \cdot d_{red(1)}$:

$$z_{cyc(1)} = 0,5 \cdot d_{red(1)} = 0,5 \cdot 0,28 = 0,14 \text{ м}.$$

Після проведення розрахунку на ЕОМ, методом підбору встановлено кінцеве значення $z_{cyc(1)} = 0,053$ м.

Визначаємо місце знаходження межі стиснутої зони бетону з умови:

- якщо виявиться, що $z_{cyc(1)} \leq h_{eff}$, то тавровий переріз розраховується як прямокутний висотою h та шириною $2 \cdot b_{eff} + b_w$;
- якщо $z_{cyc(1)} > h_{eff}$, то межа стиснутої зони знаходиться в ребрі поперечного перерізу.

Оскільки $z_{cyc(1)} = 0,053$ м $>$ $h_{eff} = 0,03$ м, то межа стиснутої зони знаходиться в ребрі поперечного перерізу.

Подальші розрахунки таврового перерізу проводяться по аналогії із прямокутним з певним корегуванням формул, що були запропоновані в роботі [8]

Далі визначаємо за формулою (5.27) розрахункове значення міцності бетону на стиск після повторних навантажень:

$$f_{cd,cyc} = 11,5(1 + 0,483 \cdot 0,75 - 0,556 \cdot 0,75^2) = 12,07 \text{ МПа}.$$

Параметри $\varepsilon_{c1,cyc}$ та $\varepsilon_{cu,cyc}$ будуть знаходитись із формул (5.24) та (5.25) відповідно:

$$\varepsilon_{c1,cyc} = [235 - 81/(1 + 7,75 \cdot 10^{-4} 12,07^2)] \cdot 10^{-5} = 162,2 \times 10^{-5},$$

$$\varepsilon_{cu1,cyc} = [235 + 320/(1 + 12,07^3 \cdot 6 \cdot 10^{-5})] \cdot 10^{-5} = 524,5 \times 10^{-5}.$$

За формулою (5.9) визначаємо:

$$\varepsilon_{s2,red(1)} = \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d_{red(1)} - z_{cyc(1)}) = \frac{145 \times 10^{-5}}{0,053} (0,28 - 0,053) = 628,3 \times 10^{-5}.$$

Модуль пружнопластичності бетону після впливу повторних навантажень буде обчислюватись за формулою (5.28):

$$E_{c,cyc} = 30,62 \cdot 10^3 (1 - 0,041 \cdot 0,75) = 29,68 \times 10^3 \text{ МПа},$$

де $E_{c0,cyc} = 31403 + 160,15 \cdot 0,75 - 1600 \cdot 0,75^2 = 30,62 \times 10^3 \text{ МПа}$.

Значення коефіцієнтів полінома знаходяться за формулами (5.30), і будуть рівні: $a_{1cyc} = 4,388$, $a_{2cyc} = -60,033$, $a_{3cyc} = 168,676$, $a_{4cyc} = -229,806$, $a_{5cyc} = 87,775$.

Приведена площа поперечного перерізу робочої арматури знаходиться за формулою:

$$A_{s2,red(1)} = \frac{M_{Ed} - (f_{cd,cyc} (2b_{eff} + b_w) z_{cyc(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k - f_{cd,cyc} 2b_{eff} z_{eff(1)}^2 \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{eff1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k)}{\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (d_{red(1)} - z_{cyc(1)})^2 \alpha_f E_s} =$$

$$= \frac{190 \cdot 10^3 - (12,07 \cdot 10^6 \cdot 2,136 \cdot 0,053^2 \cdot 0,399 - 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,978 \cdot 0,053^2 \cdot (-0,13))}{\frac{145 \cdot 10^{-5}}{0,053} (0,28 - 0,053)^2 \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^{10}} =$$

$$= 5,6 \times 10^{-4} \text{ м}^2,$$

$$\text{де } \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = 0,399; \quad \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{eff1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = -0,13;$$

$$\varepsilon_{eff1,cyc} = \frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{z_{cyc(1)}} (z_{cyc(1)} - h_{eff}) = \frac{145 \times 10^{-5}}{0,053} (0,053 - 0,03) = 62,14 \times 10^{-5} - \text{відносна}$$

деформація бетону на нижній грані полиці, при відносній деформації крайньої стиснутої фібри бетону порерізу, що рівна $\varepsilon_{c,cyc(1)}$;

$$z_{eff(1)} = z_{cyc(1)} - h_{eff} = 0,053 - 0,03 = 0,023 \text{ м.}$$

Величина внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.31):

$$S_{c,cyc(1)} = f_{cd,cyc} (2b_{eff} + b_w) z_{cyc(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k - f_{cd,cyc} 2b_{eff} z_{eff(1)} \sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{eff1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k =$$

$$= 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2,136 \cdot 0,053 \cdot 0,452 - 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,978 \cdot 0,053 \cdot (-0,173) = 704,3 \text{ кН,}$$

де $\sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c,cyc(1)}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = 0,452$; $\sum_{k=1}^5 \frac{a_{k,cyc}}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{eff1,cyc}}{\varepsilon_{c1,cyc}} \right)^k = -0,173$.

Величина внутрішніх зусиль у розтягнутій арматурі із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.13):

$$S_{s2,red(1)} = 5,6 \cdot 10^{-4} \cdot 1 \cdot 20 \cdot 10^4 \cdot 10^6 \cdot 628,3 \cdot 10^{-5} = 703,8 \text{ кН.}$$

Перевіряємо виконання умови (5.34). Відхилення t лежить в межах $0 < t \leq 5$, тому величина $z_{cyc(1)}$ підібрана правильно:

$$t = \frac{S_{s2,red(1)} - S_{c,cyc(1)}}{S_{s2,red(1)}} \cdot 100 = \frac{704,3 - 703,8}{704,3} \cdot 100 = 0,07 \%$$

Далі розглянемо два види підсилення:

Підсилення за допомогою композитної стрічки Sika CarboDur M.

Умовний розрахунковий опір на розтяг зовнішньої композитної стрічки буде обчислюватись за формулою (5.2):

$$f_{fy} = 500 \cdot 10^{-5} \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 10^6 = 1050 \text{ МПа} < k_f \cdot f_f = 0,85 \cdot 3200 = 2720 \text{ МПа.}$$

За формулою (5.42) визначається необхідна площа композитної стрічки:

$$A_f = (5,6 \cdot 10^{-4} - 3,768 \cdot 10^{-4}) \cdot \frac{500}{1050} = 0,87 \times 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Знаходимо реальну величину приведеної робочої висоти перерізу $d_{red(2)}$:

$$d_{red(2)} = \frac{S_{red}}{A_{s2,red(1)}} = \frac{1,53 \cdot 10^{-4}}{5,6 \times 10^{-4}} = 0,273 \text{ м},$$

де $S_{red} = A_{s2} \cdot d_s + A_f \frac{f_{fy}}{f_{yd}} \cdot d_f = 3,768 \cdot 10^{-4} \cdot 0,26 + 0,87 \cdot 10^{-4} \frac{1050}{500} \cdot 0,3 = 1,53 \times 10^{-4} \text{ м}^3$.

Знаходимо відхилення t між $d_{red(1)}$ та $d_{red(2)}$, якщо воно лежить в межах $0 < t \leq 5$, то приведена робоча висоти перерізу підібрана правильно:

$$t = \frac{d_{red(1)} - d_{red(2)}}{d_{red(1)}} \cdot 100 = \frac{0,28 - 0,273}{0,28} \cdot 100 = 2,5 \text{ \%}.$$

Якщо умова не виконується, то необхідно її корегувати:

$$d_{red(3)} = d_{red(1)} \pm \frac{d_{red(1)} - d_{red(2)}}{2}.$$

Приймаємо із сортаменту [67] дві стрічки Sika Carbodur M-514, загальна площа поперечного перерізу яких $A_f = 1,4 \times 10^{-4} \text{ м}^2$.

Використовуючи блок-схему наведену на рис. 5.5, можна знайти кінцеву несучу здатність підсиленого перерізу.

Приведена площа поперечного перерізу робочої арматури визначається за формулою (5.1):

$$A_{s2,red} = 3,768 \cdot 10^{-4} + 1,4 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{1050}{500} = 6,708 \times 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Знаходимо кінцеву величину приведеної робочої висоти перерізу d_{red} :

$$d_{red(2)} = \frac{1,862 \cdot 10^{-4}}{6,708 \times 10^{-4}} = 0,278 \text{ м},$$

де $S_{red} = 3,768 \cdot 10^{-4} \cdot 0,26 + 1,4 \cdot 10^{-4} \frac{1050}{500} \cdot 0,3 = 1,862 \times 10^{-4} \text{ м}^3$.

Приймаємо для початку $z_{cyc(1)}$ таке ж, як і для знаходження необхідної площі підсилення $z_{cyc(1)} = 0,053 \text{ м}$. Після розрахунку на ЕОМ, кінцеве значення $z_{cyc(1)} = 0,0576 \text{ м}$.

За формулою (5.9) визначаємо:

$$\varepsilon_{s2,red(1)} = \frac{145 \times 10^{-5}}{0,0576} (0,278 - 0,0576) = 553,6 \times 10^{-5}.$$

Величина внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.31):

$$S_{c,cyc(1)} = 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2,136 \cdot 0,0576 \cdot 0,452 - 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,978 \cdot 0,0576 \cdot (-0,164) = 779,1 \text{ кН}.$$

Величина внутрішніх зусиль у розтягнутій арматурі із врахуванням впливу малоциклових навантажень буде обчислюватись за формулою (5.13):

$$S_{s2,red(1)} = 6,708 \cdot 10^{-4} \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 10^4 \cdot 10^6 \cdot 553,6 \cdot 10^{-5} = 779,85 \text{ кН},$$

де $\alpha_f = \frac{E_f}{E_s} = \frac{21 \cdot 10^4}{20 \cdot 10^4} = 1,05.$

Перевіряємо виконання умови (5.34). Відхилення t лежить в межах $0 < t \leq 5$, тому величина $z_{cyc(1)}$ підібрана правильно:

$$t = \frac{779,1 - 779,85}{779,1} \cdot 100 = -0,1 \%$$

Визначаємо граничний розрахунковий момент внутрішніх зусиль за формулою (5.38):

$$M_{S(1)} = 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2,136 \cdot 0,0576^2 \cdot 0,399 - 12,07 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 0,978 \cdot 0,0576^2 \cdot (-0,113) + \\ + 6,708 \times 10^{-4} \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 10^{10} \cdot \frac{145 \cdot 10^{-5}}{0,0576} (0,278 - 0,0576)^2 = 207,7 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Перевіряємо виконання умови (5.39):

$$M_{S(1)}(1 - 0,05) = 207,7 \cdot (1 - 0,05) = 197,3 \text{ кН} \times \text{м} > M_{Ed} = 190 \text{ кН} \times \text{м}.$$

Отже, підсилений переріз може нести задане навантаження.

5.6 Висновки

1. Аналіз наукових досліджень, що стосуються підсилення згинальних залізобетонних елементів сучасними композитними матеріалами показав, що в діючих нормах проектування відсутня методика, за якою можна було б розрахувати такі конструкції зокрема при дії на них малоциклових навантажень.
2. В даній роботі розроблено удосконалену методику розрахунок несучої здатності згинальних залізобетонних елементів, підсилених зовнішньою композитною арматурою при дії на них малоциклового навантаження за деформаційною моделлю.
3. На основі отриманої удосконаленої методики розрахунку підсилених згинальних залізобетонних елементів, розроблено алгоритм розрахунку необхідної площі поперечного перерізу зовнішньої композитної арматури підсилення з дотриманням вимог діючих норм.
4. Розраховано та запроєктовано підсилення композитною стрічкою ребристої плити покриття виробничого корпусу для виготовлення керамічної цегли із використанням запропонованої удосконаленої методики.

РОЗДІЛ 6. СПЕЦІАЛЬНА ЧАСТИНА

6.1 Порівняння варіантів підсилення ребристої плити покриття

У спеціальній частині розглянуто порівняння двох видів підсилення збірної залізобетонної ребристої плити покриття. Перший вид – підсилення шпренгельною системою, а другий – підсилення композитною стрічкою.

Підсилення збірних залізобетонних ребристих плит покриття методом шпренгельних затяжок досить простий у використанні. Підсилення збірної залізобетонної ребристої плит покриття проводиться за допомогою рівнополицевих кутиків 50 x 5, довжиною 1/3 прольоту, які влаштовуються в нижній розтягнутій зоні конструкції посередині прольоту з обох сторін, з'єднаних між собою стержнями, та за допомогою 4-х металевих тяжів, з арматури Ø10 А 400С, прикріплених до металевих пластин товщиною 15 мм, що знаходяться на торцях плити. Натяг тяжів виконувався вручну.

Підсилення збірних залізобетонних ребристих плит покриття методом приклеювання композитної стрічки досить складний. До того, як розпочати підсилення, необхідно підготувати конструкцію. Даний процес включав в себе зачистку поверхні бетону у тих місцях, де повинен приклеюватись матеріал підсилення. Зачистка полягає в знятті верхнього шару бетону (цементного молочка). Виконуються роботи механічним способом за допомогою фрези з алмазним покриттям відповідно до вимог. На двох нижніх ребрах в місцях, де грань конструкцій повинна обвиватись полотном Sika Wrap, виконується фаска радіусом 2 см, щоб запобігти розриву волокон підсилення у процесі навантаження.

Підсилення конструкцій необхідно виконувати з чітким дотриманням технології. Роботи розпочинаються із підготовки поверхні конструкції (очищення від пилу) та підсилюючих матеріалів (нарізка матеріалів підсилення необхідних розмірів і форми). Після цього виконується обезжирення матеріалів

підсилення (в технології цей процес називається "активація") спеціальним розчином Sika Colma Reiniger.

Наступний етап – приготування клеючої суміші кількома порціями. На електронних вагах точно відмірюється вага кожного із компонентів клею, після чого механічним способом проводиться його змішування на протязі фіксованого часу, що встановлюється технологією. Для наклеювання полотна Sika Wrap використовується двохкомпонентний клей Sikadur 330, а для наклеювання стрічки Sika CarboDur S-512 – Sikadur 30, приготування яких виконується змішуванням двох компонентів "А" (клей) і "В" (затверджувач).

Приготувавши клей Sikadur 330, проводиться його нанесення на поверхню конструкції тонким шаром за допомогою кисточки таким чином, щоб заповнити всі пори та згладити можливі нерівності. Після цього приклеюється полотно. Щоб його розпрямити та притиснути до поверхні конструкції, використовується спеціальний валик, з невеликими зубцями, яким проходили всю поверхню полотна. Спеціальна форма даного валика дозволяє розпрямити, натягнути полотно, а саме головне витиснути залишок клею на зовні через волокна матеріалу. Після повного просочення тканини, виконується нанесення ще одного шару по поверхні полотна, щоб воно повністю покрилося шаром клею.

Калькуляція собівартості підсилення ребристої плити покриття шпренгельною системою наведена в таблиці 6.1.

Таблиця 6.1 Калькуляція собівартості підсилення ребристої плити покриття шпренгельною системою

Статті витрат	Витрати (грн)
	Підсилення шпренгельними зтяжками
Сировина і основні матеріали:	590
Основна зарплата виробничих працівників	118
Нарахування на зарплату основних виробничих працівників	44
Загальновиробничі витрати	93
Адміністративні витрати	241
Позавиробничі витрати	121

Повна собівартість	1207
--------------------	------

Калькуляція собівартості підсилення ребристої плити покриття композитними стрічками наведена в таблиці 6.2.

Таблиця 6.2 Калькуляція собівартості підсилення ребристої плити покриття композитними стрічками

Статті витрат	Витрати (грн)
	Підсилення залізобетонною обоймою
Сировина і основні матеріали:	957
Основна зарплата виробничих працівників	574
Нарахування на зарплату основних виробничих працівників	218
Загальновиробничі витрати	471
Адміністративні витрати	634
Позавиробничі витрати	317
Повна собівартість	3171

Зроблено техніко-економічне порівняння підсилень залізобетонної ребристої плити шпренгельною системою та композитними стрічками із використанням АВК-5 (див. табл. 6.3). Кошторисні розрахунки наведені в розділі 7.

Таблиця 6.3 Техніко – економічні показники

Техніко – економічні показники	Підсилення шпренгельною системою	Підсилення композитними стрічками
Кошторисна вартість (грн.)	822	2267
Трудомісткість (люд.-год)	5	34

Висновок. Влаштування шпренгельної системи є набагато дешевшим і менш трудомістким способом, в порівнянні з влаштуванням композитних стрічок, проте зважаючи на складний агресивний вплив в цеху будівлі більш доцільним є застосування методу підсилення композитними матеріалами.

РОЗДІЛ 7. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

Організаційно-економічна частина дипломної роботи передбачає відображення кошторисної вартості підсилення збірної ребристої плити покриття виробничого корпусу заводу з виготовлення керамічної цегли.

Кошторисна вартість формується на основі ДБН Д 1.1.1-2000 «Правила визначення вартості будівництва».

В процесі розрахунків за основу було прийнято:

- ДБН Д 2.2. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи;
- ДБН Д 2.3. Ресурсні елементні кошторисні норми на монтаж устаткування;
- ДБН Д 2.4. Ресурсні елементні кошторисні норми на ремонтно-будівельні роботи;
- ДБН Д 2.7. Ресурсні елементні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів.

В даному розділі проведено кошторисні розрахунки із використанням програмного комплексу АВК-5. Було розроблено локальний кошторис на виконання підсилення збірної залізобетонної ребристої плити покриття цеху для виготовлення керамічної цегли. Для розрахунків були використані діючі норми та розцінки.

Кошторисна вартість на підсилення ребристої плити шпренгельною системою склала 822 грн. Трудомісткість робіт становить 5 люд.-год., а середній розряд робіт – 4,4. Із них 664 грн – кошторисна вартість будівельних робіт, а 158 – монтажних.

Разом прями витрати по кошторису становлять 729 грн, з яких 590 грн – вартість матеріалів, виробів та конструкцій та 139 грн становить основна зарплата виробничих працівників.

За даними локального кошторису можна сказати, що дане підсилення залізобетонної балки є досить дешевим в порівнянні з іншими видами підсилень.

Кошторисні розрахунки див. нижче.

Будова - Підсилення ребристої плити покриття шпренгельною системою
Шифр проекту – 1-1

**Локальний кошторис № 2-1-1
на Підсилення ребристої плити покриття шпренгельною системою**

Основа:
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 0,822 тис. грн.
Кошторисна трудомісткість 0,005 тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата 0,139 тис. грн.
Середній розряд робіт 4,4 розряд

Складений в поточних цінах станом на “9 листопада” 2019 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
									заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	C147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм 100кг	0,1083	<u>899,53</u> --	- -	97	-	- -	- -	- -
2	C147-1-6	Стрижнева арматура А-I, діаметр 6 мм 100кг	0,0115	<u>860,38</u> --	- -	10	-	- -	- -	- -
3	C1533-1	Фланці з вуглецевої сталі ВСт3сп2,3 плоскі приварні із з'єднувальним виступом, Ру 0,1 та 0,25 МПа [1 та 2,5 кгс/см ²], діаметр умовного проходу 10 мм	4	<u>16,10</u> --	- -	64	-	- -	- -	- -
4	C111-1828	Прокат кутовий рівнополічковий із сталі марки Ст3сп, ширина полицок 50-56 мм шт т	0,027	<u>9978,92</u> --	- -	269	-	- -	- -	- -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5	E46-25-1	Свердління кільцевими алмазними свердлами з застосуванням охолоджувальної рідини /води/ в залізобетонних конструкціях вертикальних отворів глибиною 200 мм, діаметром 20 мм 100шт	0,04	<u>4295,22</u> 1230,98	<u>158,00</u> 39,08	172	49	<u>6</u> 2	<u>55,60</u> 2,73	<u>2</u> -
6	ЖР1-854-4	Зварювання арматури і прутка внапустку двостороннім швом, діаметр стрижня 12 мм 10 стик	0,4	<u>32,11</u> 10,86	<u>5,57</u> 0,24	13	4	<u>2</u> -	<u>0,81</u> 0,02	<u>-</u> -
7	ЖР1-852-1	Зварювання з'єднань прутка й арматури у стик в інвентарних формах, діаметр стрижня 6 мм 10 стик	5	<u>10,10</u> 6,17	<u>3,19</u> 0,14	51	31	<u>16</u> 1	<u>0,46</u> 0,01	<u>2</u> -
8	P12-56-1	Фарбування нових великих металевих поверхонь [крім покрівель] суриком за 1 раз 100м2	0,01	<u>567,41</u> 308,78	<u>14,95</u> 6,83	6	3	<u>-</u> -	<u>16,70</u> 0,49	<u>-</u> -
9	P7-18-2	Улаштування цементної стяжки товщиною 20 мм по бетонній основі площею понад 20 м2 100м2	0,018	<u>2599,88</u> 1484,83	<u>33,12</u> 27,79	47	27	<u>1</u> 1	<u>76,38</u> 2,08	<u>1</u> -
Разом прямі витрати по кошторису, грн.						729	114	<u>25</u> 4		<u>5</u> -
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						590				
всього заробітна плата, грн.						118				
Загальновиробничі витрати, грн.						93				
трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.						-				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.						21				

Прямі витрати будівельних робіт , грн.						601				
в тому числі:										
вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						515				
заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.						79				
заробітна плата в експлуатації машин, грн.						3				
Загальновиробничі витрати, грн.						63				
заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.						14				
Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.						664				
кошторисна трудоємність, люд.-год.						3				
кошторисна заробітна плата, грн.						96				

Прямі витрати монтажних робіт , грн.						128				
в тому числі:										

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				75				
		заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.				35				
		заробітна плата в експлуатації машин, грн.				1				
		Загальновиробничі витрати, грн.				30				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				7				
		Всього кошторисна вартість монтажних робіт , грн.				158				
		кошторисна трудомісткість, люд.-год.				2				
		кошторисна заробітна плата, грн.				43				

		Всього по кошторису, грн.				822				
		Кошторисна трудомісткість, люд.-год.				5				
		Кошторисна заробітна плата, грн.				139				

Склав _____

Перевірив _____

Будова - Підсилення ребристої плити покриття композитними стрічками
 Шифр проекту – 1-1

Локальний кошторис № 2-1-1
на Підсилення ребристої плити покриття композитними стрічками

Основа:
 креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 2,267 тис. грн.
 Кошторисна трудомісткість 0,034 тис.люд.-год.
 Кошторисна заробітна плата 0,689 тис. грн.
 Середній розряд робіт 4 розряд

Складений в поточних цінах станом на “17 листопада” 2019 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
									тих, що обслуговують машини	
				заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	E46-2-1	Підсилення існуючих залізобетонних балок монолітними залізобетонними обоймами набризом м3 <i>У тому числі матеріали:</i>	0,188	<u>9551,43</u> 2411,16	<u>2050,70</u> 641,86	1796	453	<u>386</u> 121	<u>116,82</u> 40,49	<u>22</u> 8
	C111-324	Кисень технічний газоподібний м3	0,47	2,28		1,07				
	C111-1306	Портландцемент загальнобудівельного призначення бездобавковий, марка 500 м3	0,09776	901,09		88,09				
	C111-1529	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42 т	0,000564	11510,36		6,49				
	C113-140	Труби сталеві електрозварні прямошовні із сталі марки 20, зовнішній діаметр 57 мм, товщина стінки 4мм т	1,73712	49,19		85,45				
	C121-768	Окремі конструктивні елементи будівель та споруд [колонни, балки, ферми, зв'язки, ригелі, стояки тощо] з перевагою товстостісної сталі, середня маса складальної одиниці до 0,5 т т	0,0282	18408,33		519,11				

	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.	957			
	заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.	453			
	заробітна плата в експлуатації машин, грн.	121			
	Загальновиробничі витрати, грн.	471			
	трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.	4			
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.	115			
	Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.	2267			
	кошторисна трудомісткість, люд.-год.	34			
	кошторисна заробітна плата, грн.	689			

	Всього по кошторису, грн.	2267			
	Кошторисна трудомісткість, люд.-год.	34			
	Кошторисна заробітна плата, грн.	689			

Склав _____

Перевірив _____

РОЗДІЛ 8. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

8.1 Загальні положення організації будівельного виробництва

Перед початком робіт в місцях, де існує або може виникнути виробнича небезпека (без зв'язку з характером роботи, що виконується), відповідному виконавцю робіт необхідно видавати наряд-допуск на виробництво робіт підвищеної небезпеки по відповідній формі. Наряд-допуск видається на термін, необхідний для виконання заданого об'єму робіт. У випадку зміни умов роботи наряд-допуск анулюється і відновлення робіт дозволяється тільки після видачі нового наряду-допуску.

Особа, що видала наряд-допуск на виробництво робіт зобов'язана здійснювати контроль за виконанням відповідним керівником робіт заходи по забезпеченню безпеки праці. Всі особи, що знаходяться на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски по ГОСТ 12.4.087-84: каска повинна складатись із корпусу, внутрішньої оснастки і підборідочного ремня, корпуси касок повинні бути чотирьох кольорів:білого – для керівного складу організацій, начальників ділянок, інспекторів по охороні праці, робітників служби техніки безпеки; червоного – для майстрів, прорабів, інженерно-технічних працівників, головних механіків і енергетиків; жовтого і оранжевого – для робочих та молодшого обслуговуючого персоналу. Робочі і інженерно-технічні працівники без захисних касок і інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються.

Перед допуском до роботи робочих і в процесі виконання ними робіт адміністрація зобов'язана забезпечити навчанням і проведенням інструктажу по безпеці праці в відповідності з вимогами ГОСТ 12.0.004-79: вступний інструктаж проводить інженер по охороні праці (техніці безпеки); первинний інструктаж на робочому місці, повторний, позаплановий, цільовий проводить безпосередній керівник робіт. При виробництві будівельно-монтажних робіт необхідно передбачати технологічну послідовність виробничих операцій так, щоб попередня операція не була джерелом виробничої небезпеки при виконанні наступних.

8.2 Техніка безпеки та пожежна безпека на будівельному майданчику

Згідно завдання на дипломне проектування районом під будівництво є місто Київ, на півночі України.

На територію цеху підвіз матеріалів, а також вивіз продукції здійснюється автомобільним транспортом.

Шкідливий вплив будівлі, що проектується, на оточуюче середовище відсутній. Будівля проектується з традиційних матеріалів безпечних для робітників та оточуючого середовища. Рівень ґрунтових вод знаходиться значно нижче рівня фундаментів, в зв'язку з чим вода не буде забруднена.

Отже, вибраний для будівництва майданчик добре підходить для будівництва даного заводу.

Майданчик будівництва знаходиться на окраїні міста тому, щоб запобігти доступу сторонніх осіб, повинен бути огорожений. Конструкція огороження повинна задовільняти вимоги ГОСТ 23407-78: конструкція огороження повинна бути збірною-розбірною з уніфікованими елементами, з'єднаннями і деталями кріплення. Зони потенційно діючих небезпечних виробничих факторів повинні мати сигнальні огороження, які задовільняють вимоги ГОСТ 23407-78: висота стійок сигнального огороження повинна бути 0,8 м, відстань між стійками не повинна перевищувати 6,0 м.

На будівельний майданчик влаштований 1 в'їзд та 1 виїзд, тимчасові дороги дозволяють рухатись автомобільному транспорту з під'їздом до всіх складів та вузлів.

При в'їздах на будівельний майданчик повинна бути встановлена схема руху транспортних засобів, а на обочинах доріг і проїздів – добре видимі дорожні знаки, що регламентують порядок руху транспортного засобу в відповідності з правилами дорожнього руху.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виробництва робіт не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

На будівельному майданчику огороженні всі небезпечні зони (монтажна зона, зона дії крана).

Приміщення, в яких проводяться роботи з пилевидними матеріалами, а також робочі місця біля машин дроблення, розмолу і просіювання цих матеріалів повинні бути забезпечені вентиляційними системами.

На території будівництва в місцях розташування тимчасових будівель, складів, майстерень встановлюються пожежні щити /стенди/ та бочки з водою. Для запобігання розповсюдження пожежі необхідно забезпечити будівництво достатньою кількістю засобів пожежогасіння, дотримуватись правил зберігання, розміщення і обмеження кількості палих речовин і матеріалів, а також дотримуватися вимог ДБН В 1.1.7-2002 „Пожежна безпека об'єктів та будівель", ДСТУ 2272-93 Пожежна безпека „Терміни та визначення", ГОСТ 12.1.044-89 ССТБ „Пожароопасность веществ и материалов. Номенклатура и методы их определения".

Порушники правил пожежної безпеки, якщо порушення мали тяжкі наслідки, притягаються до кримінальної відповідальності згідно з Кримінальним кодексом, наказуються виправними роботами строком до 2 років, а якщо мали місце і людські жертви, - позбавленням волі до 8 років.

На будмайданчику передбачені організовані пости з протипожежними засобами, а також визначені особливо небезпечні зони у пожежному відношенні. В межах цих зон не допускається зберігання масляних фарб, оліфи, смоли, масел, паливно-мастильних матеріалів, вказані матеріали повинні зберігатись в окремих складських приміщеннях або під навісом. Зберігання в одному приміщенні кисневих балонів та балонів з іншими горючими газами забороняється. Всі роботи пов'язані з використанням відкритого вогню, допускається вести лише з дозволу відповідального за пожежну безпеку на будівельному майданчику.

8.3 Заходи з техніки безпеки

8.3.1 Заходи з ТБ при виконанні електрозварювальних робіт

При виконанні зварювальних робіт в одному приміщенні з іншими роботами повинні бути прийняті міри, що виключають можливість впливу небезпечних і шкідливих виробничих факторів на працюючих.

При виконанні зварювання на різних рівнях по вертикалі повинний бути передбачений захист персоналу, що працює на нижче розташованих рівнях, від випадкового падіння предметів, недогарків електродів, бризків металу й ін.

Зони з наявністю небезпечного виробничого фактора варто огороджувати відповідно до вимог ДСТ 23407—78 і ДСТ 12.2.062-81.

Робочі місця, розташовані вище 1,3 м від рівня чи землі суцільного перекриття, повинні бути обладнані огороженнями відповідно до ДСТ 12.4.059—89 висотою не менш 1,1 м, що складаються з поручня, одного проміжного елемента і бортової дошки шириною не менше 0,15 м.

При виробництві зварювальних робіт на висоті більш 5 м повинні влаштовуватися риштування (площадки) з неспалимих матеріалів відповідно до вимог ДСТ 12.2.012—75.

При відсутності риштувань (площадок) електрозварники повинні користуватися запобіжними поясами і вогнестійкими страхувальними фалами з карабінами. Робітники повинні користуватися спеціальними сумками для інструмента і збору недогарків електродів.

Збереження вихідних зварювальних матеріалів і готової продукції повинне здійснюватися на складах, які обладнані і утримуються у відповідності з вимогами будівельних, санітарних і протипожежних норм і правил, затверджених у встановленому порядку.

При збереженні заготівель, що зварюються, зварювальних матеріалів і готової продукції не повинні виникати які-небудь перешкоди природному

освітленню, вентиляції, проїзду, проходу, використанню пожежного устаткування і засобів захисту працюючих.

Знежирення поверхонь виробів, що зварюються, варто робити розчинами, склад яких допущений до застосування органами санітарного і пожежного нагляду.

Відпрацьовані матеріали (недогарки електродів, жужільна кірка, технологічні зразки, відходи знежирення й ін.) повинні збиратися в металеві ємкості і, у міру нагромадження, вивозитися з ділянок у відведені на території підприємства місця для збору й утилізації.

До виконання зварювання допускаються особи, що пройшли навчання, інструктаж і перевірку знань вимог безпеки, що мають кваліфікаційну групу по електробезпеці не нижче II і відповідні посвідчення.

До зварювальних робіт на висоті — допускаються працівники, які пройшли спеціальний медичний огляд, що мають стаж верхолазних робіт не менш одного року і розряд зварника не нижче III.

Робітники електрозварювальних професій повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту відповідно до типових галузевих норм, затвердженими у встановленому порядку, і відповідно до характеру й умов проведення робіт.

Захист обличчя й очей забезпечується щитками за ДСТ 12.4.035-78 і окулярами за ДСТ 12.4.013—85 (зі світлофільтрами -за ДСТ 12.4.080-79).

Для захисту органів слуху повинні застосовуватися засоби індивідуального захисту за ДСТ 12.4.051-87.

Для захисту голови від механічних впливів і поразки електричним струмом повинні застосовуватися захисні каски за ДСТ 12.4.128-83.

8.3.2 Заходи з ТБ при виконанні кам'яних робіт

При подачі на робоче місце вантажопід'ємними кранами цегли, керамічних каменів та інших мілких блоків слід застосовувати піддони, контейнери і вантажозахватні пристрої, що виключають падіння вантажу при підніманні.

При кладці стін будівель на висоту до 0,7 м від робочого настилу і відстані від рівня за стіною, що зводиться, до поверхні землі (перекриття) більше 1,3 м

необхідно застосовувати засоби масового захисту (огороження або запобіжні пояса).

Знімати тимчасові кріплення елементів карнізу допускається після досягнення розчином міцності, вказаної в проекті.

Втрата стійкості людиною може бути пов'язана з дією особистих факторів (хворобливий стан чи фізична і нервово-психічне перевантаження), а також з дією на людяну факторів зовнішнього середовища (переміщення краном матеріалів, конструкцій тощо). Обвал риштування, як правило, пов'язаний з перевантаженням або порушенням правил установки чи експлуатації, крім того, дуже часто причиною травмування є використання для засобів підстилу різних випадкових опор, драбин, ящиків і т. ін.

8.3.3 Заходи з ТБ при виконанні монтажних робіт

При виконанні монтажних (демонтажних) робіт в умовах діючого підприємства експлуатовані електромережі й інші діючі інженерні системи в зоні робіт повинні бути, як правило, відключені, закорочені, а устаткування і трубопроводи звільнені від вибухонебезпечних, пальних і шкідливих речовин.

Способи стропування елементів конструкцій і устаткування повинні забезпечувати їхню подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Очищення конструкцій для монтажу від бруду варто робити до їхнього підйому.

Елементи, що монтуються під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування й обертання гнучкими відтягненнями.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій під час їхнього підйому чи переміщення.

Під час перерв у роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування у висячому положенні.

Не допускається перехід монтажників по встановлених конструкціях і їхніх елементах .

Встановлені в проектне положення елементи повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їхня стійкість і геометрична незмінюваність,

Не допускається перебування людей під елементами, що монтуються до установки їх у проектне положення і закріплення. При необхідності перебування працюючих під устаткуванням (конструкціями), що монтуються, а також на устаткуванні (конструкціях) повинні здійснюватися спеціальні заходи, що забезпечують безпеку працюючих.

Фарбування й антикорозійний захист конструкцій і устаткування у випадках, коли вони виконуються на будівельному майданчику, варто робити, як правило, до їхнього підйому на проектну відмітку.

У процесі монтажу конструкцій будинків чи споруд монтажники повинні знаходитися на раніше встановлених і надійно закріплених підмостях, які служать для безпечного виконання робіт на висоті понад 1 м над рівнем землі.

На будівлях, як правило, використовуються інвентарні риштування, підмостки, люльки, які мають паспорти підприємств, що їх виготовляють. Не інвентарні засоби підмоцвання використовують у виключних випадках з дозволу головного інженера будівельно-монтажної організації, якщо висота не інвентарних риштувань більша за 4 м, їх споруджують за затвердженим проектом.

Для виконання будівельних робіт у межах одного поверху використовують підмости. Їх встановлюють в середині будівлі і переносять краном з одного поверху на інший.

Для забезпечення стійкості риштувань у поперечному напрямку їх необхідно надійно кріпити до стіни за допомогою анкерів.

Демонтаж риштувань проводиться в зворотній послідовності його монтажу, коли з настилів зняті всі матеріали, інструмент і транспортні засоби, спуск елементів риштування здійснюється за допомогою кранів.

Для захисту людей, що перебувають на риштуваннях, від прямого удару блискавки передбачено блискавковідвід.

У будівництві є цілий ряд робіт, де огороження неможливе (на краю перекриття, карнизу тощо), у цих випадках використовується тільки канатний захист і монтажні пояси.

8.4 Розрахунок освітлення виробничого корпусу методом коефіцієнта використання світлового потоку

Визначимо необхідну кількість світильників для нашого виробничого цеху розмірами 48 x 84 м (в осях 5-19).

Визначаємо висоту підвісу світильників над підлогою:

$$H_u = 0,8 \cdot H = 0,8 \cdot 9,6 = 7,7 \text{ м.}$$

Приймаємо паралельне розташування світильників у плані. Визначаємо відстань між світильниками:

$$L = (1.4 \dots 1.8) H_u = (1.4 \dots 1.8) 7,7 = 10.78 \text{ м.}$$

Визначаємо кількість світильників у приміщенні:

По довжині: $N_d = \frac{A}{L} = 84/10.78 = 8.$

По ширині: $N_u = \frac{B}{L} = 48/10.78 = 5.$

Загальна кількість світильників:

$$N = N_d \cdot N_u = 8 \cdot 5 = 40.$$

Визначаємо індекс приміщення по формулі:

$$I = (A \cdot B) / H_u(A+B) = 4032/1016.4 = 3.97.$$

Визначаємо коефіцієнт відбиття світла від стін $\rho_1 = 30\%$, стелі $\rho_2 = 50\%$.

По індексу приміщення, коефіцієнтах відбиття світла від стін та стелі, прийнятому типові світильника визначаємо коефіцієнт світлового потоку $\eta = 0.69$. Визначаємо коефіцієнт запасу $k = 1.5$, який враховує зниження освітленості за рахунок зменшення світлового потоку джерела світла через забруднення освітленої арматури, стін та стелі, а також завдяки запиленості приміщення.

Визначаємо світловий потік по формулі:

$$\Phi = (E_n K S z) / (N \eta) = (200 \cdot 1.5 \cdot 4032 \cdot 1.15) / (40 \cdot 0.69) = 50400 \text{ лк.}$$

де E_n – нормативне значення освітленості, лк;

K – коефіцієнт запасу;

S – площа приміщення, м²;

z – коефіцієнт нерівномірності освітлення; дорівнює відношенню мінімального освітлення до середнього;

N – кількість світильників;

η - коефіцієнт використання світлового потоку світильника.

Приймаємо в одному світильнику 5 ламп Б25 світловий потік яких складає 1100 лм. Необхідна кількість світильників для виробничого корпусу – 49, відповідно ламп Б25 – 245(світловий потік яких складе 53900 лм) (рис. 8.1).

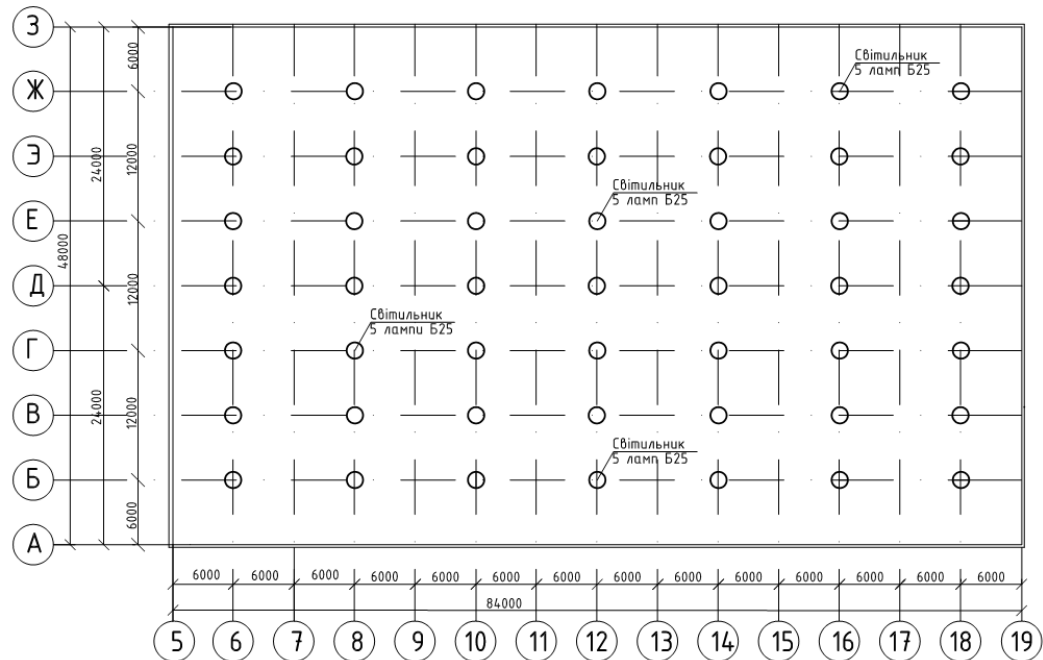


Рис. 8.1 Схема розміщення світильників

8.5 Цивільна оборона України в надзвичайних ситуаціях

Цивільна оборона України є складовою частиною соціальних та захисних заходів, які проводяться в мирний і воєнний час з метою захисту населення і народного господарства від наслідків аварій, катастроф, стихійного лиха і сучасних засобів ураження.

Цивільна оборона України організується за територіально-виробничим принципом на всій території і являє собою сукупність структур державного управління, підприємств, організацій і спеціально створених органів керівництва та сил цивільної оборони. Заходи цивільної оборони проводяться на всій території держави, як правило, заздалегідь, з врахуванням особливостей кожного району.

Основні завдання цивільної оборони:

– запобігання виникненню надзвичайних ситуацій техногенного походження і проведення заходів щодо зменшення збитків та втрат під час аварій, катастроф,

вибухів, великих пожеж та стихійного лиха;

- оповіщення населення про загрозу і виникнення надзвичайних ситуацій у мирний і воєнний час та постійне інформування його про наявну обстановку;
- захист населення від наслідків аварій, катастроф, великих пожеж, стихійного лиха та застосування засобів ураження;
- організація життєзабезпечення населення під час аварій, катастроф, стихійного лиха та у воєнний час;
- створення систем аналізу і прогнозування управління, оповіщення і зв'язку;
- підготовка і перепідготовка керівного складу цивільної оборони, її органів управління та сил, навчання населення вмінню застосовувати засоби індивідуального захисту і діяти в надзвичайних ситуаціях.

Організаційна структура цивільної оборони України:

Кабінет Міністрів України постійно приділяє увагу розвитку цивільної оборони, підвищенню її ролі у захисті населення, підвищенню її значення, визначає основні принципи її побудови, характер і обсяг завдань, що вирішуються. Цивільна оборона організується за територіально-виробничим принципом.

Територіальний принцип полягає в організації цивільної оборони на території областей, міст і районів, сільських місцевостей відповідно до адміністративного поділу території. Згідно з цим, відповідальність на цих територіях несуть виконавчі органи влади, а начальниками цивільної оборони, які безпосередньо здійснюють керівництво цивільною обороною.

8.6 Забезпечення стійкості промислово-побутового комплексу в умовах надзвичайних ситуацій

Під стійкістю роботи промислових підприємств (об'єктів) розуміють їх можливість в умовах надзвичайних ситуацій мирного і воєнного часу виробляти продукцію в запланованому обсязі і номенклатурі, а при слабких пошкодженнях відновлювати виробництво в мінімальні терміни. Під стійкістю роботи об'єктів, які не виробляють матеріальних цінностей, розуміють їх можливість виконувати свої функції в умовах надзвичайних ситуацій.

Фактори від яких залежить стійкість роботи об'єктів в надзвичайних ситуаціях:

- надійність захисту робітників і службовців;
- безпечність розташування об'єкту відносно зон можливих зруйнувань;
- можливість інженерно-технічного комплексу протистояти ударній хвилі будь якого вибуху і уражаючим діям ядерної зброї;
- надійність керування виробництвом, силами і засобами цивільної оборони;

Із перерахованих факторів впливають такі шляхи і засоби підвищення стійкості роботи промислових підприємств:

- нагромадження фондів захисних споруд і засобів індивідуального захисту;
- розширення шляхів сполучення і розвиток всіх видів транспорту;
- утворення матеріально-технічних резервів;
- підтримування сил цивільної оборони в постійній готовності.

Принципами стійкості роботи промислових підприємств (об'єктів) в надзвичайних ситуаціях є єдина нормативна і директивна база, яка включає:

- Конституцію України;
- Закон про цивільну оборону України;
- Положення по цивільній обороні;
- Нормативні документи по стійкості роботи об'єктів;
- Директиви начальника штабу ЦО України.

В дипломній роботі передбачається зведення на території існуючого заводу будівлі виробничого корпусу з виготовлення керамічної цегли. Проектування виконувалось згідно вимог до стійкості функціонування об'єкту і передбачало наступні заходи:

- будівля одно поверхова, в плані прямокутної форми, що понижує парусність будівлі і збільшує стійкість до дії ударної хвилі;
- на території підприємства передбачені спеціальні будівлі для захисту працівників від аварій на АЕС, хімічно і вибухонебезпечних об'єктах, ядерної, хімічної, біологічної зброї та звичайних військових засобів ураження;
- в будівлі розміщені плани евакуації, встановлені таблички із зазначенням порядку виклику пожежної охорони, знаки місць розміщення первинних засобів пожежогасіння;

- територія підприємства забезпечена зовнішнім освітленням, яке забезпечує швидке знаходження пожежних драбин, протипожежного обладнання, евакуаційних виходів будинків і споруд;

- для підвищення стійкості до пожеж в будівлі використанні вогнестійкі конструкції (перекриття виготовлене з армованого бетону), а також вогнезахисна обробка горючих елементів;

- дороги на території об'єкту з твердим покриттям, що забезпечує зручний і найкоротший шлях між виробничими будівлями;

- для уникнення ураження хімічною і біологічною зброєю, на виробництві передбачені засоби індивідуального захисту (фільтруючі та ізолюючі протигази, респіратори, ватномарлеві пов'язки, спеціальна ізолююча захисна одяга, а також медичні засоби захисту.

РОЗДІЛ 9. ЕКОЛОГІЯ

9.1 Екологічні проблеми будівельної галузі

Будівництво – це галузь народного господарства, що забезпечує зведення й реконструкцію житлових, громадських і виробничих будівель та споруд, створює базу для розвитку всіх галузей народного господарства.

Роботи на майданчиках з будівництва різних об'єктів негативно відбиваються на стані навколишнього середовища. Ступінь впливу залежить від виду матеріалів, які використовуються, від технології зведення об'єкта, типу та якості машин, механізмів і транспортних засобів, а також технологічних процесів.

Крім того, будівництво супроводжується великим обсягом будівельних відходів. Разом зі сміттям щорічно в будівництві втрачається більше 1 млн. т металу, 30% скла, до 15% цементу, до 17% цегли перетворюється на бій та йде у відходи, а 40% цеглин мають ті чи інші пошкодження. За рік на звалища викидається до 2 млн. тонн асфальтобетону, який містить до 120 тис. т бітуму, а також пісок, гравій, інші матеріали. Одні відходи вивозять на розміщені довкола міста звалища, частину спалюють на будівництві або на звалищах, частину закопують, що негативно впливає на ґрунт, повітряне середовище, водойми.

Сьогодні одним з головних завдань при будівництві стає облік і аналіз всіх антропогенних навантажень на навколишнє середовище та оцінка дій на нього для збереження й підтримки екологічної рівноваги. У місцях будівництва спостерігається високий рівень забруднення повітря, води, ґрунту, що в кінцевому підсумку призводить до зменшення біорізноманіття. Це відбувається на всіх стадіях: при проведенні проектно-пошукових робіт, при влаштуванні доріг і кар'єрів, безпосередньо при виконанні робіт на будівельному майданчику. Тому питання впливу об'єктів будівництва на довкілля є надзвичайно актуальним.

9.2 Забруднення навколишнього середовища при реконструкції виробничого корпусу заводу з виготовлення керамічної цегли

Будівництво не завжди відрізняється екологічністю, як правило, в процесі багато відходів, та й самі будови складаються з матеріалів, які дуже далекі від натуральних і під впливом сонячних променів та атмосферного середовища виділяють безліч елементів, що впливають на організм людини не найкращим чином.

Насамперед, це стосується виробничих будівель промислового призначення. Оздоблювальні матеріали дуже часто не відповідають належним чином потрібним нормам, бо ще при будівництві в цілях економії вибираються дешеві матеріали.

Для того, щоб захистити довкілля і мінімізувати шкідливий вплив на організм людини, будівельним організаціям варто приділяти більше уваги матеріалам, використовуваним в процесі будівництва або реконструкції того чи іншого будинку.

При реконструкції будівель в результаті руйнування утворюється величезна кількість твердих будівельних відходів та будівельного сміття, яке потрібно утилізувати.

До основних будівельних відходів відносять: биту цеглу, залишки затверділого бетону, залізобетону та будівельного розчину, дроблений гіпсокартон, відходи металевих виробів, браковані стінові блоки з керамзитобетону, ніздрюватих бетонів, пінопласт та мінеральну вату, дерев'яні вироби, скло, пластмаси та ін.

Значного негативного впливу під час зведення будівлі зазнає атмосферне повітря. Найбільш суттєвими факторами забруднення повітря є:

- утворення пилу при розвантажувальних та завантажувальних роботах;
- робота автотранспорту з несправними двигунами;
- простоювання транспорту при завантажувально-розвантажувальних роботах з ввімкненими двигунами;
- неорганізовані джерела викидів (в місцях зберігання сипучих будівельних матеріалів).

При проведенні будівельних робіт широко використовують воду в якості компонента для розчинів, бетонів, фарб і як теплоносії в теплових мережах. У багатьох випадках після використання ця вода потрапляє у ґрунт і забруднює ґрунтові води. Забруднення води також здійснюється за рахунок витікання паливно-мастильних рідин під час роботи транспортних машин та устаткування.

Мити та чистити машини необхідно в стаціонарних умовах або спеціально відведених місцях. Мити машини у водоймах, річках забороняється, бо мастила та отруйні рідини, що попадають у воду завдають великої шкоди. Для захисту навколишнього середовища важливо організувати утилізацію відходів від роботи машин.

До негативних впливів будівельних машин на навколишнє середовище відносяться:

- викиди відпрацьованих газів, компоненти яких у залежності від стану відносяться до різних класів небезпеки.

- у зоні будівництва розміщуються майданчики для зберігання матеріалів, будівельно-шляхових машин і обладнання (БШМіО), іноді паливно-мастильних матеріалів.

- у процесі роботи трапляється витікання паливно-мастильних матеріалів через несправність БШМіО, недбалість, недисциплінованість і незнання робітників.

- при русі будівельних машин руйнується шар ґрунту, який практично не відновлюється.

- шар ґрунту з будівельних майданчиків, розподільчих смуг тощо виноситься з потоками дощових і талих вод.

- БШМіО чинять на довкілля фізичний вплив, створюють вібрацію, шум, електромагнітні поля.

9.3 Заходи по зменшенню забруднення довкілля при реконструкції виробничого корпусу заводу з виготовлення керамічної цегли

До заходів щодо охорони навколишнього природного середовища відносяться всі види діяльності людини, направлені на зниження або повне усунення негативної дії антропогенних чинників, збереження, вдосконалення і раціональне використання природних ресурсів.

Рекомендується використовувати будівельні матеріали заводського виготовлення: блоки, плити, рулонні матеріали. Не рекомендується застосовувати матеріали, що виділяють пил, токсичні з'єднання і неприємні запахи, агресивні компоненти (кислоти і луги).

З метою зменшення впливу будівельних робіт на навколишнє середовище не допускається спалювання на будівельному майданчику відходів та залишків матеріалів.

Переміщення сипучих будівельних матеріалів повинне відбуватися винятково в закритій, чи упакованій тарі, а скидання будівельного сміття повинно здійснюватися по спеціально організованих критих лотках у місцях вилучених від постійного місцезнаходження працюючих.

Умови приймання та зберігання сухих сумішей і технологія приготування розчинних сумішей мають бути такими, щоб сухі суміші не були джерелами забруднення повітря, води й землі.

Розпаковуючи сухі суміші, а також дозуючи їх та приготуваючи розчинні суміші, слід уникати пилоутворення та розсипання. Розчинні суміші слід готувати на спеціальному майданчику з твердим покриттям (бетонні плити, асфальтобетонні покриття тощо).

Для збирання пилу слід використовувати металеві контейнери, що закриваються кришками. Після закінчення роботи розсипані сухі суміші мають бути зібрані в контейнер для відходів та утилізовані. Зворотна тара від сухих сумішей (контейнери) підлягає поверненню на підприємства-виробники сухих сумішей для повторного заповнення.

Води, що утворюються під час промивання устаткування, миття інструменту і тари від розчинних сумішей, слід утилізувати. Забороняється зливати у водойми

та каналізацію промивні води, а також відходи, що утворюються під час приготування розчинних сумішей. Стічні води, які утворюються на будівельному майданчику, не повинні вміщувати токсичних речовин в об'ємах, що перевищують норми.

Всі виробничі та побутові стоки, що утворюються на будівельному майданчику повинні бути очищені шляхом здійснення інженерних протиерозійних заходів, що передбачають усунення виникнення осередків техногенної ерозії ґрунтів.

Щоб уникнути забруднення атмосферного повітря токсичними з'єднаннями рекомендується в ізоляційних і покрівельних роботах використання холодних мастик і полімерної стрічки, замість гарячих бітумів, а також використання трубопроводів із заводською ізоляцією.

З метою зниження шкідливих викидів в атмосферу будівельними машинами і механізмами, а також з метою зниження шуму на будмайданчику та на його околицях рекомендується переведення будівельних механізмів на електропривод чи природний газ.

Тимчасові приміщення необхідно виконувати у виді блоків із внутрішньою обробкою, завезених на площадку і встановлених над поверхнею землі на висоті, що забезпечує ріст трави.

Таким чином, вирішення проблеми навколишнього середовища при будівництві повинне базуватися на біологічних, екологічних, економічних та інженерно-технічних дослідженнях.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абдель Мажид Хайя Касасбех. Прочность и деформативность усиленных и восстановленных полимербетоном железобетонных изгибаемых элементов: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Абдель Мажид Хайя Касасбех // Киев, 1997. – 201 с.
2. Бабич В.Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / В.Є. Бабич // Рівне, 2004. – 215 с.
3. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Є.М. Бабич, Ю.О. Крусъ // Монографія. – Рівне: РДТУ, 1999. – 119 с.
4. Бабич Є.М. Міцність і деформативність важкого бетону при малоцикловому стисненні / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2003. – Вип. 9. – С. 116 – 123.
5. Бабич Є.М. Пружнопластичні характеристики бетону після повторного стискання на вітках розвантаження / Є.М. Бабич, Н.І. Ільчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: УДУВГП, 2003. – Вип. 10. – С. 69 – 83.
6. Бабич Є.М. Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. // Рекомендації. – Рівне, 2005. – 37 с.
7. Бабич Є.М. Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів / Бабич Є.М., Бабич В.Є., Савицький В.В. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2012. – Вип. 23. – С. 94 – 103.
8. Бабич Є.М. Розрахунок несучої здатності поперечних перерізів згинальних залізобетонних елементів таврового профілю з урахуванням дії повторного навантаження / Бабич Є.М., Гомон П.С. // Рекомендації. – Рівне, 2012. – 19 с.

9. Бамбура А.М. До аналітичного описання діаграми механічного стану бетону при одноразовому короткочасному деформуванню // Будівельні конструкції: Збірник наукових праць. – Київ: НДІБК, 2002. – Вип. 57. – С. 31 – 34.
10. Бамбура А.Н. Развитие методов оценки напряжённо-деформированного состояния и несущей способности железобетонных конструкций на основе реальных диаграмм деформирования материалов // Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: Зб. тез Першої всеукраїнської наук.-техн. конф. – Київ, 1996. – С. 36 – 39.
11. Барашиков А.Я. Розрахунки підсиленних залізобетонних елементів за деформаційною моделлю / Л.Я. Барашиков, І.В. Задорожнікова // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне: УДУВГП, 2006. – Вип. 14. – С. 443 – 448.
12. Бетоны. Методы определения призмочной прочности. ГОСТ 24452-80.
13. Бетоны: Методы определения призмочной прочности, модуля упругости. ГОСТ 10180-90. – Взамен ГОСТ 10180-78; Введ. 01.01.91. – М.: Изд-во стандартов, 1990. – 45 с.
14. Блали Є.М. Сравнение эффективности методов усиления железобетонных изгибаемых элементов: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Э.М. Блали // Киев, 2005. – 135 с.
15. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будинків та споруд: Навчальний посібник. – Львів: НУ "Львівська політехніка", 2008. – 108 с.
16. Борисюк А.П. Особенности работы керамзитобетонных и керамзитожелезобетонных элементов при одноцикловом и малоцикловом сжатии: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.П. Борисюк // Ровно, 1991. – 166 с.
17. Борисюк А.П. Расчет прочности за нормальными сечениями, жесткостью и трещиностойкостью железобетонных балок, усиленных композитными материалами на основе углепластиков в растянутой зоне / Борисюк А.П., Конончук А.П. // Строительство в прибрежных курортных регионах: Материалы 7-й международной научно-практической конференции. – Сочи: СГУ, 2012. – С. 84 – 88.
18. Борисюк О.П. Аналіз стану питання підсилення розтягнутої зони та розрахунку за нормальними перерізами згинальних залізобетонних елементів /

- Борисюк О.П., Конончук О.П. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2010. – Вип. 20. – С. 452 – 458.
19. Борисюк О.П. Вплив анкерування композитної стрічки при підсиленні дослідних зразків згинальних елементів / Борисюк О.П., Конончук О.П., Собко Ю.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 24. – С. 496 – 501.
20. Борисюк О.П. Дослідження роботи підсилених залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П., Мельник С.В., Петришин В.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне, 2008. – Вип. 17. – С. 404 – 410.
21. Борисюк О.П. Жорсткість та тріщиностійкість згинальних залізобетонних елементів підсилених вуглепластиками в розтягнутій зоні / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Строительство, реконструкция и восстановление зданий городского хозяйства: Материалы III международной научно-технической интернет-конференции. – Харьков: ХНАГХ, 2012. – С. 9 – 15.
22. Борисюк О.П. Методика випробовування підсилених згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво). – Київ, ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74. – Книга 2. – С. 709 – 717.
23. Борисюк О.П. Міцність, жорсткість та тріщиностійкість нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: НТУ, 2012. – Випуск 2 (32), Т.2. – С. 3 – 10.
24. Борисюк О.П. Розрахунок необхідної площі підсилення згинальних залізобетонних елементів зовнішньою композитною арматурою при дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. – Дн-вск: ГВУЗ "ПГАСА", 2012. – Вип. 65. – С. 82 – 88.

25. Борисюк О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів, підсилених зовнішньою композитною арматурою за дії малоциклових навантажень / Борисюк О.П., Конончук О.П. // Рекомендації. – Рівне, 2012. – 38 с.
26. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.А. Боярчук // Луцьк, 2003. – 157 с.
27. Васильєв І.В. Методика виконання та експериментальні дослідження залізобетонних балок, підсилених обоймою під навантаженням / І.В. Васильєв, З.Я. Бліхарський, Р.Є. Хміль // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 358 – 363.
28. Вахненко П.В. Реконструкція сільськогосподарських зданий и сооружений / Вахненко П.В., Вахненко В.П., Гармаш Ю.Д., Клименко Е.В. // К.: Урожай, 1993. – 276 с.
29. Гетун Г.В. Экспериментально-теоретическое исследования изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в растянутой зоне слоем сталефибробетона: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Гетун Г.В. // Киев., КИСИ, 1983. – 21 с.
30. Гнідець Б. Г. Реконструкція і підсилення мостів зі зміною статичної схеми і регулюванням зусиль // Збірник наукових праць : Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій. – Львів.: Каменярь, 2000. – Вип. 4. – С. 569 – 576.
31. Гольшев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / Гольшев А.Б., Ткаченко И.Н. // К.: Логос, 2001. – 172 с.
32. Гольшев А.Б. Расчет и технические решения усиленных железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований/ А.Б. Гольшев, П.И. Кривошеев, П.М. Козелецкий // К.: Логос. – 2008. – 304 с.
33. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

34. ДБН В.3.1-1-2002. Ремонт и усиление несущих и ограждающих строительных конструкций и оснований промышленных зданий и сооружений. – К.: Госкомстрой Украины, 2002. – 80 с.
35. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.
36. Касасбех Абдельмажид. Прочность и жесткость железобетонных изгибаемых элементов, усиленных полимербетоном / Касасбех Абдельмажид, Мурашко Л.А. // Монография. – К.: КГТУСА, 1998. – 60 с.
37. Кваша В.Г. Відновлення автодорожного моста після наслідків повені з розширенням і підсиленням прольотної будови / Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Рачкевич В.С., Семанів Л.Я. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008.– Вип. 16. Ч.1. – С. 342 – 350.
38. Кваша В.Г. Експериментальні дослідження і розрахунок витривалості, жорсткості і тріщиностійкості згинальних залізобетонних елементів при багаторазових навантаженнях / В.Г. Кваша, В.В. Левчич, І.В. Мельник // Проблеми теорії і практики будівництва: Збірник матеріалів конференції. – Львів: 1994. – Том 1. – С. 131 – 141.
39. Кваша В.Г. Експлуатаційний стан струнобетонних прольотних будов та ефективні способи їх розширення і підсилення / Кваша В.Г., Салійчук Л.В., Собко Ю.М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 351 – 362.
40. Кваша В.Г. Обстеження та випробування автодорожніх мостів. – Львів, 2002. – 102 с.
41. Кваша В.Г. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених зовнішнім наклеєним композитним армуванням, на основі деформаційної моделі // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2008. – Вип. 16. Ч.1. – С. 363 – 371.
42. Климпуш М.Д. Дослідження витривалості залізобетонних балок зі зварною каркасною арматурою, підсилених наклеєними вуглепластиками. / Климпуш М.Д., Кваша В.Г. // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій: Збірник наукових праць. – Львів, 2007. – Вип. 7. – С. 621 – 632.

43. Климпуш М.Д. Розрахунок міцності нормальних перерізів залізобетонних балок, підсилених вуглецевими полімерами / М.Д. Климпуш, В.Г. Кваша // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2007. – Вип. 15. – С. 270 – 276.
44. Колоколов Н.М. Использование балок с слоем полимерцементного бетона / Колоколов Н.М., Захаров Л.В. // Бетон и железобетон. – 1978, – №7. – С. 25 – 29.
45. Конончук А.П. Исследование по нормальным сечениям железобетонных балок усиленных разными методами // Новые материалы, оборудование и технологии в промышленности: Материалы международной конференции молодых ученых. – Могилев: ГУ ВПО "Белорусско – Российский университет", 2010. – С. 121.
46. Конончук А.П. Экспериментальные исследования железобетонных балок усиленных композитными материалами / Конончук А.П., Довбака П.И. // Материалы, оборудование и ресурсосберегающие технологии: Материалы международной научно-технической конференции. – Могилев: ГУ ВПО "Белорусско – Российский университет", 2012. – Часть 2. – С. 99 – 101.
47. Конончук О.П. Результати експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених композитними матеріалами // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2012. – Вип. 23. – С. 479 – 486.
48. Конончук О.П. Розрахунок несучої здатності нормальних перерізів підсилених згинальних залізобетонних елементів при дії на них малоциклових навантажень. // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2012. – Вип. 46. – С. 185 – 192.
49. Кричевский А.П. Новые технологии, материалы и конструкции на основе сталефибробетона // Новые строительные технологии, материалы и конструкции на основе сталефибробетона. Материалы семинара. – Донецк - Харцызск, 2002. – 50 с.
50. Кричевский С.А. Прочность, деформативность и трещиностойкость торкретсталефибробетонных покрытий железобетонных балок: дис. канд. техн. наук.: 05.23.01 / С.А. Кричевський // Киев, 1996. – 152 с.

51. Куликов А.Н. К вопросу определения трещиностойкости фиброжелезобетона при осевом растяжении // Исследования в области железобетонных конструкций. Сб. тр. ЛИСИ. – Ленинград: ЛИСИ, 1976. – № 111. – С. 9 – 22.
52. Мальганов А.И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / Мальганов А.И., Плевков В.С., Полищук А.И. // Атлас схем и чертжей. – Томск, 1990. – 320 с.
53. Мельник І.В. Випробування залізобетонних балок з поздовжньою арматурою класу А-II, підсилених композитними матеріалами Ruredil X Mesh Gold / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, Р.І. Канафоцький, О.О. Кузик, М.В. Філіпішин // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2010. – Вип. 20. – С. 487 – 492.
54. Мельник І.В. Експериментальні дослідження міцності, жорсткості і тріщиностійкості залізобетонних балок, підсилених вуглепластиками при різних рівнях попереднього навантаження / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, Н.Б. Давидовський // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2011. – Вип. 22. – С. 814 – 821.
55. Мельник І.В. Міцність і деформативність залізобетонних балок підсилених конструкційними композитами при різних умовах попереднього завантаження / І.В. Мельник, Р.З. Добрянський, А.Я. Мурин // Зб. наук. праць "Будівельні конструкції" . – Київ, 2005. – Вип. 56. – С. 121 – 129.
56. Мельник І.В. Ширина розкриття нормальних тріщин залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою / І. В. Мельник, А. Я. Мурин, Р. І. Канафоцький, Т. В. Приставський // Вісник НУ "Львівська політехніка" : теорія і практика будівництва. – Львів, 2010. – № 662. – С. 308 – 315.
57. Мурин А.Я. Міцність, жорсткість і тріщиностійкість залізобетонних балок, підсилених зовнішньою композитною арматурою: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / А.Я. Мурин // Львів, 2011. – 163 с.
58. Рекомендации по оценке состояния и усилению строительных конструкций промышленных зданий и сооружений. – НИИСК. – М.: Стройиздат, 1989. – 65 с.

59. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Наземные конструкции и сооружения. – Харьковский Промстройинипроект, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1992. – 321 с.
60. Римар Я.В. Міцність та деформативність залізобетонних балок, підсилених під навантаженням нарощуванням арматури: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Я.В. Римар // Львів: НУ "Львівська політехніка", 2010. – 20 с.
61. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. ГУП "НИИЖБ", ООО "Интераква". М., 2006, – 48 с.
62. Свод правил СП 52-101-03. Бетонные и железобетонные конструкций без предварительного напряжения арматуры. – М.: Госстрой, 2003. – 125 с.
63. Смолянінов М.Ю. Підвищення міцності й тріщиностійкості залізобетонних елементів, підсилених акриловим полімеррозчином, при дії короточасних статичних і багаторазово повторних навантажень: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / М.Ю. Смолянінов // Харків: УДАЗТ, 2007. – 23 с.
64. Смолянінов М.Ю. Підсилення залізобетонних елементів, що зазнають згину, акриловим полімеррозчином // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2005. – Вип. 12. – С. 432 – 439.
65. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
66. Сунак О.П., Боярчук Б.А. Напружено-деформований стан підсилених залізобетонних балок при короточасному навантаженні // Міжвузівський збірник (за напрямком „Інженерна механіка”). Наукові нотатки. Вип. 11. – Луцьк: ЛДТУ, 2002. – С. 260 – 267.
67. Теническая карта материала. Идентификационный № 02040101 System Sika® CarboDur® Plates. Издание UA_YS_04/2011.
68. Теническая карта материала. Идентификационный № 020401020010000025 SikaWrap®-230 C/45. Издание UA_YS_04/2011.
69. Теническая карта материала. Идентификационный № 020401040010000001 Sikadur®-30. Издание UA_YS_04/2011.
70. Теническая карта материала. Идентификационный № 020401040010000004 Sikadur®-330. Издание UA_YS_04/2011.

71. Хайдуков Г.К. Фибробетон и тонкостенные конструкции // Пространственные конструкции зданий и сооружений: Сб. статей. М. – Белгород: Изд. Бел ГТСАМ, 1996. – С. 239 – 250.
72. Хило Е.Р. Усиление строительных конструкций / Хило Е.Р., Попович Б.С. // Львов: Вища школа, 1985. – 156 с.
73. Chung H.W. Epoxy-Repaired Concret Beams // ACI Journal. Proc. V.72. № 5, May, 1975. – S. 233 – 234.
74. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report fib, bulletin 14, 2001, – 130 s.
75. Kaminska M.E. Badania zelbetowych belek z tasmami CFRP przyklejonymi na ich powierzchniach / M.E. Kaminska, R. Kotynia // XVI konferencja naukowo-techniczna "Beton i prefabrykacja". – Tom 2, – Jadwisin., – 1998. – S. 479 – 484.
76. Kaminska M. E., Ignatowski P.: O ograniczaniu odkształcen betonu sciskanego kompozytami CFRP. Inzynieria i Budownictwo nr, 2003.
77. Kaminska M.E. Obliczanie nosnosci belek wzmacnionych tasmami CFRP / ME. Kaminska, R. Kotynia // XLV konf. nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo - badawcze budownictwa. – Tom 2, Konstrukcje betonowe. – Krynica, – 1999. – S. 87 – 94.
78. Kaminska M. E. Stan graniczny nosnosci na zginanie zelbetowych belek, wzmacnionych tasmami CFRP / M.E. Kaminska, R. Kotynia // XLIV konf. naukowa KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo-badawcze budownictwa. – Tom IV, Konstrukcje betonowe. – Krynica, 1998. – S. 95 – 102.
79. Kotynia R. Niektore aspekty wzmacniania belek na zginanie tasmami CFRP / R. Kotynia // XLIII konf.nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo-badawcze budownictwa. – Tom IV. Konstrukcje betonowe. – Krynica, – 1997. –S. 117 – 124.
80. Kotynia R. Graniczne odkształcenia materialow kompozytowych przy odspojeniu w ujęciu normowym dla zginania / R. Kotynia // konf. nauk. KILiW PAN i KN PZITB Problemy naukowo-badawcze budownictwa. – Tom III, Konstrukcje betonowe. – Krynica, 2005. – S. 105 – 112.
81. Meier U. Composite for structural repair and retrofitting / U. Meier // International Conference on Fiber Composites in Infrastructure ICC1 1996. – S. 1202 – 1216.

82. Meier U. Strengthening of Structures using carbon fibre/epoxy composites / U. Meier // Construction and Building Materials. Vol. 9. No. 6. 1995 – S. 341 – 351.
83. Meier U. Strengthening of Structures with CFRP Laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, / U. Meier, K. Kaiser // Proceedings of the Specialty Conference (ASCE), Las Vegas, Nevada, 1991. – S. 224 – 232.
84. Методичні вказівки до виконання дипломних проектів спеціаліста та дипломних робіт магістра для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 «Промислове і цивільне будівництво» денної і заочної форми навчання / Ковальчук Я.О., Конончук О.П., Дубіжанський Д.І. – Тернопіль: ТНТУ, 2014. – 51 с.
85. Документація. Звіти у сфері науки і техніки. Структура і правила оформлення: ДСТУ 3008-95, – К., Держстандарт України 1995. – 39 с.
86. ДСТУ–Н Б В.1.1–27:2010. Будівельна кліматологія. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с.
87. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
88. ДБН 360-92** «Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень», Держкоммістобудування, 1992. – 131 с.
89. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. Мінбуд України. – Київ, 2006. – 68 с.
90. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А. Я. Барашикова. – К.: «Вища школа», 1987. – 416 с.
91. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов.– М.: Стройиздат, 1991. – 767 с.
92. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
93. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с.

94. Методичні рекомендації з курсу «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для напрямку 6.060101 «Будівництво» / О.П. Конончук – Тернопіль: ТНТУ, 2014. – 9 с.
95. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. – 94 с.
96. В.Г. Атаманюк, Л.Г. Ширгі, Н.І. Акімов. Цивільна оборона: Підручник для вузів / Під ред. Д.І. Михайлика. – М.: Вища школа, 1986. – 207 с.

ДОДАТОК 1.

Д.1 Перевірочний розрахунок попередньо напруженої сегментної ферми прольотом 24 м

Д.1.1 Дані для проектування

Необхідно запроектувати попередньо напружену сегментну ферму покриття одноповерхової промислової будівлі прольотом 24 м. Відстань між фермами вздовж будівлі 6 м. Розміри кожної панелі ферми прийняті під плити покриття шириною 3 м. Попередньо напружений нижній пояс армується стержньовою арматурою класу А 600С з натягом на упори механічним способом. Верхній пояс і елементи решітки армуються зварними каркасами із сталі класу А 400С, ферма виготовлена з бетону класу В25, бетонування поясів і решітки виконується одночасно, твердіння бетону з пропарюванням.

Характеристики бетону і арматури

Бетон класу В25 при $\gamma_{b2} = 0,9$:

$R_b = 0,9 \cdot 14,5 = 13,05$ МПа; $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,05 = 0,945$ МПа; $R_{bt,ser} = 0,9 \cdot 1,6 = 1,44$ МПа);

$E_b = 27 \times 10^3$ МПа (з врахуванням теплової обробки).

Міцність бетону до моменту обтиску $R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 17,5 = 12,25$ МПа.

Попередньо напружена арматура – стержньова класу А 600С : $R_s = 680$ МПа; $R_{s,ser} = 785$ МПа; $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа.

Останні елементи ферми армуються ненапруженою арматурою класу А 400С ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $d > 10$ мм; $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа) хомути із арматури класу А 240С ($R_{sw} = 175$ МПа).

Значення напруження арматури, що контролюється при натяганні на упори:

$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot R_{s,ser} = 0,9 \cdot 785 = 706,5$ МПа, приймаємо 700 МПа, що задовільняє умовам: $\sigma_{sp} + p = 700 + 0,05 \cdot 700 = 735$ МПа $< R_{s,ser} = 785$ МПа; $\sigma_{sp} - p = 700 - 0,05 \cdot 700 = 665$ МПа $> 0,3 R_{s,ser} = 0,3 \cdot 785 = 235,5$ МПа.

Д.1.2 Геометричні розміри ферми. Навантаження на ферму

Висоту ферми приймаємо $h = 2,95$ м, що складає $h/l = 2,95/24 \approx 1/8$ прольоту (рекомендується $1/7 \dots 1/9$). Ширина перерізу поясів $b=250$ мм, висота $h=300$ мм. Переріз розкосів приймаємо $b \times h = 250 \times 150$ мм.

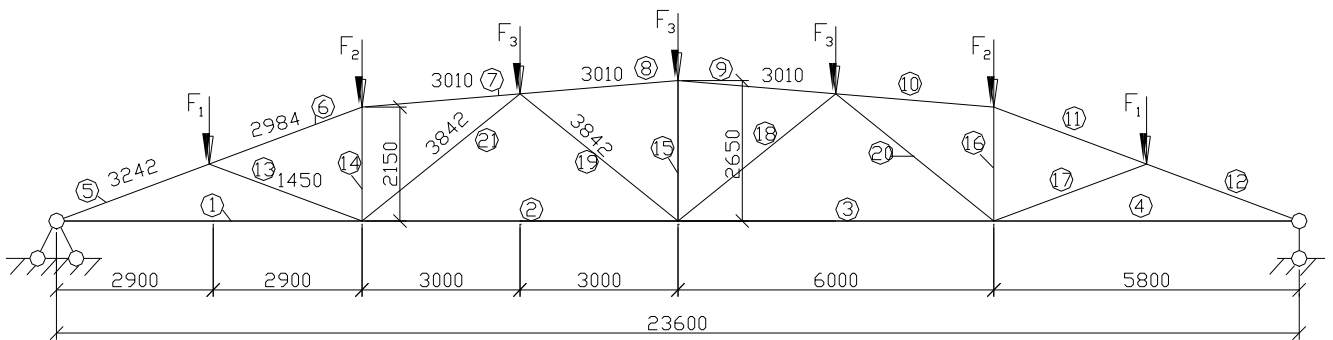


Рис. Д.1 Розрахункова схема ферми

Розрахунок ферми виконуємо на дію постійних навантажень від покриття, ваги ферми та тимчасового снігового навантаження в IV районі за вагою снігового покриття. Рівномірно розподілене навантаження приймаємо з табл. 2.1:

- постійне від покриття граничне $g^n = 2,78$ кН/м²;
- постійне від покриття експлуатаційне $g = 3,304$ кН/м²;

Власна вага ферми 9,2 т , а на 1 м довжини: $9,2/23,6 = 0,385$ т.

Навантаження від власної ваги ферми на 1 м довжини становить: $g_{ф.н} = 3,85$ кН;

$$g_{\phi} = g_{ф.н} \cdot \gamma_f = 3,85 \cdot 1,1 = 4,23 \text{ кПа.}$$

Розподілення снігового навантаження приймаємо рівномірним по всьому прольоту, так як кут нахилу верхнього поясу в опорному вузлі складає

$$\alpha = \arctg \frac{1,45}{2,9} = 26,5^\circ, \text{ що менше } \alpha = 50^\circ.$$

За дії постійного і тимчасового рівномірно розподілених навантажень, зосереджені розрахункові сили будуть рівними:

$$G_1 = q \cdot l_1 + g_{\phi} l_{d1} = 19,82 \cdot 3,11 + 4,23 \cdot 2,9 = 73,91 \text{ кН,}$$

де $q = (g + p_{ld}) \cdot a = (3,304 + 0) \cdot 6 = 19,82$ кН/м , $a = 6$ м – крок ферм;

$$l_1 = (3242 + 2984)/2 = 3113 \text{ мм; } l_{d1} = 2900 \text{ мм.}$$

$$G_2 = q \cdot l_2 + g_{\phi} \cdot l_{d2} = 19.82 \cdot 2,997 + 4,23 \cdot 2,95 = 71.88 \text{ кН},$$

$$l_2 = (2984 + 3010) / 2 = 2997 \text{ мм}; \quad l_{d2} = (3000 + 2900) / 2 = 2950 \text{ мм}.$$

$$G_3 = q \cdot l_3 + g_{\phi} \cdot l_{d2} = 19.82 \cdot 3,01 + 4,23 \cdot 3 = 72.35 \text{ кН}.$$

Середнє значення G:

$$G = \frac{2G_1 + 2G_2 + 3G_3}{7} = \frac{2 \cdot 73.91 + 2 \cdot 71.88 + 3 \cdot 72.35}{7} = 72.66 \text{ кН}.$$

А відповідні їм характеристичні значення:

$$G^n_1 = q^n \cdot l_1 + g_{\phi,н} \cdot l_{d1} = 16.68 \cdot 3,11 + 3.85 \cdot 2,9 = 63.04 \text{ кН},$$

де $q^n = (g^n + p_{ld}) \cdot a = (2.78 + 0) \cdot 6 = 16.68 \text{ кН/м}$, $a = 6 \text{ м}$ – крок ферм;

$$l_1 = (3242 + 2984) / 2 = 3113 \text{ мм}; \quad l_{d1} = 2900 \text{ мм}.$$

$$G^n_2 = q^n \cdot l_2 + g_{\phi,н} \cdot l_{d2} = 16.68 \cdot 2,997 + 3.85 \cdot 2,95 = 62.35 \text{ кН},$$

$$l_2 = (2984 + 3010) / 2 = 2997 \text{ мм}; \quad l_{d2} = (3000 + 2900) / 2 = 2950 \text{ мм}.$$

$$G^n_3 = q^n \cdot l_3 + g_{\phi,н} \cdot l_{d2} = 16.68 \cdot 3,01 + 3.85 \cdot 3 = 61.76 \text{ кН}.$$

Середнє значення G:

$$G^n = \frac{2G^n_1 + 2G^n_2 + 3G^n_3}{7} = \frac{2 \cdot 63.04 + 2 \cdot 61.35 + 3 \cdot 61.76}{7} = 62.01 \text{ кН}.$$

При дії короткочасного рівномірно розподіленого навантаження, розрахункові зосереджені сили будуть рівні:

$$P_1 = g \cdot a \cdot l_{d1} = 0,7 \cdot 6 \cdot 2,9 = 12,18 \text{ кН};$$

$$P_2 = g \cdot a \cdot l_{d2} = 0,7 \cdot 6 \cdot 2,95 = 12,39 \text{ кН};$$

$$P_3 = g \cdot a \cdot l_{d1} = 0,7 \cdot 6 \cdot 3,01 = 12,64 \text{ кН}.$$

А відповідні їм характеристичні:

$$P^n_1 = g^n \cdot a \cdot l_{d1} = 0,5 \cdot 6 \cdot 2,9 = 8.7 \text{ кН};$$

$$P^n_2 = g^n \cdot a \cdot l_{d2} = 0,5 \cdot 6 \cdot 2,95 = 8.85 \text{ кН};$$

$$P^n_3 = g^n \cdot a \cdot l_{d1} = 0,5 \cdot 6 \cdot 3,01 = 9.03 \text{ кН}.$$

Сумарні вузлові розрахункові навантаження:

$$F_1 = P_1 + G_1 = 12,18 + 73.91 = 86.09 \text{ кН};$$

$$F_2 = P_2 + G_2 = 12,39 + 71.88 = 84.27 \text{ кН};$$

$$F_3 = P_3 + G_3 = 12,64 + 72.35 = 84.99 \text{ кН}.$$

Для визначення зусиль від повного розрахункового навантаження приймаємо середнє значення:

$$F = \frac{2F_1 + 2F_2 + 3F_3}{7} = \frac{2 \cdot 86.09 + 2 \cdot 84.27 + 3 \cdot 84.99}{7} = 85.1 \text{ кН.}$$

Сумарні вузлові характеристичні значення:

$$F^n_1 = P^n_1 + G^n_1 = 8.7 + 63.04 = 71.74 \text{ кН;}$$

$$F^n_2 = P^n_2 + G^n_2 = 8.85 + 61.35 = 70.2 \text{ кН;}$$

$$F^n_3 = P^n_3 + G^n_3 = 9.03 + 61.76 = 71.04 \text{ кН.}$$

Для визначення зусиль від повного характеристичного навантаження приймаємо середнє значення:

$$F^n = \frac{2F^n_1 + 2F^n_2 + 3F^n_3}{7} = \frac{2 \cdot 71.74 + 2 \cdot 70.2 + 3 \cdot 71.04}{7} = 71.0 \text{ кН.}$$

Зусилля в елементах ферми від визначених вузлових навантажень знаходимо за допомогою програми: «Ліра» від дії розрахункових та характеристичних зусиль і результати заносимо в таблицю Д.1.

Таблиця Д.1 Значення зусиль в елементах ферми

Вид елемента	Номер стержня	Розрахункові зусилля N , кН			
		Від розрахункових постійних і тривалих навантажень	Від характерист. постійних і тривалих навантажень	Від повних розрахункових навантажень	Від повних характерист. навантажень
Верхній пояс	5	-568.98	-485.56	-666.37	-555.97
	6	-603.254	-514.86	-707.164	-590.127
	7	-588.399	-502.18	-689.75	-575.595
	8	-641.76	-547.75	-752.706	-628.395
	9	-641.76	-547.75	-752.706	-628.395
	10	-588.399	-502.18	-689.75	-575.595
	11	-603.254	-514.86	-707.164	-590.127
	12	-568.98	-485.56	-666.37	-555.97
Нижній пояс	1	508.981	434.36	596.101	497.343
	2	660.943	564.116	775.123	647.06
	3	660.943	564.116	775.123	647.06
	4	508.981	434.36	596.101	497.343
Розкоси	13	86.51	73.88	102.025	85.25
	21	-95.5	-81.54	-112.382	-94.06
	19	-27.41	-23.38	-32.038	-26.68
	18	-27.41	-23.38	-32.038	-26.68
	20	-95.5	-81.54	-112.382	-94.06
	17	86.51	73.88	102.025	85.25
Стояки	14	20.995	17.92	24.6	20.65
	15	34.24	29.22	40.03	33.33
	16	20.995	17.92	24.6	20.65

Д.1.3 Розрахунок елементів ферми

Розрахунок елементів ферми виконуємо як центрально завантажених за граничними станами першої і другої груп на дію зусиль від зовнішніх навантажень, зусиль обтиснення (нижній пояс) та зусиль, що виникають в процесі монтажу.

Д.1.3.1 Розрахунок нижнього поясу

Розрахунок за граничними станами першої групи

Максимальне розрахункове зусилля згідно таблиці 2.2 приймаємо по стержнях №2 і 3: $N_2 = 775.123 \text{кН}$.

Визначаємо площу перерізу напруженої арматури при армуванні стержньювою арматурою класу А 600, враховуючи коефіцієнт $\gamma_{s6}=1.10$:

$$A_{sp} = \frac{N}{R_s \times \gamma_{s6}} = \frac{775.123}{68 \times 1.1} = 10.36 \text{см}^2.$$

Приймаємо $7\emptyset 14$ з $A_{sp} = 10.77 \text{см}^2$. Переріз нижнього поясу $b \times h = 250 \times 300$ мм. Напружена арматура охоплюється хомутами $\emptyset 6$ Вр-II з кроком $s_w = 500$ мм. Поздовжня ненапружена арматура каркасів $4\emptyset 10$ А 400 з $A_s = 3.14 \text{см}^2$. Сумарний процент армування:

$$\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{b \times h} = \frac{3.14 + 10.77}{25 \times 30} \times 100 = 1.85\% > \mu_{\min} = 0.05\%$$

Розрахунок за граничними станами другої групи

Оскільки середовище, де експлуатується ферма, є неагресивним, то вона відноситься до третьої категорії тріщиностійкості, відповідно до якої при армуванні стержневою арматурою А 600 допускається:

- нетривале $a_{\text{срс}1} = 0.3$ мм розкриття тріщин;
- тривале $a_{\text{срс}2} = 0.2$ мм розкриття тріщин.

Відповідно до третьої категорії тріщиностійкості і виконується розрахунок при дії розрахункових ($\gamma_f > 1$) або нормативних навантажень ($\gamma_f = 1$).

Для розрахунку нижнього пояса на тріщиностійкість рекомендовано врахувати згинаючі моменти, що виникають внаслідок жорсткості вузлів, введенням дослідного коефіцієнта $\gamma_i = 0.85$.

Розрахункове зусилля дорівнює:

– при врахуванні всіх навантажень з коефіцієнтом надійності $\gamma_f > 1$: $N = 775.123 \text{ кН}$;

– те ж з коефіцієнтом $\gamma_f = 1$: $N^n = 647.06 \text{ кН}$.

Приведена площа перерізу нижнього поясу ферми при відношеннях модулів пружності:

$$\alpha_1 = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{1.9 \times 10^5}{2.7 \times 10^4} = 7.03; \quad \alpha_2 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.0 \times 10^5}{2.7 \times 10^4} = 7.41;$$

$$A_{red} = A_b + \alpha_1 \times A_{sp} + \alpha_2 \times A_s = 25 \times 30 + 7.03 \times 10.77 + 7.41 \times 3.14 = 848.9 \text{ см}^2.$$

Прийняті характеристики:

- зусилля попереднього напруження в арматурі $\sigma_{sp} = 700 \text{ МПа}$;
- міцність бетону до моменту обтиску $R_{bp} = 17.5 \text{ МПа}$;
- коефіцієнт точності натягу арматури при підрахунку втрат $\gamma_{sp} = 1$, те ж при розрахунку виникнення тріщин $\gamma_{sp} = 0.9$.

Втрати попереднього напруження арматури (при натягуванні на упори):

Перші втрати:

- від релаксації напружень в арматурі при механічному способі натягу:

$$\sigma_1 = 0.1 \sigma_{sp} - 20 = 0.1 \times 700 - 20 = 50 \text{ МПа};$$

- від температурного перепаду при $\Delta t = 65^\circ \text{C}$:

$$\sigma_2 = 1.25 \times \Delta t = 1.25 \times 65 = 81.2 \text{ МПа};$$

- від деформації анкерів за натягу на жорсткі упори стенду до бетонування (при $\Delta l = 1.25 + 0.15d = 1.25 + 0.15 \times 14 = 3.35 \text{ мм}$):

$$\sigma_3 = E_s \times \frac{\Delta l}{l} = 1.9 \times 10^5 \times \frac{3.35}{25000} = 25.46 \text{ МПа};$$

- від швидкоплинної повзучості (при тепловій обробці бетону):

$$\sigma_6 = 0.85 \times 40 \times (\sigma_{bp} / R_{bp}) = 0.85 \times 40 \times (6.997 / 17.5) = 13.59 \text{ МПа},$$

де $\alpha = 0.25 + 0.025 \times R_{bp} = 0.25 + 0.025 \times 17.5 = 0.68 > 0.6$, приймаємо $\alpha = 0.7$.

Зусилля обтиску бетону з врахуванням втрат $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ при $\gamma_{sp} = 1$:

$$P_1 = \gamma_{sp} \times A_{sp} \times (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) \times (10^{-1}) = 1 \times 10.77 \times (700 - 50 - 81.2 - 25.46) \times 10^{-1} = 585.18 \text{ кН}$$

Напруження обтиску бетону від дії зусилля P_1 :

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} = 585.18 \times (10) / 836.27 = 6.997 \text{ МПа.}$$

Відношення $\sigma_{bp} / R_{bp} = 6.997 / 17.5 = 0.399 < \alpha = 0.7$.

Сумарні значення перших втрат:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 50 + 81.2 + 25.46 + 13.59 = 170.25 \text{ МПа.}$$

Другі втрати:

– від усадки бетону класу В25, підданого тепловій обробці: $\sigma_8 = 25 \text{ МПа}$;

– від повзучості бетону при $\sigma_{bp} / R_{bp} = 6.997 / 17.5 = 0.399 < 0.75$:

$$\sigma_9 = 0.85 \times 150 \times (\sigma_{bp} / R_{bp}) = 0.85 \times 150 \times 0.399 = 50.87 \text{ МПа};$$

Сумарні значення других втрат:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 25 + 50.87 = 75.87 \text{ МПа.}$$

Повні втрати попереднього напруження:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 170.25 + 75.87 = 246.12 \text{ МПа.}$$

Розрахункове відхилення напружень при механічному способі натягу:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0.5 \times \frac{P}{\sigma_{sp}} \times \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) = 0.5 \times \frac{0.05 \times \sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} \times \left(1 + \frac{1}{\sqrt{7}}\right) = 0.034 < 0.1;$$

приймаємо $\Delta\gamma_{sp} = 0.1$.

Напруження в арматурі з врахуванням всіх втрат:

$$\sigma_0 = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 700 - 246.12 = 453.88 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтиску бетону при $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0.1 = 0.9$:

$$P = \gamma_{sp} \times \sigma_0 \times A_{sp} \times (10^{-1}) - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \times A_s = 0.9 \times 453.88 \times 10.77 \times 10^{-1} - (13.59 + 25 + 50.87) \times 3.14 \times (10^{-1}) = 411.86 \text{ кН};$$

Зусилля, яке сприймається перерізом, нормальним до повздовжньої осі елементу при виникненні тріщин:

$$N_{crc} = \gamma_i \times [R_{bt,ser} \times (A + 2 \times \alpha \times A_{sp}) + P] = 0.85 \times [0.144 \times (750 + 2 \times 6.13 \times 10.77) + 411.86] = 458.04 \text{ кН};$$

де $\gamma_i = 0.85$ – коефіцієнт, що враховує зниження тріщиностійкості внаслідок жорсткості вузлів ферми, $R_{bt,ser} = 1.44 \text{ МПа} = 0.144 \text{ кН/см}^2$, $A = 25 \times 30 = 750 \text{ см}^2$,

$$\alpha_1 = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{1.9 \times 10^5}{2.7 \times 10^4} = 7,04;$$

Так як $N_{crc} = 458,04 \text{ кН} < N^n = 647.06 \text{ кН}$, то тріщиностійкість перерізу не забезпечена, необхідний розрахунок за розкриттям тріщин.

Розрахунок за розкриттям тріщин

Нормативні зусилля: від короткочасної дії повних навантажень $N^n = 647.06 \text{ кН}$, від дії постійних навантажень $N_l^n = 564.116 \text{ кН}$.

Ширину розкриття тріщин перевіряємо за формулою:

$$a_{crc} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d, \quad \gamma_i = 1.15 \text{ – коефіцієнт, що враховує зниження}$$

тріщиностійкості внаслідок жорстко-сті вузлів;

φ_l – коефіцієнт, що приймається при короткочасній дії навантаження рівним 1.0;

η – для стержньової арматури періодичного профілю приймається рівним 1.0;

δ – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d \times (1 + 2\alpha \times \mu)} = \frac{7,03}{1.187 \times (1 + 2 \times 7,03 \times 0.0185)} = 4,69; \text{ де}$$

$$\varphi_d = 1 + 0.175 \frac{d^2 - 1}{d - 0.5} = 1 + 0.175 \times \frac{1.4^2 - 1}{1.4 - 0.5} = 1.187;$$

μ – коефіцієнт армування перерізу:

$$\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{b \times h} = \frac{3.14 + 10.77}{25 \times 30} = 0.0185;$$

λ – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\lambda = 2 \times (1 - 1/e^w) = 2 \times (1 - 1/2.71828^{2.098}) = 1.75 > 1.45, \text{ приймаємо } \lambda = 1.45;$$

тут w – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$w = \frac{5 + 0.6 \times \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0.6 \times \frac{162.96}{25.5}}{4,69} = 1,88;$$

де $R_{b,ser} = 25.5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону для II групи ГС;

σ_s – приріст напруг у розтягнутій арматурі від повних навантажень:

$$\sigma_s = \frac{(N^n - P)}{A_{sp}} = \frac{(647.06 - 460,74)}{10.77} \times 10 = 173,0 \text{ МПа};$$

$$\text{Тут } P = \gamma_{sp} \times [(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \times A_{sp} - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \times A_s] =$$

$$=1.0 \times [(700 - 246,12) \times 10,77 - (13,59 + 25 + 50,87) \times 3,14] \times 10^{-1} = 460,74 \text{ кН.}$$

Ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження:

$$a_{crc1} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d = 1,15 \times 1,0 \times 1,0 \times 4,69 \times 1,45 \times \frac{173}{19 \times 10^4} \times 14 = 0,099 \text{ мм.}$$

Ширина розкриття тріщин $a_{crc1} = 0,099 \text{ мм} < [a_{crc1}] = 0,3 \text{ мм}$ менша допустимої.

Оскільки приріст напруг у розтягнутій арматурі від постійних навантажень:

$$\sigma_{sl} = \frac{(N_l^n - P)}{A_{sp}} = \frac{(564,116 - 460,74)}{10,77} = 9,599 \text{ МПа, то}$$

$$\varphi_l = 1,6 - 15 \times \mu = 1,6 - 15 \times 0,0185 = 1,323;$$

$$\lambda = 2 \times (1 - 1/e^w) = 2 \times (1 - 1/2,72^{1,11}) = 1,42 < 1,45, \text{ приймаємо } \lambda = 1,42;$$

тут w – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$w = \frac{5 + 0,6 \times \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta} = \frac{5 + 0,6 \times \frac{8,6}{25,5}}{4,69} = 1,11;$$

де $R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір бетону для II групи ГС;

Ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження:

$$a_{crc1} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d = 1,15 \times 1,323 \times 1,0 \times 4,69 \times 1,42 \times \frac{8,6}{19 \times 10^4} \times 14 = \\ = 0,0064 \text{ мм.}$$

Ширина розкриття тріщин $a_{crc2} = 0,01 \text{ мм} < [a_{crc2}] = 0,2 \text{ мм}$ менша допустимої.

Д.1.3.2 Розрахунок верхнього пояса

Максимальне розрахункове зусилля по табл.6. в стержнях №8 і 9: $N_8 = -752,706 \text{ кН}$. Так як в інших панелях пояса зусилля мало відрізняються від N_8 , то для уніфікації армування всі елементи верхнього пояса армуються аналогічно стержню №8.

Використовується арматура класу А400 з $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$.

Переріз поясу $b \times h = 25 \times 30 \text{ см}$ ($A = 25 \times 30 = 750 \text{ см}^2$), довжина панелі $l = 301 \text{ см}$.

Розміри: $h_0 = h - a_s - d/2 = 30 - 3 - 2/2 = 26$ см, $a = a' = 4$ см, $\delta = a'/h_0 = 4/26 = 0.154$.

Верхній пояс розраховуємо на позацентровий стиск з урахуванням тільки випадкового ексцентриситету e_a :

$\frac{1}{30}h = \frac{300}{30} = 10$ мм = 1.0 см; $\frac{1}{600}l = \frac{301}{600} = 0.5$ см. Приймаємо $e_a = 1$ см. При $e_a = 1$ см $< \frac{1}{8}h = 30/8 = 3.75$ см розрахункова довжина $l_0 = 0.9 \times l = 0.9 \times 301 = 271$ см.

Найбільша гнучкість $\lambda = l_0/b = 271/25 = 10.8 > 4$, тому треба врахувати вплив прогину.

Визначаємо умовну критичну силу N_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{6.4 \times E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \times \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_l} + 0.1 \right) + \alpha \times I_s \right], \text{ де}$$

$$I_b = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250 \text{ см}^4;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.0 \times 10^5}{2.7 \times 10^4} = 7.41; \quad \varphi_l = 1 + \beta \times \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + \frac{70.59}{82.8} = 1.85;$$

де $M_{II} = M_I + N_I (h_0 - a) / 2 = 0 + 641.76 \times (0.26 - 0.04) / 2 = 70.59$ кН·м;

$$M_I = 0 + 752.706 \times (0.26 - 0.04) / 2 = 82.8 \text{ кН·м};$$

Задаємося $\mu = 0.015$; $\beta = 1$ для важкого бетону;

$$I_s = \mu \times b \times h_0 \times (0.5h - a)^2 = 0.015 \times 25 \times 26 \times (0.5 \times 30 - 4)^2 = 1179.75 \text{ см}^4;$$

$$\delta_l = e_0/h = 0.01/0.3 = 0.033;$$

$$\delta_{l,\min} = 0.5 - 0.01 \times \frac{l_0}{h} - 0.01 R_b = 0.5 - 0.01 \times \frac{271}{30} - 0.01 \times 17.55 = 0.234,$$

приймаємо $\delta_l = \delta_{l,\min} = 0.234$.

$$N_{cr} = \frac{6.4 \times 3100}{271^2} \times \left[\frac{56250}{1.85} \times \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.234} + 0.1 \right) + 7.41 \times 1179.75 \right] = 5888.23 \text{ кН};$$

Коефіцієнт: $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{752.706}{5888.23}} = 1.147$, тоді

відстань від сили до арматури $e = e_0 \times \eta + 0.5 \times h - a = 1 \times 1.147 + 0.5 \times 30 - 4 = 12.15$ см.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \times \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.734}{1 + \frac{365}{500} \times \left(1 - \frac{0.734}{1.1}\right)} = 0.591,$$

де $\omega = 0.85 - 0.008 \times R_b = 0.85 - 0.008 \times 14,5 = 0.734$; $\sigma_{sR} = R_{sc} = 365$ МПа.

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b \times b \times h_0} = \frac{752.71}{1.45 \times 25 \times 26} = 0.799 > \xi_R = 0.591;$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n \left(\frac{e}{h_0} - 1 + \frac{\alpha_n}{2} \right)}{1 - \delta'} = \frac{0.799 \times \left(\frac{12.15}{26} - 1 + \frac{0.799}{2} \right)}{1 - 0.154} = -0.126 < 0;$$

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \times \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \frac{0.799 \times (1 - 0.591) + 2 \times (-0.126) \times 0.591}{1 - 0.591 + 2 \times (-0.126)} = 1,13;$$

За $\alpha_s < 0$ необхідну площу симетрично розміщеної арматури призначаємо конструктивно: приймаємо поздовжню арматуру A_s та A'_s по 2 $\varnothing 14$ А 400, $A_s = A'_s = 3.08 \text{ см}^2$.

Процент армування перерізу:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \times h} = \frac{3.08 + 3.08}{25 \times 30} = 0.008 > \mu_{\min} = 0.005.$$

Поперечні стержні приймаємо $\varnothing 6$ Вр-II з кроком $S = 20d = 20 \times 14 = 280$ мм.

Д1.3.3 Розрахунок елементів решітки

Розраховуємо крайній розкос решітки – стержень №13, який зазнає розтягу максимальним зусиллям $N = 102.025 \text{ кН}$. Розміри перерізу стержня $b \times h = 15 \times 25$ см.

Необхідна площа робочої арматури за умовою міцності:

$$A_s = N/R_s = 102.025/36.5 = 2.79 \text{ см}^2; \text{ приймаємо } 4 \varnothing 10 \text{ А400, } A_s = 3.14 \text{ см}^2.$$

$$\text{Процент армування: } \mu = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{3.14}{15 \times 25} = 0.0084 < \mu_{\max} = 0.03.$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин a_{cr} від короточасної дії повних нормативних навантажень: $N^n = 85.25 \text{ кН}$:

$$a_{cr1} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d, \text{ де}$$

$\gamma_i = 1.15$ – враховує зниження тріщиностійкості внаслідок жорсткості вузлів;

φ_l – коефіцієнт, що приймається при короткочасній дії навантаження рівним 1.0;

η – для стержньової арматури періодичного профілю приймається рівним 1.0;

δ – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d \times (1 + 2\alpha \times \mu)} = \frac{7,41}{1 \times (1 + 2 \times 7,41 \times 0.0084)} = 6,59; \text{ де}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.0 \times 10^5}{2,7 \times 10^4} = 7,41; \quad \varphi_d = 1 + 0.175 \frac{d^2 - 1}{d - 0.5} = 1 + 0.175 \times \frac{1.0^2 - 1}{1.0 - 0.5} = 1.0;$$

$$\mu - \text{процент армування перерізу: } \mu = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{3.14}{15 \times 25} = 0.0084;$$

λ – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\lambda = 2 \times (1 - 1/e^w) = 2 \times (1 - 1/2.72^{1.73}) = 1.72 > 1.45, \text{ приймаємо } \lambda = 1.45;$$

тут w – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$w = \frac{5 + 0.6 \times \sigma_s / R_{b,ser}}{\delta} = \frac{5 + 0.6 \times 271.5 / 25.5}{6,59} = 1.73,$$

де $R_{b,ser} = 25.5$ МПа – розрахунковий опір бетону для II групи ГС;

$$\sigma_s = N^n / A_s = 85.25 / 3.14 = 27.15 \text{ кН/см}^2 = 271.5 \text{ МПа.}$$

Ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження:

$$a_{crc1} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d = 1.15 \times 1.0 \times 1.0 \times 6,59 \times 1.45 \times \frac{271.5}{2.0 \times 10^5} \times 10 = \\ = 0.149 \text{ мм.}$$

Ширина розкриття тріщин $a_{crc1} = 0.149$ мм < $[a_{crc1}] = 0.3$ мм менша допустимої.

Визначаємо ширину розкриття тріщин a_{crc} від тривалої дії постійних і тривалих нормативних навантажень: $N_l^n = 73.88$ кН:

$$a_{crc2} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d, \text{ де}$$

$\gamma_i = 1.15$ – враховує зниження тріщиностійкості внаслідок жорсткості вузлів;

φ_l – коефіцієнт, що визначається при тривалій дії навантаження за формулою:

$$\varphi_l = 1.6 - 15 \times \mu = 1.6 - 15 \times 0.0084 = 1.474;$$

η – для стержньової арматури періодичного профілю приймається рівним 1.0;

δ – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d \times (1 + 2\alpha \times \mu)} = \frac{7,41}{1 \times (1 + 2 \times 7,41 \times 0.0084)} = 6,59; \text{ де}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.0 \times 10^5}{2,7 \times 10^4} = 7,41; \quad \varphi_d = 1 + 0.175 \frac{d^2 - 1}{d - 0.5} = 1 + 0.175 \times \frac{1.0^2 - 1}{1.0 - 0.5} = 1.0;$$

$$\mu - \text{процент армування перерізу: } \mu = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{3.14}{15 \times 25} = 0.0084;$$

λ – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\lambda = 2 \times (1 - 1/e^w) = 2 \times (1 - 1/2.72^{1.599}) = 1.67 > 1.45, \text{ приймаємо } \lambda = 1.45;$$

тут w – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$w = \frac{5 + 0.6 \times \sigma_s / R_{b,ser}}{\delta} = \frac{5 + 0.6 \times 235.3 / 25.5}{6,59} = 1.599,$$

де $R_{b,ser} = 25.5$ МПа – розрахунковий опір бетону для II групи ГС;

$$\sigma_s = N_f^n / A_s = 73.88 / 3.14 = 23.53 \text{ кН/см}^2 = 235.3 \text{ МПа.}$$

Ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження:

$$a_{crc2} = \gamma_i \times \varphi_l \times \eta \times \delta \times \lambda \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times d = 1.15 \times 1.474 \times 1.0 \times 6,59 \times 1.45 \times \frac{235.3}{2.0 \times 10^5} \times 10 =$$

0.191 мм.

Ширина розкриття тріщин $a_{crc2} = 0.191$ мм $< [a_{crc2}] = 0.2$ мм менша допустимої.

Всі інші розтягнуті розкоси і стояки, для яких значення зусиль менші, ніж для крайніх розкосів, армуємо аналогічно: 4Ø10 А400.

Несуча здатність такого перерізу:

$$N_f = R_s \times A_s = 36.5 \times 3.14 = 114.6 \text{ кН.}$$

Розраховуємо найбільш завантажений стиснутий розкіс – елементи № 20 і 21:

$$N = -112.382 \text{ кН. Геометрична довжина розкосу } l = 384.2 \text{ см.}$$

Розміри перерізу стержня $b \times h = 15 \times 25$ см, тоді

$$h_0 = h - a_s - d / 2 = 25 - 2 - 1.0 / 2 = 22.5 \text{ см, } a = a' = 2.8 \text{ см, } \delta = a' / h_0 = 2.8 / 22.5 = 0.124.$$

Розрахунок ведемо як для позакентрово – стиснутого елемента із урахуванням лише випадкового ексцентриситету:

$$e_a = h/30 = 25/30 = 0.833 \text{ см} < 1 \text{ см}; \quad e_a = l_0/600 = 345.78/600 = 0.576 \text{ см} < 1 \text{ см}.$$

Прийнятий ексцентриситет $e_0 = e_a = 1 \text{ см}$.

При $e_a = 1 \text{ см} < \frac{1}{8}h = 25/8 = 3.125 \text{ см}$ розрахункова довжина $l_0 = 0.9 \times l = 0.9 \times 384.2 = 345.78 \text{ см}$.

Гнучкість $\lambda = l_0/h = 345.78/25 = 13.83 > 4$, тому враховуємо вплив прогину на ексцентриситет поздовжньої сили.

Визначаємо умовну критичну силу N_{cr} :

$$N_{cr} = \frac{6.4 \times E_b}{l_0^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \times \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta_l} + 0.1 \right) + \alpha \times I_s \right], \quad \text{де } I_b = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{15 \times 25^3}{12} = 19531.25 \text{ см}^4;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.0 \times 10^5}{2.7 \times 10^4} = 7.41; \quad \varphi_l = 1 + \beta \times \frac{M_{1l}}{M_l} = 1 + 1 \times \frac{9.407}{11.069} = 1.85;$$

$$\text{де } M_{1l} = M_l + N_l (h_0 - a) / 2 = 0 + 95.5 \times (0.225 - 0.028) / 2 = 9.407 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_l = 0 + 112.382 \times (0.225 - 0.028) / 2 = 11.069 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Задаємо $\mu = 0.015$; $\beta = 1$ для важкого бетону;

$$I_s = \mu \times b \times h_0 \times (0.5h - a)^2 = 0.015 \times 15 \times 22.5 \times (0.5 \times 25 - 2.8)^2 = 476.33 \text{ см}^4;$$

$$\delta_l = e_0/h = 0.01/0.25 = 0.04;$$

$$\delta_{l,\min} = 0.5 - 0.01 \times \frac{l_0}{h} - 0.01 R_b = 0.5 - 0.01 \times \frac{345.78}{25} - 0.01 \times 14.5 = 0.217,$$

приймаємо $\delta_l = \delta_{l,\min} = 0.217$.

$$N_{cr} = \frac{6.4 \times 3100}{345.78^2} \times \left[\frac{19531.25}{1.85} \times \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.217} + 0.1 \right) + 7.41 \times 476.33 \right] = 1369,303 \text{ кН};$$

$$\text{Коефіцієнт: } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{112.382}{1369,303}} = 1.089,$$

тоді ексцентриситет $e = e_0 \times \eta + 0.5 \times h - a = 1 \times 1.09 + 0.5 \times 25 - 2.8 = 10.79 \text{ см}$.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \times \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)} = \frac{0.734}{1 + \frac{365}{500} \times \left(1 - \frac{0.734}{1.1} \right)} = 0.591,$$

де $\omega = 0.85 - 0.008 \times R_b = 0.85 - 0.008 \times 14.5 = 0.734$; $\sigma_{sR} = R_{sc} = 365 \text{ МПа}$.

Приймаємо симетричне армування перерізу:

$$x = \frac{N}{R_b \times b} = \frac{112.382}{1.45 \times 15} = 5,17 \text{ см} < \xi_R \times h_0 = 0.591 \times 22.5 = 13,3 \text{ см}; \text{ тоді:}$$

$$\text{Обчислюємо коефіцієнт} \quad \alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{112.382}{14,5 \cdot 0,15 \cdot 0,225 \cdot 10^3} = 0,23,$$

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елемента.

$$e = e_0 \eta + 0,5 h_b - a = 1 \cdot 1,09 + 0,5 \cdot 19,7 - 2,8 = 8,14 \text{ см},$$

$$\text{де } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{112,382}{1369,303}} = 1,09$$

$$\text{Визначаємо коефіцієнт} \quad \alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{112,382 \cdot 0,0814}{14,5 \cdot 0,15 \cdot 0,225^2 \cdot 10^3} = 0,083,$$

Обчислюємо площу симетричної арматури

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - \frac{a^1}{h_0}} = \frac{14,5 \cdot 0,15 \cdot 0,225}{36,5} \cdot \frac{0,083 - 0,23 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,23)}{1 - \frac{0,028}{0,225}} \cdot 10^4 < 0$$

Необхідну площу симетрично розміщеної арматури призначаємо з конструктивних міркувань приймаємо A_s та A'_s по 2 $\emptyset 10$ А 400, $A_s = A'_s = 1,57 \text{ см}^2$.

Процент армування перерізу:

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{b \times h} = \frac{1,57 + 1,57}{15 \times 25} = 0,0084 > \mu_{\min} = 0,005.$$

Поперечні стержні приймаємо $\emptyset 4$ Вр-II з кроком $S = 20d = 20 \times 10 = 200 \text{ мм}$.

Аналогічно армуємо всі інші стиснуті розкоси, та як зусилля в них менші, ніж у елементі №20.

Д.1.3.4 Розрахунок і конструювання вузлів ферми

Довжину анкерівки l_{an} для ненапруженої стержньової арматури приймаємо $l_{an} = 35d = 35 \times 10 = 350 \text{ мм}$, де $d = 10 \text{ мм}$ – діаметр ненапруженої арматури А 400.

Необхідна площа поперечного перерізу додаткових повздовжніх ненапружених стержнів в нижньому поясі в межах опорного вузла:

$$A_s = \frac{0,2 \times N}{R_s} = \frac{0,2 \times 596,101}{36,5} = 3,27 \text{ см}^2,$$

де $N = 596,101 \text{ кН}$ – розрахункове зусилля в стержні №1 нижнього поясу.

Приймаємо 4 $\emptyset 12$ А 400, $A_s = 4,52 \text{ см}^2$.

Розрахунок поперечної арматури в опорному вузлі

Розрахункове зусилля із умови міцності в похилому перерізі по лінії А-В:

$$N_w = \frac{N - N_{sp} - N_s}{\text{ctg}\alpha} = \frac{596.101 - 478.28 - 98.24}{1.428} = 13.7 \text{ кН, де}$$

$$N_{sp} = R_{sp} \times A_{sp} \times l_p^0 / l_p = 68 \times 10.77 \times 320 / 490 = 478.28 \text{ кН,}$$

$l_p^0 = 320$ мм, $l_p = 35d = 35 \times 14 = 490$ мм – відповідно довжина фактичної заділки за

лінією А-В напруженої поздовжньої арматури в опорному вузлі та заділки, що

забезпечує повне використання міцності поздовжньої напруженої арматури.

$$N_s = R_s \times A_s \times l_{an}^0 / l_{an} = 36.5 \times 3.14 \times 300 / 350 = 98.24 \text{ кН,}$$

$l_{an}^0 = 300$ мм, $l_{an} = 35d = 35 \times 10 = 350$ мм – відповідно довжина фактичної заділки за

лінією А-В ненапруженої поздовжньої арматури в опорному вузлі та заділки, що забезпечує повне використання міцності поздовжньої ненапруженої арматури.

$\alpha = 35^\circ$ – кут нахилу лінії А-В, $\text{ctg } 35^\circ = 1.428$.

Площа перерізу одного поперечного стержня:

$$A_{sw} = \frac{N_w}{n \times R_{sw}} = \frac{13.7}{14 \times 29.0} = 0.034 \text{ см}^2,$$

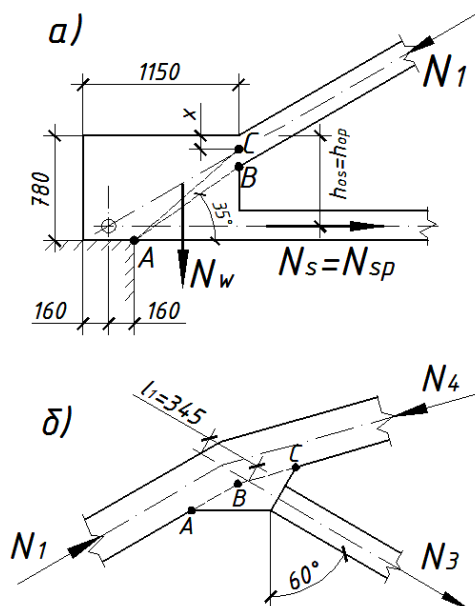


Рис. Д.2 а) опорний вузол; б) проміжний вузол

де n – кількість поперечних стержнів у вузлі, що пересікаються лінією АВ, при двох каркасах з кроком поперечних стержнів 100 мм $n = 2 \times 7 = 14$ шт, $R_{sw} = 290$ МПа (при арматурі класу А 400 $d > 10$ мм).

З конструктивних міркувань приймаємо стержні $\varnothing 10$ А400, $A_s = 0.785$ см².

Із умови забезпечення міцності на згин в похилому перерізі (по лінії АС рис. , а) необхідна площа поперечного перерізу стержня:

$$A_{sw} = \frac{N_1 \times (l_y - a) \times \sin \beta - N_{sp} \times \left(h_{op} - \frac{x}{2} \right) - N_s \times \left(h_{os} - \frac{x}{2} \right)}{n \times R_{sw} \times z_{sw}};$$

де β – кут нахилу приопорної панелі: $\beta = 30^\circ$; $\sin \beta = 0.5$;

$h_{op} = h_{os} = h - h_{п} / 2 = 78 - 30 / 2 = 63$ см;

$N_1 = 666.37$ кН – зусилля в приопорному стержні №5;

x – висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{N_{sp} + N_s}{R_b \times b} = \frac{478.28 + 98.24}{1.45 \times 25} = 15,9 \text{ см};$$

$z_{sw} = 0.6 \times h_{op} = 0.6 \times 63 = 37.8$ см – відстань від центру ваги стиснутої зони бетону до рівнодіючої зусиль в поперечній арматурі опорного вузла.

Необхідна площа поперечного перерізу стержня:

$$A_{sw} = \frac{666.37 \times (115 - 16) \times 0.5 - 478.28 \times \left(63 - \frac{15,9}{2} \right) - 98.24 \times \left(63 - \frac{15,9}{2} \right)}{14 \times 29.0 \times 37.8} = 0.081 \text{ см}^2,$$

що менше раніше прийнятого $\varnothing 10$ А 400 з $A_s = 0.785$ см².

Умова міцності на згин в похилому перерізі задовольняється, тому остаточно приймаємо стержні $\varnothing 10$ А400 з $A_s = 0.785$ см².

Розрахунок поперечної арматури в проміжному вузлі

Розглянемо перший проміжний вузол, де до верхнього поясу примикає розтягнутий розкос №13, в якому діє розрахункове зусилля $N_3 = 102.025$ кН.

Фактична довжина заведення стержнів розкосу за лінію АВС = 28 см, а необхідна довжина анкерівки арматури $\varnothing 10$ А400 складає $l_{ан} = 35 \times d = 35 \times 1.0 = 35$ см, тому передбачаємо додаткову анкерівку розтягнутої арматури приварюванням коротишів $\varnothing 8$ А400.

Необхідний переріз поперечних стержнів каркасів визначаємо за формулою:

$$A_{sw} = \frac{N_{sw}}{n \times R_{sw}} = \frac{N \left(1 - \frac{k_2 \times l_1 + a}{k_1 \times l_{an}} \right)}{n \times R_{sw} \times \cos \varphi} = \frac{102.025 \times \left(1 - \frac{1 \times 28 + 3.0}{0.89 \times 35} \right)}{14 \times 29.0 \times 0.5} = 0.0024 \text{ см}^2, \text{ де}$$

$a = 3 \times d = 3 \times 1.0 = 3.0 \text{ см}$, $k_1 = \sigma_s / R_s = 324.9 / 365 = 0.89$, де

$\sigma_s = N / A_s = 102.025 / 3.14 = 32.49 \text{ кН/см}^2 = 324.9 \text{ МПа}$;

$k_2 = 1$ – для вузлів верхнього поясу; $\varphi = 60^\circ$, $\cos \varphi = 0.5$; кількість стержнів $n = 14$.

Призначаємо поперечні стержні в проміжному вузлі $\varnothing 6 \text{ А}400$, $A_{sw} = 0.283 \text{ см}^2$ з кроком $s = 100 \text{ мм}$.

Окаймляючу арматуру в першому проміжному вузлі визначаємо по умовному зусиллю:

$N_{os} = 0.04 \times D_1$, де D_1 – зусилля в розтягнутому розкосі:

$N_{os} = 0.04 \times D_1 = 0.04 \times 102.025 = 4.08 \text{ кН}$, де $D_1 = N = 102.025 \text{ кН}$.

Площа перерізу одного стержня:

$$A_{os} = \frac{N_{os}}{n_2 \times R_{os}} = \frac{4.08}{2 \times 9.0} = 0.227 \text{ см}^2, \text{ де}$$

$R_{os} = 90 \text{ МПа}$ – розрахункове напруження окаймляючої арматури з умови обмеження ширини розкриття тріщин; $n_2 = 2$ – число окаймляючих стержнів у вузлі.

Приймаємо стержні $\varnothing 6 \text{ А} 400$, $A_s = 0.283 \text{ см}^2$. У вузлах, де примикають стиснуті розкоси і стояки, проектуємо поперечні стержні з конструктивних міркувань $\varnothing 6 \text{ А} 400$ з кроком $s = 100 \text{ мм}$, та окаймляючі стержні – $\varnothing 6 \text{ А} 400$.

Д.2 Перевірочний розрахунок колони середнього ряду

Д.2.1 Матеріали для проектування

Для проектування колони використовуємо такі матеріали:

- 1) бетон В20 з характеристиками : $R_b = 11,5$ МПа,
 $R_{bt} = 0,9$ МПа, $R_{b,n} = 15,0$ МПа , $R_{bt,n} = 1,4$ МПа , $E_b = 24 \cdot 10^3$ МПа;
- 2) арматуру А 400С з $R_s = 365$ МПа, $R_{s,n} = 390$ МПа , $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

Д.2.2 Розрахунок надкранової частини колони

Геометрична довжина верхньої частини $l_2 = 3,8$ м, розрахункова довжина в площині рами $l_o = 2 l_2 = 2 \cdot 3,8 = 7,6$ м.

Найбільш не вигідна комбінація розрахункових зусиль згідно статичного розрахунку рами виконаного в ПК Лири:

$$M = -133.73 \text{ кНм}, N = -624.06 \text{ кН}.$$

$$\text{Зусилля від дії тривалих навантажень } N_l = -624.06 \text{ кН}, M_l = 0.$$

Гнучкість колони $\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{7,6}{0,6} \geq 4$, отже необхідно врахувати вплив прогину елемента. Для цього знаходимо величину умовної критичної сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{-133.73}{-624.06} = 0,214 \text{ м.} \geq e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,6}{30} = 0,02 \text{ м.}$$

$$e_{ol} = \frac{M_l}{N_l} = \frac{0}{-624.06} = 0 \text{ м.}$$

Момент дії всіх сил відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$M_I = N(e_o + 0,5h_b - a) = -624.06 \cdot (0,214 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = -295.804 \text{ кНм};$$

$$M_{II} = N_l (e_{ol} + 0,5h_b - a) = -624.06 \cdot (0 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = -162.26 \text{ кНм};$$

Оскільки $0,82 M_I = -242.56 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{II} = -162.26 \text{ кН}\cdot\text{м}$, то коефіцієнт умов роботи приймаємо $\gamma_{b2} = 1,1$, і відповідно характеристики бетону матимуть значення:

$$R_b = 11,5 \cdot 1,1 = 12,65 \text{ МПа}, \quad R_{bt} = 0,9 \cdot 1,1 = 0,99 \text{ МПа}.$$

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{-162.26}{-295.804} = 1.548.$$

Значення відносного ексцентриситету $\delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0,214}{0,6} = 0,357$

$$\delta_{e\min} = 0,5 - 0,01 \frac{e_o}{h_b} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{0,214}{0,6} - 0,01 \cdot 12,65 = 0,369.$$

В розрахунках приймаємо більше з цих значень $\delta_e = 0,369$.

$$\text{Знайдемо співвідношення } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} = 8,33.$$

Приймаємо початковий коефіцієнт армування $\mu_1 = 0,002$.

$$I_s = \mu_1 \cdot b \cdot h_b (0,5h_b - a)^2 = 0,002 \cdot 0,4 \cdot 0,6 (0,5 \cdot 0,6 - 0,04)^2 \cdot 10^8 = 3244,8 \text{ см}^4;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,4 \cdot 10^7}{7,6^2} \times \\ \times \left[\frac{0,0072}{1,548} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,369} + 0,1 \right) + 8,33 \cdot 3244,8 \cdot 10^{-8} \right] = 4856,64 \text{ кН}$$

Приймаємо симетричне армування і обчислюємо необхідну площу арматури.

Обчислюємо граничну висоту відносної стиснутої зони бетону.

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,749}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,749}{1,1} \right)} = 0,58,$$

$$\text{де } \omega = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 12,65 = 0,749.$$

$$\text{Обчислюємо коефіцієнт } \alpha_n = \frac{N}{R_b b h_o} = \frac{624,06}{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,56 \cdot 10^3} = 0,22,$$

$$\text{де } h_o = h_b - a = 0,6 - 0,04 = 0,56 \text{ м,}$$

$$\alpha_n = 0,22 < \xi_R = 0,58.$$

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елемента.

$$e = e_o \eta + 0,5h_b - a = 21,4 \cdot 1,15 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 50,61 \text{ см,}$$

$$\text{де } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{624,06}{4856,64}} = 1,147$$

$$\text{Визначаємо коефіцієнт } \alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_o^2} = \frac{624,06 \cdot 0,5061}{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,56^2 \cdot 10^3} = 0,199,$$

Обчислюємо площу симетричної арматури

$$A_s = A_s^1 = \frac{R_b b h_o}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \frac{a^1}{h_o}} = \frac{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,56}{365} \cdot \frac{0,199 - 0,22 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,22)}{1 - \frac{0,04}{0,56}} \cdot 10^4 = \\ = 2,68 \text{ см}^2$$

Мінімальна площа перерізу арматури

$$A_{s,\min} = \mu_{\min} b h_0 = 0,002 \cdot 40 \cdot 56 = 4,48 \text{ см}^2,$$

Приймаємо для надкранової частини колони поздовжню арматуру – 2 – 18 класу А 400С, з площею $A_s = 5,09 \text{ см}^2$.

Д.2.3 Розрахунок підкранової частини колони

Геометрична довжина нижньої частини колони $l_l = 5,95 \text{ м}$, розрахункова довжина в площині рами $l_o = 1,5 l_l = 1,5 \cdot 5,95 = 8,925 \text{ м}$.

Найбільш не вигідна комбінація розрахункових зусиль згідно статичного розрахунку рами виконаного в ПК Лира:

$$M = -859,616 \text{ кНм}, \quad N = -1184,78 \text{ кН}.$$

Зусилля від дії тривалих навантажень:

$$N_l = -724,02 \text{ кН}, \quad M_l = 0 \text{ кНм}.$$

Гнучкість колони $\lambda_h = \frac{l_o}{h} = \frac{8,925}{0,8} \geq 4$, отже необхідно врахувати поздовжній прогин елемента. Для цього знаходимо величину умовної критичної сили.

Значення початкових ексцентриситетів:

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{-859,616}{-1184,78} = 0,73 \text{ м}. \geq e_a = \frac{h}{30} = \frac{0,8}{30} = 0,02 \text{ м},$$

$$e_{ol} = \frac{M_l}{N_l} = \frac{0}{-724,02} = 0 \text{ м}.$$

Момент дії всіх сил відносно центра ваги розтягнутої арматури:

$$M_I = N(e_o + 0,5h_b - a) = -1184,78 (0,73 + 0,5 \cdot 0,8 - 0,04) = -1291,41 \text{ кНм};$$

$$M_{II} = N_l (e_{ol} + 0,5h_b - a) = -724,02 (0 + 0,5 \cdot 0,8 - 0,04) = -260,65 \text{ кНм};$$

Оскільки $0,82 M_I = -1058,96 \text{ кНм} > M_{II} = -260,65 \text{ кНм}$, то коефіцієнт умов роботи приймаємо $\gamma_{b2} = 1,1$, і відповідно характеристики бетону матимуть значення: $R_b = 11,5 \cdot 1,1 = 12,65 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,1 = 0,99 \text{ МПа}$.

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{II}}{M_I} = 1 + 1 \cdot \frac{-260,65}{-1291,41} = 1,202.$$

Значення відносного ексцентриситету $\delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0,73}{0,8} = 0,913$

$$\delta_{e_{\min}} = 0,5 - 0,01 \frac{e_o}{h_b} - 0,01 \cdot R_b = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{0,73}{0,8} - 0,01 \cdot 12,65 = 0,364.$$

В розрахунках приймаємо більше з цих значень $\delta_e = 0.913$.

Знайдемо співвідношення $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} = 8,33$.

Приймаємо початковий коефіцієнт армування $\mu_1 = 0,002$;

$$I_s = \mu_1 \cdot b \cdot h (0,5h - a)^2 = 0,002 \cdot 0,4 \cdot 0,8 \cdot (0,5 \cdot 0,8 - 0,04)^2 = 8294 \text{ см}^4$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,4 \cdot 10^7}{8,925^2} \times$$

$$\times \left[\frac{0,017}{1,202} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,913} + 0,1 \right) + 8,33 \cdot 8294 \cdot 10^{-8} \right] = 7020,894 \text{ кН}$$

Приймаємо симетричне армування і обчислюємо необхідну площу арматури.

Обчислюємо граничну висоту відносної стиснутої зони бетону.

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,749}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,749}{1,1} \right)} = 0,58,$$

$$\varpi = 0,85 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 12,65 = 0,749.$$

Обчислюємо коефіцієнт $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_o} = \frac{1184,78}{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,76 \cdot 10^3} = 0,308$,

де $h_o = h_b - a = 0,8 - 0,04 = 0,76$ м, $\alpha_n = 0,308 < \xi_R = 0,58$.

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елемента.

$$e = e_o \eta + 0,5h_b - a = 73 \cdot 1,203 + 0,5 \cdot 80 - 4 = 123,82 \text{ см, де}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1184,78}{7020,894}} = 1,203$$

Визначаємо коефіцієнт $\alpha_m = \frac{N a}{R_b b h_i^2} = \frac{1184,78 \cdot 1,2382}{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,76^2 \cdot 10^3} = 0,502$.

Обчислюємо площу симетричної арматури:

$$A_s = A_s^1 = \frac{R_b b h_o}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - \frac{a^1}{h_o}} = \frac{12,65 \cdot 0,4 \cdot 0,76}{365} \cdot \frac{0,502 - 0,308 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,308)}{1 - \frac{0,04}{0,76}} \cdot 10^4 < 0$$

Мінімальна площа перерізу арматури

$$A_{s,\min} = \mu_{\min} b h_0 = 0,002 \cdot 0,4 \cdot 0,76 = 6,08 \text{ см}^2,$$

Приймаємо для підкранової частини колони поздовжню арматуру – 2 – 20 класу А 400С з площею $A = 6,28 \text{ см}^2$.

Д.2.4 Перевірка міцності середньої колони

1) Надкранова частина

Перевірку проводимо на дію таких зусиль:

$$N = -825,66 \text{ кН}, M = 0 \text{ кНм}.$$

$$\text{Знаходимо ексцентриситет } e_o = \frac{M}{N} = \frac{0}{-825,66} = 0$$

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

$$\varphi_l = 1 + \frac{M}{N(e_o + 0,5h_c - a)} = 1 + \frac{0}{-825,66 \cdot (0 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04)} = 1,0.$$

$$\text{Відносний ексцентриситет } \delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0}{0,6} = 0$$

$$\delta_{e\min} = 0,5 - 0,01 \frac{e_o}{h_b} - 0,01 \cdot Rb = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{0}{0,6} - 0,01 \cdot 12,65 = 0,374.$$

Приймаємо $\delta_e = 0,374$.

$$\text{Обчислюємо момент інерції } I_s = 2A_s \left(\frac{h_c}{2} - a \right)^2 = 2 \cdot 5,09 \left(\frac{60}{2} - 4 \right)^2 = 6881,68 \text{ см}^4.$$

Обчислюємо критичну силу :

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,4 \cdot 10^7}{7,6^2} \times$$

$$\times \left[\frac{0,0072}{1,0} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,374} + 0,1 \right) + 8,33 \cdot 6881,68 \cdot 10^{-8} \right] = 7882,45 \text{ кН}$$

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елемента.

$$e = e_o \eta + 0,5h_b - a = 0 \cdot 1,12 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 26 \text{ см},$$

$$\text{де } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{825,66}{7882,45}} = 1,12.$$

$$\text{Обчислюємо висоту стиснутої зони бетону } \chi = \frac{N}{R_b b} = \frac{825,66}{12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,4} = 0,163 \text{ м}.$$

Гранична несуча здатність перерізу

$$M_u = R_b b \chi (h_0 - 0,5\chi) + R_{sc} A_s^1 (h_0 - a^1) = 12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,16 \cdot (0,56 - 0,5 \cdot 0,16) + 365 \cdot 10^{-1} \cdot 5,09 (0,56 - 0,04) = 491,27 \text{ кНм.}$$

Граничне значення сили, яку може сприйняти переріз при величині ексцентриситету $e = 0,26$ м.:

$$N_u = \frac{M_u}{e} = \frac{491,27}{0,26} = 1889,48 \text{ кН} > N = 825,66 \text{ кН.}$$

2) Підкранова частина

Перевірку проводимо на дію таких зусиль:

$$N = -1490,04 \text{ кН,} \quad M = -127,33 \text{ кНм.}$$

знаходимо ексцентриситет $e_o = \frac{M}{N} = \frac{-127,33}{-1490,04} = 0,085$

Значення коефіцієнту, що враховує тривалість дії навантаження

$$\varphi_l = 1 + \frac{M}{N(e_o + 0,5h_c - a)^2} = 1 + \frac{-127,33}{-1490,04 \cdot (1 + 0,5 \cdot 0,8 - 0,04)^2} = 1,43.$$

Відносний ексцентриситет $\delta_e = \frac{e_o}{h_b} = \frac{0,085}{0,8} = 0,11$

$$\delta_{e_{\min}} = 0,5 - 0,01 \frac{e_o}{h_b} - 0,01 \cdot Rb = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{0,085}{0,8} - 0,01 \cdot 12,65 = 0,372.$$

Приймаємо $\delta_e = 0,372$.

Обчислюємо момент інерції $I_s = 2A_s \left(\frac{h_c}{2} - a \right)^2 = 2 \cdot 6,28 \left(\frac{80}{2} - 4 \right)^2 = 16277,76 \text{ см}^4.$

Обчислюємо критичну силу

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_o^2} \left[\frac{I_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 2,4 \cdot 10^7}{8,925^2} \times$$

$$\times \left[\frac{0,017}{1,43} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,372} + 0,1 \right) + 8,33 \cdot 16277,76 \cdot 10^{-8} \right] = 10249,46 \hat{e}f$$

Віддаль від розтягнутої арматури до лінії дії сили з урахуванням прогину елемента.

$$e = e_o \eta + 0,5h_b - a = 8,5 \cdot 1,17 + 0,5 \cdot 80 - 4 = 45,95 \text{ см, де}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1490,04}{10249,46}} = 1,17.$$

Обчислюємо висоту стиснутої зони бетону $\chi = \frac{N}{R_b b} = \frac{1490.04}{12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,4} = 0,294$ м.

Гранична несуча здатність перерізу

$$M_u = R_b b \chi (h_o - 0,5\chi) + R_{sc} A_s^1 (h_o - a^1) = 12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,34 \cdot (0,76 - 0,5 \cdot 0,294) + 365 \cdot 10^{-1} \cdot 6.28 (0,76 - 0,04) = 1076.96 \text{ кНм.}$$

Граничне значення сили, яку може сприйняти переріз при величині ексцентриситету $e = 0.4595$ м.

$$N_u = \frac{M_u}{e} = \frac{1076.96}{0.4595} = 2343.77 \text{ кН} > N = 1490,04 \text{ кН.}$$

Підбираємо поперечну арматуру зі зварних каркасів \neg 8 мм класу А 240С.
Приймаємо крок рівний 400 мм.

Д.2.5 Розрахунок консолі

Сила, що діє на консоль $Q = F_2 + V_{\max} = 49,98 + 230.38 = 280.36$ кН.

Визначаємо площу арматури :

$$A_s = \frac{1,25 \cdot Q \cdot e}{0,9 R_s h_o} = \frac{1,25 \cdot 280.36 \cdot 0.46}{0,9 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 1,46} = 4,36 \text{ см}^2, \text{ де } h_o = h_k - a = 150 - 4 = 146 \text{ см.}$$

Приймаємо арматуру 4 \neg 12 А 400С, $A_s = 4.52 \text{ см}^2$.

Площа похилої арматури $A_{s,inc} = 0,001 b h_o = 0,001 \cdot 40 \cdot 146 = 5,84 \text{ см}^4$.

Приймаємо 4 \neg 14 А 400С, $A_s = 6,16 \text{ см}^2$.

Поперечну арматуру консолі призначаємо \neg 6 А 240С з кроком $s_w = 150$ мм, площа якої $A_{sw} = 0,283 \text{ см}^2$.

Перевіряємо міцність похилих перерізів :

$$Q = 451,1 \text{ кН} < 0,8 \varphi_{w2} R_b b l_{sup} \sin^2 \theta = 0,8 \cdot 1,04 \cdot 12,65 \cdot 10^3 \cdot 0,4 \cdot 0,44 \cdot \sin^2 62^\circ = 1596,74 \text{ кН,}$$

$$\text{де } \varphi_{w2} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{n A_{sw}}{b s_w} = 1 + 5 \frac{2 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} \cdot \frac{2 \cdot 0,283}{40 \cdot 15} = 1,04 ;$$

$$\text{tg } \theta = \frac{1500}{600} = 2.5, \theta = 68,2^\circ, \sin^2 68,2^\circ = 0,862.$$

Умова виконується, отже міцність похилих перерізів забезпечена.

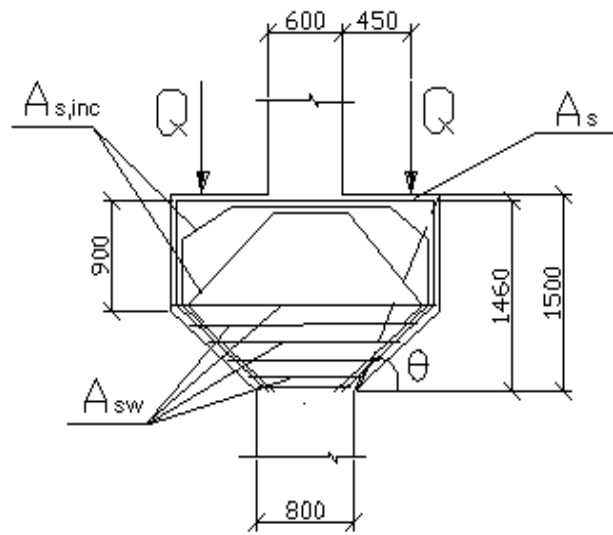


Рис. Д.3 До розрахунку консолі колони