

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет конструювання і дизайну

ПОГОДЖЕНО

**Декан факультету
конструювання і дизайну**

_____ Іван РОГОВСЬКИЙ
(підпис)

“ ____ ” ____ червня ____ 2026 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри будівництва

_____ Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис)

“ ____ ” ____ червня ____ 2026 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

**на тему «Проектування корівника на 130 голів великої рогатої худоби у м.
Вижниця»**

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-наукова

Гарант освітньої програми

доктор технічних наук, с.н.с. _____ Микола МАР'ЄНКОВ
(підпис)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

доктор технічних наук, професор _____ Ігор ЯКОВЕНКО
(підпис)

Виконав

_____ Олександр ПОВТАРЬ
(підпис)

КИЇВ – 2026

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет конструювання і дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

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

“19” _____ грудня _____ 2024 р.

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ ЗДОБУВАЧУ

Повтарю Олександр Васи́льовичу

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-наукова

Тема магістерської кваліфікаційної роботи «Проектування корівника на 130 голів великої рогатої худоби у м. Вижниця»,

затверджена наказом від “16” грудня 2024 р. №2267 “С”.

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, червень, 01

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: необхідно запроєктувати будівлю корівника для розміщення великої рогатої худоби у залізобетонному каркасі.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Виконати аналітичний огляд, присвячений визначенню причин появи корозії арматури в бетоні та методам діагностики корозії арматури.
2. Побудувати матрицю дефектів залізобетонних конструкцій внаслідок корозії арматури з бетоном. Навести розрахункові схеми зміни напружено-деформованого стану зчеплення арматури з бетоном при корозії.

3. Запроектувати будівлю корівника у залізобетонному каркасі. Виконати розрахунок основних елементів: центрально стиснутої залізобетонної колони, рами, плити та балки покриття.

4. У технологічній та організаційній частині представити будгенплан, технологічну карту та календарний графік виконання робіт.

Перелік графічного матеріалу (за потреби):

→ архітектурна частина (розробити головний та боковий фасади, план підвалу, план першого поверху, навести експлікацію приміщень, розробити повздовжній та поперечний розрізи будівлі корівника, навести архітектурні вузи) – 3 аркуші формату А1;

→ розрахунково-конструктивна частина (виконати проектування залізобетонної балки покриття, залізобетонної центрально стиснутої колони, рами та плити перекриття) – 3 аркуші формату А1;

→ основи і фундаменти (розробити план фундаментів, навести розрахункові схеми, конструктивні вузли, специфікацію, розробити інженерно-геологічний розріз) – 1 аркуш формату А1;

→ організація будівельного виробництва (розробити будгенплан майданчику забудови, показати схему руху крану, схеми розміщення складських приміщень, під'їзні шляхи, електро- та водопостачання, розробити графік зведення будівлі корівнику) – 2 аркуші формату А1;

→ технологія будівельного виробництва (розробити технологічну карту на будь-який процес виконання робіт) – 1 аркуш формату А1.

Дата видачі завдання “18” грудня 2024 р.

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи _____ **Ігор ЯКОВЕНКО**
(підпис)

Завдання прийняв до виконання _____ **Олександр ПОВТАРЬ**
(підпис)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	6
1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....	7
1.1. Основні причини корозії арматури в бетоні та методи діагностики корозії арматури.....	7
1.2. Прилади для визначення ступеня корозії арматури.....	9
1.3. Аналіз ефективності методів діагностики корозії арматури, міжнародний досвід.....	16
1.4. Висновки за розділом 1.....	21
2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА.....	24
2.1. Побудова матриці дефектів залізобетонних конструкцій внаслідок корозії арматури з бетоном.....	24
2.2. Поетапна деградація та відшарування захисного шару в часі.....	26
2.3. Розрахункові схеми та формульний апарат зміни напружено-деформованого стану зчеплення арматури з бетоном при корозії.....	28
3. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА.....	36
3.1. Генеральний план.....	36
3.2. Об'ємно-планувальне рішення	37
3.3. Конструктивне рішення будівлі корівника.....	40
3.4. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.....	42
3.5. Теплотехнічний розрахунок покрівлі корівника.....	43
4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	45
4.1. Розрахунок залізобетонної балки покриття.....	45
4.2. Розрахунок залізобетонної плити покриття.....	52
4.3. Розрахунок поперечної рами.....	64
4.4. Розрахунок колони.....	69
5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	73
5.1. Технологія будівельно-монтажних робіт.....	73
5.2. Техніка безпеки при монтажі конструкцій.....	80

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....	82
6.1 Визначення об'ємів робіт на будівництво корівника.....	82
6.3. Розробка будгеплану.....	86
6.4. Організація складського господарства.....	86
6.5. Тимчасові споруди.....	88
6.6. Тимчасове водопостачання.....	89
6.7. Розрахунок освітлення будівельного майданчику.....	91
7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА.....	93
7.1. Напрямки охорони довкілля при будівництві.....	93
7.3. Охорона атмосферного повітря.....	94
7.4. Покращення санітарно-епідемічного стану.....	95
7.5. Охорона водоймищ від забруднення стічними водами.....	95
7.6. Охорона родючого шару ґрунту.....	97
7.7. Охорона навколишнього середовища від дії шуму, електромагнітного та радіаційного забруднення.....	97
8. ОХОРОНА ПРАЦІ НА БУДІВНИЦТВІ.....	98
8.1. Аналіз стану охорони праці.....	98
8.2. Заходи щодо покращення умов і безпеки праці.....	103
8.3. Протипожежні заходи на будівельному майданчику.....	106
ВИСНОВКИ.....	102
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	107
ДОДАТКИ.....	116

ВСТУП

Корозія арматури в залізобетонних конструкціях є однією з основних причин втрати несучої здатності будівель і споруд [51, 56]. У процесі експлуатації залізобетонних конструкцій арматура піддається впливу агресивних факторів навколишнього середовища, серед яких особливу небезпеку становлять волога, хлориди, карбонізація бетону, цикли заморожування та відтавання, а також вплив промислових газів [56; 57; 68]. Унаслідок руйнування пасивного шару на поверхні арматури починається електрохімічний процес корозії, який призводить до зменшення площі поперечного перерізу арматури, утворення тріщин у бетоні, відшарування захисного шару та загального зниження довговічності конструкції.

Своєчасне виявлення ступеня корозії арматури є важливою умовою забезпечення безпечної експлуатації будівель та споруд. У сучасній практиці цивільної інженерії технічне обстеження конструкцій розглядається не лише як спосіб виявлення дефектів, але й як інструмент прогнозування залишкового ресурсу споруди та планування ремонтно-відновлювальних робіт [53; 73]. Для цього в сучасній цивільній інженерії застосовують широкий спектр неруйнівних і напівруйнівних методів діагностики, а також спеціалізовані прилади, які дозволяють оцінювати стан арматури без значного пошкодження конструкції.

Особливого значення набувають методи електрохімічної діагностики, оскільки саме вони дозволяють оцінити активність корозійних процесів ще до появи видимих дефектів. Разом із цим активно використовуються прилади для визначення товщини захисного шару бетону, локалізації арматури, вимірювання потенціалів корозії, питомого електричного опору бетону, ультразвукові та радарні системи.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Метою даного розділу є аналіз сучасних приладів і методів визначення ступеня корозії арматури в бетоні, характеристика принципів їх роботи, переваг, недоліків та практичного застосування в умовах обстеження залізобетонних конструкцій.

1.1. Основні причини корозії арматури в бетоні та методи діагностики корозії арматури

У нормальних умовах арматура в бетоні перебуває у пасивованому стані завдяки високій лужності цементного каменю [68; 71]. Значення рН бетону зазвичай становить 12,5–13,5, що забезпечує утворення на поверхні сталі захисної оксидної плівки. Однак у процесі експлуатації конструкцій можливе руйнування цього пасивного шару.

Основними причинами виникнення корозії арматури є:

- карбонізація бетону;
- проникнення хлоридів;
- зволоження конструкцій;
- циклічне заморожування та відтавання;
- вплив агресивних середовищ;
- наявність тріщин у бетоні;
- недостатня товщина захисного шару.

Карбонізація бетону виникає внаслідок взаємодії вуглекислого газу з гідроксидом кальцію цементного каменю [56; 68]. У результаті знижується рівень рН бетону, що призводить до втрати пасивного стану арматури.

Хлоридна корозія є особливо небезпечною для мостових споруд, морських конструкцій та будівель, які експлуатуються в умовах використання протиожеледних реагентів [58; 64]. Хлориди руйнують пасивний шар арматури навіть при високому значенні рН.

Поява корозії супроводжується збільшенням об'єму продуктів окиснення металу, що викликає внутрішні напруження в бетоні, утворення тріщин та відшарування захисного шару.

Проведений детальний аналіз наукових робіт та рекомендацій [53; 54; 55; 56; 58; 70; 73], який дозволив систематизувати ці методи, див. табл. 1.1.

Таблиця 1.1.

Методи діагностики корозії арматури

Метод діагностики	Суть методу	Що дозволяє визначити	Переваги	Недоліки
Візуальний метод	Полягає у зовнішньому огляді конструкції та фіксації видимих дефектів	Тріщини, відшарування бетону, корозійні плями, оголення арматури, деформації	Простота, швидкість проведення обстеження, низька вартість	Неможливість виявлення прихованої корозії
Електрохімічні методи	Базуються на вимірюванні електричних параметрів корозійного процесу	Активність корозії, потенціал арматури, швидкість корозії, питомий опір бетону	Висока точність, можливість раннього виявлення корозії	Залежність результатів від вологості бетону та умов експлуатації
Ультразвукові методи	Використовують проходження ультразвукових хвиль через бетон	Тріщини, пустоти, неоднорідність структури бетону	Неруйнівний контроль, оцінювання внутрішнього стану бетону	Непряме визначення корозії арматури
Радіолокаційні методи	Засновані на використанні електромагнітних хвиль та георадарного сканування	Положення арматури, товщину захисного шару, дефекти в бетоні	Висока інформативність, швидке сканування великих площ	Висока вартість обладнання та складність обробки даних

Магнітні методи	Використовують зміну магнітного поля в зоні армування	Розташування арматури та товщину захисного шару	Швидкість роботи, простота використання	Обмеження при густому армуванні
Лабораторні методи	Передбачають відбір проб бетону та проведення хімічного аналізу	Глибину карбонізації, вміст хлоридів, стан бетону	Висока точність результатів	Часткове пошкодження конструкції та тривалість аналізу
Комбіновані методи	Поєднання декількох способів діагностики	Комплексну оцінку технічного стану конструкції	Найбільш достовірні результати	Висока трудомісткість та потреба у спеціалізованому обладнанні

1.2. Прилади для визначення ступеня корозії арматури

У сучасній практиці цивільної інженерії для оцінювання ступеня корозії арматури застосовується широкий спектр спеціалізованих приладів та діагностичних систем. Їх використання дозволяє своєчасно виявляти приховані дефекти залізобетонних конструкцій, оцінювати активність корозійних процесів і прогнозувати залишковий ресурс споруд без значного пошкодження конструкцій [54; 56; 58].

1) Прилади для вимірювання потенціалів корозії.

Одним із найбільш поширених методів оцінювання корозійного стану арматури є метод вимірювання потенціалу напівелемента. Саме цей метод широко використовується під час технічного обстеження мостів, тунелів та інших об'єктів транспортної інфраструктури, оскільки він дозволяє швидко локалізувати ділянки активної корозії [54; 63].

Суть методу полягає у визначенні різниці потенціалів між арматурою та еталонним електродом.

Найчастіше використовуються:

- мідно-сульфатний електрод;
- срібно-хлоридний електрод.

Прилад CANIN+

Одним із найвідоміших приладів є CANIN+ виробництва Proseq [59].

Основні характеристики приладу:

- автоматичне вимірювання потенціалів;
- побудова карт корозійної активності;
- збереження результатів вимірювань;
- можливість передачі даних на комп'ютер.

Принцип роботи полягає у вимірюванні електричного потенціалу між арматурою та електродом порівняння.

Згідно з ASTM C876:

- потенціал менше -350 мВ свідчить про високу ймовірність активної корозії;
- потенціал більше -200 мВ свідчить про низьку ймовірність корозії.

Переваги приладу:

- неруйнівний контроль;
- можливість обстеження великих площ;
- висока швидкість вимірювань.

Недоліки:

- залежність результатів від вологості бетону;
- складність інтерпретації результатів;
- необхідність доступу до арматури.

Прилад Gecor 10

Прилад Gecor 10 використовується для комплексного оцінювання корозійного стану арматури та належить до професійного обладнання, яке застосовується під час експертного обстеження відповідальних конструкцій [55; 58].

Функції приладу:

- вимірювання потенціалів корозії;
- визначення швидкості корозії;
- оцінювання питомого електричного опору бетону.

Особливістю Gesor 10 є можливість визначення швидкості корозії методом лінійної поляризації.

2)Метод лінійної поляризації

Метод лінійної поляризації є одним із найбільш точних методів оцінювання швидкості корозії арматури [55; 70].

Суть методу полягає у прикладанні невеликої поляризаційної напруги до арматури та вимірюванні відповідної сили струму.

Швидкість корозії визначають за щільністю корозійного струму.

Інтерпретація результатів:

- менше 0,1 мкА/см² — пасивний стан;
- 0,1–0,5 мкА/см² — низька швидкість корозії;
- 0,5–1,0 мкА/см² — помірна корозія;
- більше 1,0 мкА/см² — активна корозія.

Метод дозволяє отримати кількісну оцінку втрати металу арматури.

Прилад GalvaPulse

GalvaPulse є сучасним приладом для оцінювання швидкості корозії арматури.

Основні функції:

- визначення потенціалів корозії;
- вимірювання корозійного струму;
- оцінювання питомого опору бетону.

Переваги:

- висока точність;
- комплексний аналіз;
- можливість польового використання.

Недоліки:

- висока вартість;
- складність обслуговування;
- потреба у кваліфікованому персоналі.

3) Прилади для визначення питомого електричного опору бетону.

Питомий електричний опір бетону є важливим показником, який характеризує ймовірність розвитку корозії.

Низький електричний опір свідчить про високу вологість бетону та підвищену ймовірність корозії.

Прилад Resipod

Resipod виробництва Proceq є одним із найбільш поширених приладів для визначення питомого електричного опору бетону [60; 70].

Принцип роботи заснований на чотирьохелектродній схемі Веннера.

Основні характеристики:

- швидке вимірювання;
- цифрова обробка результатів;
- побудова карт корозійного ризику.

Інтерпретація результатів:

- менше 10 кОм·см — висока ймовірність корозії;
- 10–20 кОм·см — помірна ймовірність;
- більше 20 кОм·см — низька ймовірність корозії.

Переваги:

- простота використання;
- висока швидкість вимірювань;
- неруйнівний контроль.

Недоліки:

- вплив температури;
- вплив вологості;
- необхідність підготовки поверхні.

4) Прилади для визначення товщини захисного шару та локалізації арматури

Визначення товщини захисного шару бетону є важливим етапом оцінювання ризику корозії.

Недостатня товщина захисного шару значно прискорює проникнення хлоридів і карбонізацію бетону.

Прилад Profometer

Profometer є магнітним сканером арматури, який широко використовується під час обстеження існуючих залізобетонних конструкцій у цивільному будівництві [59].

Основні функції:

- визначення розташування арматури;
- визначення діаметра арматури;
- визначення товщини захисного шару.

Принцип роботи базується на аналізі магнітного поля.

Переваги:

- швидкість роботи;
- висока точність;
- можливість створення карт армування.

Недоліки:

- вплив густоти армування;
- складність вимірювань при великій кількості арматури.

Прилад Hilti PS 200 Ferrosan

Hilti PS 200 Ferrosan використовується для детального сканування арматури та дозволяє формувати цифрові схеми армування конструкцій [61].

Можливості:

- побудова 2D та 3D моделей армування;
- визначення захисного шару;
- виявлення прихованих дефектів.

Прилад широко застосовується під час обстеження мостів та відповідальних споруд.

5) Георадарні системи.

Георадарні методи базуються на використанні електромагнітних хвиль.

Георадар дозволяє:

- визначати розташування арматури;
- оцінювати товщину конструкцій;
- виявляти пустоти;
- визначати зони підвищеної вологості.

Прилад GSSI StructureScan Mini XT

StructureScan Mini XT є одним із найбільш поширених георадарів для обстеження бетонних конструкцій [62].

Основні переваги:

- швидке сканування;
- висока роздільна здатність;
- можливість роботи без пошкодження конструкції.

Недоліки:

- складність інтерпретації даних;
- залежність результатів від вологості бетону;
- висока вартість обладнання.

6) Ультразвукові прилади.

Ультразвукові методи застосовують для оцінювання структури бетону та виявлення внутрішніх дефектів.

Корозія арматури часто супроводжується:

- утворенням тріщин;
- порушенням структури бетону;
- зниженням щільності.

Прилад Pundit PL-200

Pundit PL-200 застосовується для визначення швидкості проходження ультразвукових хвиль у бетоні та активно використовується в інженерній практиці для оцінювання однорідності матеріалу конструкцій [75].

Основні функції:

- оцінювання однорідності бетону;
- визначення тріщин;
- оцінювання міцності бетону.

Метод дозволяє непрямо оцінювати ступінь пошкодження конструкцій унаслідок корозії.

7) Напівруйнівні методи контролю.

До напівруйнівних методів належать:

- відбір кернів;
- визначення глибини карбонізації;
- хімічний аналіз хлоридів.

Визначення глибини карбонізації

Для визначення глибини карбонізації використовують фенолфталеїновий індикатор.

Методика:

1. Виконують скол бетону.
2. Наносять розчин фенолфталеїну.
3. Визначають межу забарвлення.

Незабарвлена зона свідчить про карбонізований бетон.

Визначення вмісту хлоридів

Для визначення вмісту хлоридів проводять лабораторний аналіз проб бетону.

Перевищення критичного рівня хлоридів свідчить про високий ризик корозії арматури.

8) Сучасні цифрові системи моніторингу.

У сучасній практиці все частіше застосовуються автоматизовані системи моніторингу корозії.

Такі системи дозволяють:

- здійснювати безперервний контроль;
- передавати дані дистанційно;
- прогнозувати розвиток корозії.

Датчики корозії

Сучасні датчики дозволяють контролювати:

- температуру;

- вологість;
- потенціал корозії;
- концентрацію хлоридів.

Використання систем моніторингу особливо актуальне для:

- мостів;
- тунелів;
- морських споруд;
- об'єктів критичної інфраструктури.

1.3. Аналіз ефективності методів діагностики корозії арматури, міжнародний досвід

У сучасній практиці технічного обстеження залізобетонних конструкцій питання вибору ефективного методу діагностики корозії арматури має надзвичайно важливе значення. Кожен із методів контролю характеризується власними технічними особливостями, точністю вимірювання, сферою застосування, а також певними перевагами та обмеженнями [53; 56]. Саме тому під час проведення інженерного обстеження доцільно враховувати не лише тип конструкції, але й умови її експлуатації, ступінь пошкодження, наявність агресивного середовища та доступність окремих ділянок для проведення вимірювань.

Одним із найпростіших та найбільш поширених способів оцінювання стану конструкцій є візуальний метод обстеження. Даний метод використовується як початковий етап технічної діагностики та дозволяє оперативно виявити зовнішні ознаки пошкодження конструкцій. Під час візуального огляду визначають наявність тріщин, відшарування захисного шару бетону, оголення арматури, деформації елементів, сліди корозійних процесів та інші дефекти [53; 73]. Основними перевагами візуального методу є простота застосування, мінімальні фінансові витрати та можливість швидкого проведення обстеження без використання складного обладнання. Однак даний

метод має суттєвий недолік, який полягає у неможливості виявлення прихованої корозії арматури всередині конструкції. У багатьох випадках активний розвиток корозійних процесів відбувається ще до появи видимих дефектів, тому лише візуального огляду недостатньо для формування об'єктивної оцінки технічного стану споруди [56; 57].

Значно більш інформативними вважаються електрохімічні методи діагностики, які широко застосовуються у світовій практиці оцінювання технічного стану залізобетонних конструкцій [54; 55]. До таких методів належать визначення потенціалів корозії, метод лінійної поляризації та вимірювання питомого електричного опору бетону. Основною перевагою електрохімічних методів є їх висока чутливість до змін корозійної активності арматури. Саме ці методи дозволяють виявити початкові стадії розвитку корозії ще до виникнення значних структурних пошкоджень бетону [55; 63]. Крім того, електрохімічні методи забезпечують можливість кількісного оцінювання швидкості корозії арматури та прогнозування подальшого розвитку руйнувань.

Разом із цим електрохімічні методи мають певні обмеження. Точність результатів значною мірою залежить від вологості бетону, температурних умов, вмісту солей та однорідності структури матеріалу [70]. Додатковою складністю є необхідність правильної інтерпретації отриманих результатів, оскільки значення потенціалів або електричного опору можуть змінюватися під впливом зовнішніх факторів, не пов'язаних безпосередньо з активністю корозії. Саме тому під час проведення технічного обстеження результати електрохімічних вимірювань рекомендується аналізувати комплексно разом з іншими методами контролю [66].

Важливе місце в системі неруйнівного контролю займають ультразвукові методи діагностики. Їх застосування базується на аналізі швидкості проходження ультразвукових хвиль через бетонну конструкцію. Даний метод дозволяє оцінювати однорідність бетону, виявляти внутрішні тріщини, пустоти, зони розшліщення та інші дефекти, які можуть сприяти розвитку корозійних процесів [75]. Однією з основних переваг ультразвукового контролю є

можливість оцінювання внутрішньої структури бетону без його руйнування. Крім того, метод характеризується достатньо високою швидкістю проведення вимірювань та можливістю обстеження великих площ конструкцій.

Недоліком ультразвукових методів є непрямий характер оцінювання корозії арматури. Ультразвукове дослідження дозволяє визначити наслідки корозійних процесів, зокрема тріщиноутворення або порушення структури бетону, однак не забезпечує прямого вимірювання швидкості корозії металу [68; 71]. Тому ультразвукові методи найбільш ефективні у поєднанні з електрохімічними способами контролю.

Окрему групу сучасних методів становлять георадарні або радіолокаційні системи. Георадарні технології базуються на використанні електромагнітних хвиль і дозволяють отримувати інформацію про внутрішню структуру конструкції без пошкодження поверхні [62]. Основною перевагою георадарних систем є висока інформативність та можливість швидкого сканування великих площ. За допомогою георадарів можна визначати розташування арматури, товщину захисного шару бетону, наявність порожнин, зон підвищеної вологості та інших прихованих дефектів [61; 62].

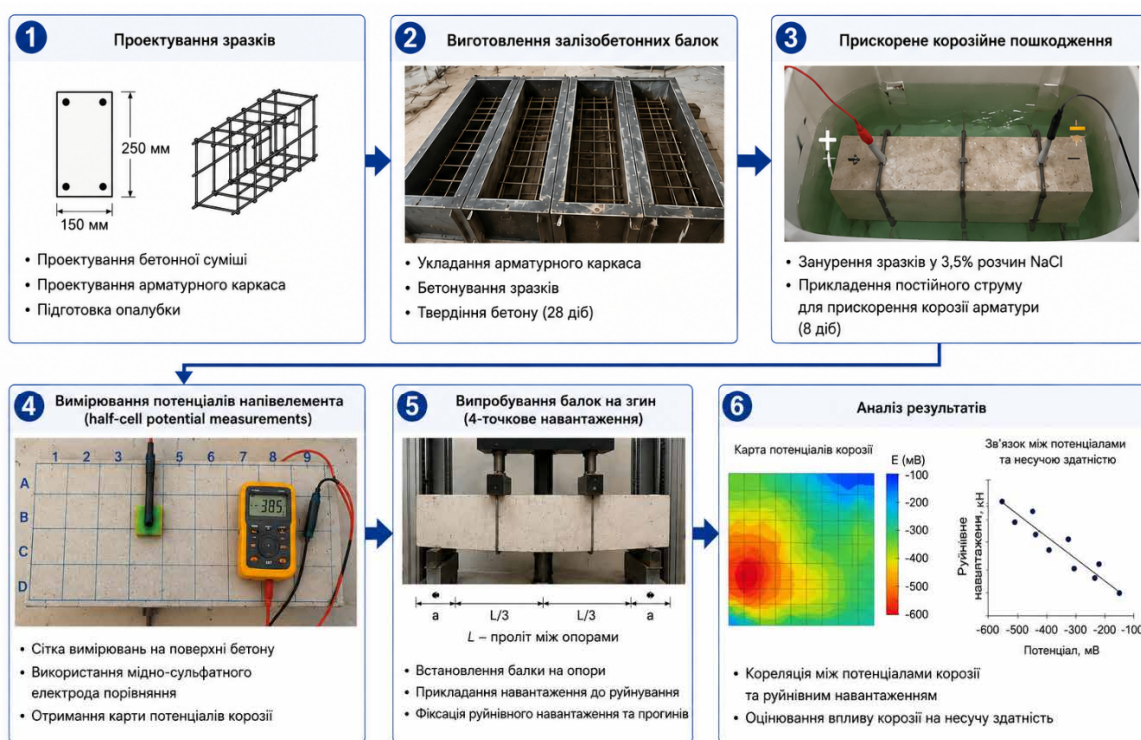
Георадарні системи особливо ефективні під час обстеження мостів, тунелів та інших складних інженерних споруд, де необхідно оперативно отримати великий обсяг інформації щодо стану конструкцій. Разом із тим використання такого обладнання потребує високої кваліфікації персоналу та складної обробки отриманих даних. Додатковим обмеженням є висока вартість обладнання, що значно ускладнює його широке впровадження в практику масових обстежень [62].

У сучасній цивільній інженерії дедалі більшого поширення набуває комбінований підхід до оцінювання технічного стану конструкцій. Практика показує, що жоден окремий метод не забезпечує отримання абсолютно повної інформації щодо реального ступеня корозії арматури [56; 58]. Саме тому найбільш ефективним вважається комплексне використання декількох методів діагностики одночасно. Наприклад, поєднання електрохімічних методів із

георадарним скануванням та ультразвуковим контролем дозволяє не лише визначити активність корозійних процесів, але й оцінити ступінь пошкодження бетону та залишкову несучу здатність конструкції.

Комплексний підхід значно підвищує достовірність результатів обстеження, знижує ризик помилкових висновків та дозволяє більш обґрунтовано планувати ремонтно-відновлювальні роботи. У зв'язку зі старінням інфраструктури та збільшенням кількості об'єктів, що потребують реконструкції, питання ефективного поєднання сучасних методів діагностики набуває особливої актуальності для галузі цивільної інженерії [53; 56; 73].

Приклад практичного застосування електрохімічного методу діагностики наведено у дослідженні Y. Almashakbeh, E. Saleh та N. Al-Akhras, присвяченому оцінюванню корозії арматури в залізобетонних балках методом half-cell potential measurements [76].



Пояснення: a – відстань від опори до найближчої точки прикладання навантаження; L – проліт між опорами.

Рис. 1.1. Схема проведення експерименту з оцінювання корозії арматури методом half-cell potential measurements. Розроблено на основі [76]

У межах експерименту дослідники виконали прискорене корозійне пошкодження арматури, після чого здійснили вимірювання потенціалів корозії та випробування балок на згин. Отримані результати продемонстрували високу

кореляцію між показниками потенціалів корозії та зниженням несучої здатності конструкцій. Зокрема, при значеннях потенціалу нижче -350 мВ було зафіксовано активний розвиток корозійних процесів і зменшення міцності залізобетонних елементів.

У роботі також наведено графічні результати вимірювань потенціалів корозії та схеми випробування залізобетонних балок, які можуть бути використані як приклад сучасної практики неруйнівної діагностики корозії арматури. Особливу цінність становить Figure 8, де представлено карту потенціалів корозії до та після прискореного корозійного впливу, а також Figure 1, що демонструє загальну схему проведення експерименту.

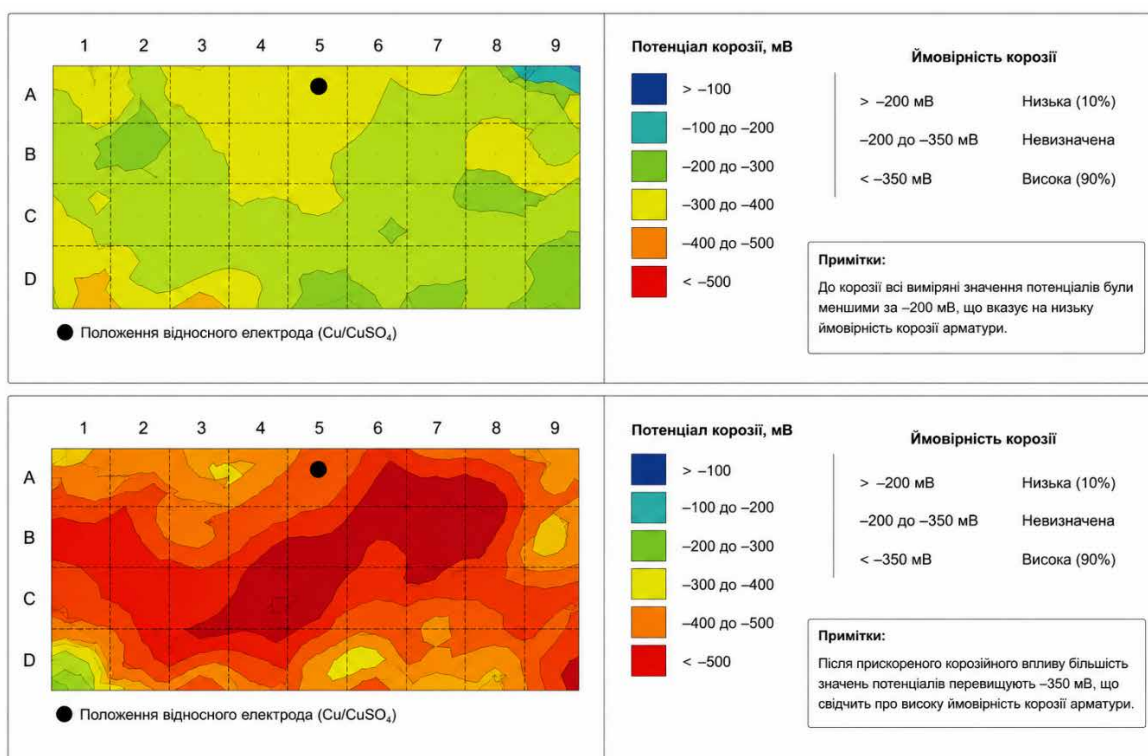


Рис. 1.2 – Розподіл потенціалів корозії арматури до та після прискореної корозії. Розроблено на основі [76].

Проведене в дослідженні [76] експериментальне оцінювання підтвердило високу ефективність методу half-cell potential measurements для раннього виявлення корозії арматури в залізобетонних конструкціях. Отримані результати засвідчили наявність прямого взаємозв'язку між зниженням потенціалів корозії та погіршенням несучої здатності конструкцій, що

підтверджує доцільність використання електрохімічних методів під час технічного обстеження об'єктів цивільної інженерії [76].

Значний потенціал застосування електрохімічних методів діагностики є в Україні, особливо під час обстеження мостів, транспортної інфраструктури, промислових споруд та об'єктів критичної інфраструктури, які тривалий час експлуатуються в умовах підвищеної вологості, дії хлоридів і температурних коливань. Враховуючи значний рівень фізичного зношення українських залізобетонних конструкцій та потребу у своєчасному виявленні прихованих дефектів, впровадження сучасних неруйнівних методів контролю дозволить підвищити ефективність технічного моніторингу, точність оцінювання залишкового ресурсу та безпеку експлуатації споруд [56; 73; 76]. Крім того, міжнародний досвід підтверджує доцільність комплексного використання електрохімічних, георадарних та ультразвукових методів діагностики для об'єктів цивільної інженерії, що є особливо актуальним в умовах післявоєнного відновлення інфраструктури України.

1.4. Висновки за розділом 1

Корозія арматури є одним із найнебезпечніших процесів, що впливають на довговічність, надійність та безпечність експлуатації залізобетонних конструкцій. У сучасних умовах експлуатації будівель і споруд проблема своєчасного виявлення корозійних процесів набуває особливої актуальності у зв'язку зі старінням інфраструктури, підвищенням експлуатаційних навантажень, впливом агресивного середовища та недостатнім рівнем системного моніторингу технічного стану конструкцій [56; 57; 58]. Своєчасне виявлення ознак корозії дозволяє запобігти розвитку аварійних ситуацій, підвищити ефективність ремонтно-відновлювальних робіт та продовжити термін експлуатації споруд.

У результаті проведеного аналізу встановлено, що в сучасній цивільній інженерії використовується широкий спектр методів і приладів для визначення ступеня корозії арматури. Найбільш ефективними вважаються електрохімічні

методи діагностики, зокрема метод визначення потенціалів корозії та метод лінійної поляризації, які дозволяють виявляти активні корозійні процеси ще до появи значних зовнішніх пошкоджень конструкцій [54; 55]. Водночас високу інформативність забезпечують георадарні, ультразвукові та магнітні методи контролю, що дозволяють оцінювати внутрішній стан бетону, товщину захисного шару та локалізацію дефектів.

Проведений аналіз підтвердив, що жоден окремий метод не забезпечує повної та об'єктивної оцінки технічного стану конструкції. Саме тому найбільш ефективним підходом є комплексне використання декількох методів діагностики, зокрема: електрохімічних, ультразвукових, георадарних, магнітних, лабораторних.

Комплексне поєднання зазначених методів дозволяє підвищити достовірність результатів обстеження, мінімізувати ризик помилкової інтерпретації даних та більш точно оцінити залишковий ресурс конструкцій [56; 58; 73].

У роботі було проаналізовано найбільш поширені сучасні прилади, які застосовуються під час технічного обстеження залізобетонних конструкцій, серед яких: CANIN+, Gecor 10, GalvaPulse, Resipod, Profometer, Hilti PS 200 Ferroskan, GSSI StructureScan Mini XT та Pundit PL-200. Встановлено, що використання зазначених приладів дозволяє:

1. визначати ступінь пошкодження конструкцій;
2. оцінювати швидкість розвитку корозії;
3. локалізувати найбільш небезпечні ділянки;
4. прогнозувати залишкову несучу здатність конструкцій;
5. розробляти ефективні заходи ремонту, підсилення та захисту споруд.

Особливу увагу в роботі приділено міжнародному досвіду використання електрохімічних методів діагностики. На прикладі дослідження Y. Almashakbeh, E. Saleh та N. Al-Akhras [76] підтверджено високу ефективність методу half-cell potential measurements для раннього виявлення корозії арматури

та оцінювання впливу корозійних процесів на несучу здатність залізобетонних конструкцій. Результати дослідження продемонстрували наявність прямого взаємозв'язку між зміною потенціалів корозії та ступенем деградації конструкцій, що підтверджує перспективність впровадження сучасних електрохімічних методів діагностики в практику технічного обстеження в Україні.

Враховуючи значний рівень фізичного зношення української інфраструктури, а також потребу у відновленні пошкоджених і зруйнованих об'єктів цивільної інженерії, застосування сучасних неруйнівних методів контролю набуває особливого значення. Використання комплексних систем діагностики дозволить підвищити ефективність моніторингу технічного стану мостів, тунелів, транспортної та промислової інфраструктури, а також забезпечити більш обґрунтоване планування реконструкції та ремонтно-відновлювальних робіт.

Подальший розвиток систем моніторингу, цифрових технологій, автоматизованих засобів контролю та технологій штучного інтелекту сприятиме підвищенню точності оцінювання технічного стану залізобетонних конструкцій, оптимізації витрат на їх експлуатацію та забезпеченню належного рівня безпеки об'єктів цивільної інженерії в Україні.

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

Надійність та залишкова несуча здатність залізобетонних конструкцій, які тривалий час експлуатуються в умовах агресивних середовищ промислових та агропромислових комплексів, безпосередньо залежать від кінетики корозійних процесів арматурної сталі. Перехід від хімічного окиснення заліза до суто механічного руйнування бетонної матриці є нелінійним процесом, який докорінно змінює напружено-деформований стан (НДС) елементів, порушує сумісну роботу композита через деградацію зчеплення та створює передумови для раптового крихкого руйнування споруд [2, 9 та ін.].

2.1. Побудова матриці дефектів залізобетонних конструкцій внаслідок корозії арматури з бетоном

Корозійні пошкодження носять системний характер. Для точного моделювання НДС у розрахункових комплексах (МСЕ) дефекти класифікують за їх конструктивними наслідками, наведеними у табл. 2.1.

У межах дослідження закономірностей зміни напружено-деформованого стану (НДС) будівельних конструкцій, будівель і споруд, корозійна деградація розглядається як багатостадійний кінетичний процес. Накопичення продуктів окиснення заліза руйнує монолітність залізобетонного елемента, нелінійно трансформуючи його розрахункову схему з суцільного композитного тіла у дискретну систему з послабленими зв'язками.

Розвиток корозійних пошкоджень можна підпорядкувати наступній хронологічній послідовності (наведено зі стадіями), де кожна фізико-хімічна стадія викликає відповідну перебудову внутрішніх зусиль у перерізі.

Стадія І: Локальний пітінг (виразкова корозія). Виникає внаслідок прориву пасивуючого шару іонами хлоридів. Механічний наслідок – екстремальна концентрація напружень у розтягнутій сталі та ризик раптового крихкого розриву стержня. Розрахункова площа арматури редукується до

ефективного значення $A_{s,eff}$ за законом Фарадея із введенням коефіцієнта неоднорідності α_y .

Стадія II: Радіальний розпір контактної зони. Перехід заліза в гідроксиди супроводжується збільшенням об'єму продуктів корозії у 2,0...6,4 рази. Це викликає внутрішній радіальний тиск розклинювання (P_{rust}). Бетонне кільце навколо арматурного стержня працює на розтяг ($\sigma_{ct} > f_{ct}$). Тимчасово відбувається інтенсифікація зчеплення через ефект геометричного заклинювання в порах.

Таблиця 2.1

Матриця дефектів залізобетонних конструкцій внаслідок корозії

Назва дефекту / пошкодження	Фізико-механічна причина виникнення	Наслідок для конструктивного елемента	Врахування у розрахункових параметрах
локальний «пітінг» (виразка)	хлоридна атака, місцевий прорив пасивуючого шару сталі	екстремальна концентрація напружень, ризик раптового крихкого розриву	зменшення площі до $A_{s,eff}$; введення коефіцієнта α_y
радіальний розпір бетону	збільшення об'єму продуктів корозії (іржі) у 2–6.4 рази	виникнення внутрішнього тиску $P_{rust} > f_{ct}$, мікророзтріскування	зниження модуля деформації бетону в контактній зоні до $E_{c,eff}$
поздовжні тріщини	консолідація радіальних тріщин вздовж осі арматурного стержня	деградація сил тертя та хімічної адгезії, початок просковзування	міцність зчеплення $\tau_{b,max}$ падає на 40...60% від початкової
делямінація (відшарування)	повне відривання бетону в площині армування під тиском іржі	оголення арматури, виключення захисного шару зі сприйняття стиску	розрахунковий переріз бетону зменшується до розмірів робочого ядра

Стадія III: Поздовжні магістральні тріщини. Радіальні мікротріщини консолидуються у поздовжні канали вздовж осі стержня і виходять на поверхню захисного шару. Хімічна адгезія повністю нівелюється, починається зріз бетонних шпонок між рифами періодичного профілю. Вмикається коефіцієнт

деградації бетону $R_{b,corr} < 1,0$, викликаючи стрімке падіння зчеплення на 40....70%.

Стадія IV: Делямінація захисного шару. Тріщини зливаються у єдину площину сколювання по контуру армування. Захисний шар повністю втрачає зв'язок із ядром перерізу й відпадає. Конструкція переходить на розрахункову схему бетонного блоку з ненапруженою затяжкою; ефект зачеплення бетону між тріщинами (*tension stiffening*) анулюється.

Стадія V: Корозійне випучування стиснутих стержнів. Деградація хомутів малого діаметра через меншу товщину їхнього захисного шару призводить до втрати бічного утримування поздовжньої арматури в колонах. Розрахункова довжина поздовжнього згину стержня l_0 стрибкоподібно збільшується до фактичного кроку хомутів S , провокуючи лавиноподібне руйнування колони.

2.2. Поетапна деградація та відшарування захисного шару в часі

Процес відшарування захисного шару бетону від арматурного стержня є функцією часу та величини накопичених продуктів окиснення. Нижче наведено розрахунково-графічну схему деградації НДС контактної зони.

В інженерній практиці процес відшарування захисного шару бетону від арматурних стержнів під дією корозії моделюється як дискретно-часова трансформація напружено-деформованого стану (НДС). Цей процес не є лінійним і розглядається у межах класичної концепції життєвого циклу залізобетону К. Тутті (K. Tuutti) [1], де повний строк служби елемента поділяється на дві ключові стадії: стадію ініціації (t_{init}) та стадію поширення (пропагації) дефектів (t_{prop}).

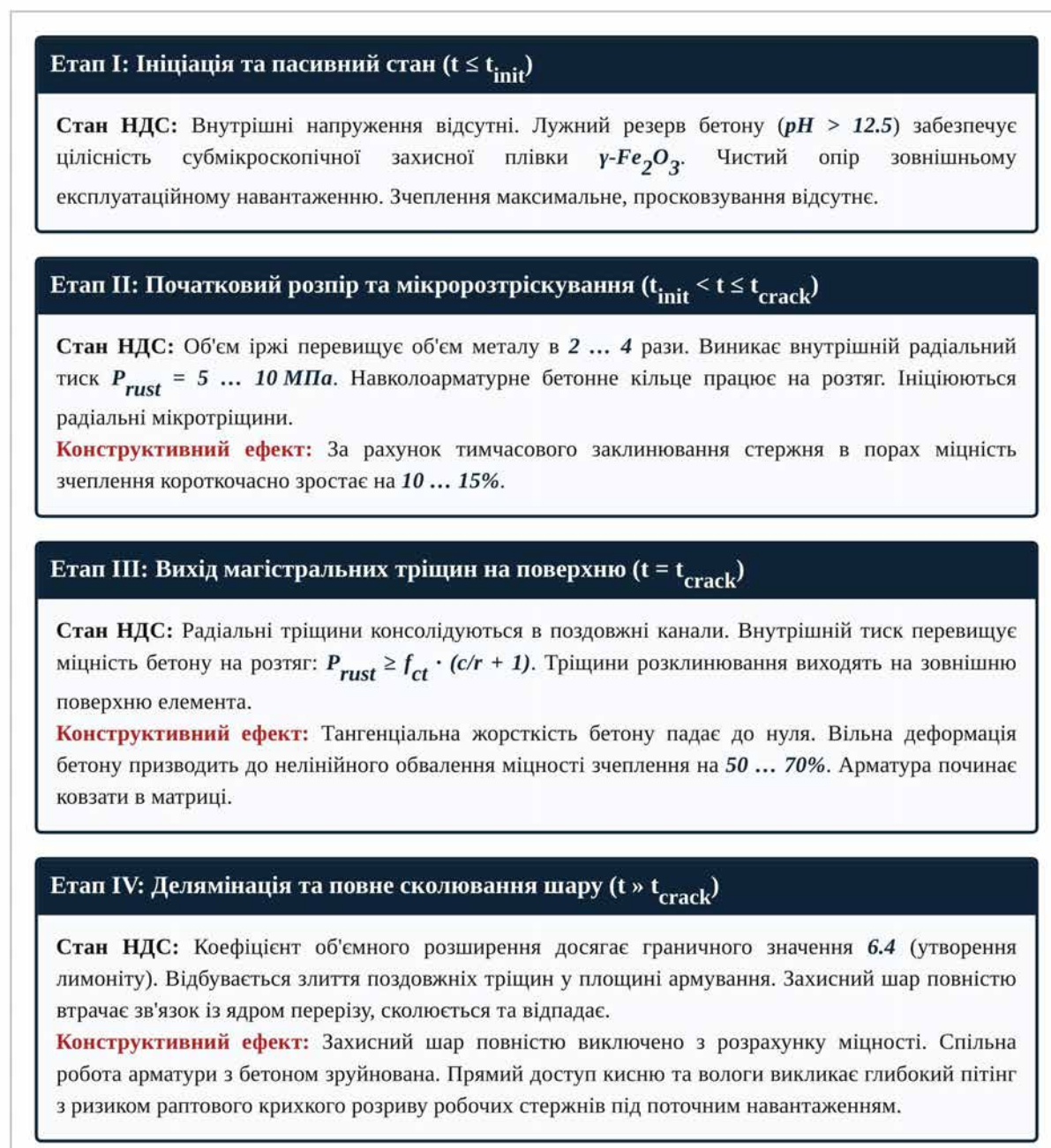


Рис. 2.1. Графічна схема поетапної деградації НДС та відшарування захисного шару бетону в часі

Поетапне моделювання деградації захисного шару в часі доводить, що **геометричний критерій** (ширина розкриття поздовжніх тріщин від розпору) є **первинним індикатором аварійності НДС конструкції**. Досягнення етапу делямінації вимагає негайного виключення захисного шару з розрахунків міцності за МСЕ та переходу до проектування систем зовнішнього підсилення (наприклад, композитними CFRP-матеріалами) для відновлення монолітності й анкерування робочої арматури.

2.3. Розрахункові схеми та формульний апарат зміни напружено-деформованого стану зчеплення арматури з бетоном при корозії

В основі моделі лежить розрахунок граничних дотичних напружень зчеплення $\tau_{b,\max}$ залежно від поточного ступеня корозії Q_{corr} (відсоткової втрати маси сталі):

$$\tau_{b,\max} = R_{b,corr} \cdot [\tau_{b0} \cdot e^{-k \cdot Q_{corr}} + \sigma_{rust} \cdot tg\varphi] \quad (1.1)$$

У моделі Коронеллі [10, 11] під параметром φ розуміється кут внутрішнього тертя на контакті «*арматура – шар іржі – бетон*». Відповідно, тригонометрична функція $tg\varphi$ є коефіцієнтом внутрішнього тертя.

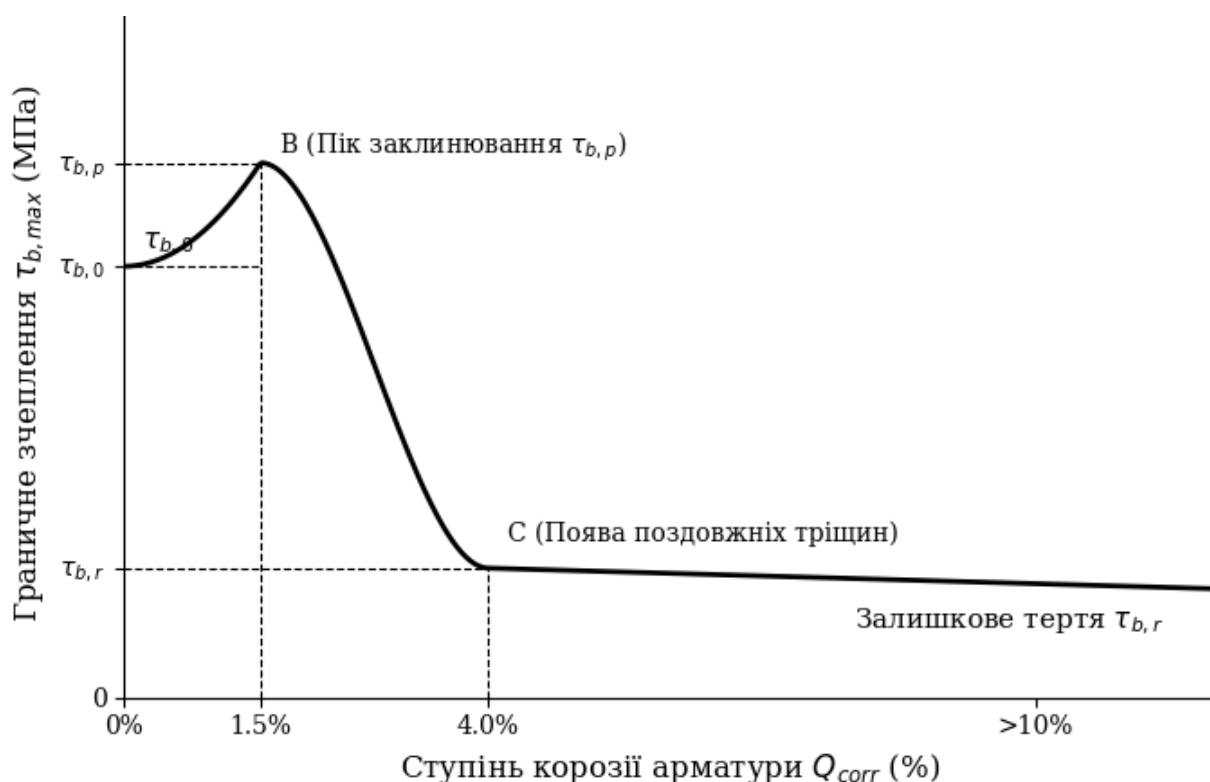


Рис. 2.2. Нелінійна модель деградації зчеплення арматури з бетоном при корозії

У класичному залізобетоні [2, 12] зчеплення нового стержня забезпечується **трьома чинниками**: хімічною адгезією (склеюванням), силами

чистого тертя та механічним зачепленням виступів (рифів) періодичного профілю.

Коли розвивається глибока корозія, зачеплення рифів руйнується (іржа зрізає або зминає бетонні шпонки), а хімічна адгезія зникає взагалі. Композит переходить у стан, який у механіці ґрунтів та сипучих середовищ описується законом тертя Кулона.

Кут φ показує, під яким кутом до контактної поверхні сталі спрямоване сумарне зусилля взаємодії між стержнем і бетоном крізь пухкий прошарок оксидів заліза.

Параметр, який використовується саме як $tg\varphi$ використовується та працює як пряма аналогія з класичною фізикою (закон Амонтона-Кулона для тертя). Щоб отримати зсувну силу (у нашому випадку – дотичні напруження зчеплення τ , які не дають стержню висмикнутися), потрібно силу нормального притиску (контактні напруження σ_{rust}) помножити на коефіцієнт тертя f , тобто

$$f = tg\varphi. \quad (2.2)$$

Кут φ у розрахунках може приймати наступні чисельні значення. В інженерній практиці та під час чисельного моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій а моделлю Коронеллі [10] приймаються такі нормативні значення:

→ для чистої та гладкої сталі (без іржі) коефіцієнт тертя становить $tg\varphi \approx 0,5...0,6$ (кут $\varphi \approx 26^\circ...31^\circ$)

За наявності іржі (що трансформується у пухкий вологий прошарок феригідритів) умови тертя різко погіршуються. Іржа починає працювати як тверде або напівсухе мастило. Коефіцієнт тертя знижується до $tg\varphi \approx 0,3...0,4$ (що відповідає куту внутрішнього тертя $\varphi \approx 17^\circ...22^\circ$).

Під час аналізу залишкові ресурсу залізобетонної конструкції, побудова графіку (рис. 2.2), його нижнє горизонтальне плато (зона залишкового тертя $\tau_{b,r}$) утримується суворо за рахунок цього параметра.

Навіть якщо захисний шар бетону повністю потріскався, поперечні хомути колони чи балки продовжують стягувати переріз і створювати хоч якісь мінімальні напруження σ_{rust} . Множачи ці залишкові напруження на коефіцієнт тертя іржі $tg\varphi$, отримуємо ту саму мінімальну несучу здатність $\tau_{b,r}$ яка рятує конструкцію від миттєвого повного висмикування арматури та катастрофічного обвалення (руйнування) конструкції.

Коефіцієнт $R_{b,corr}$ – це математичний зв'язок між шириною тріщин у захисному шарі бетону та залишковою міцністю зчеплення. Він показує наступне: як тільки бетон навколо стержня розтріскується від розпору іржею, його здатність чинити опір зминанню виступами арматури падає за гіперболічним законом, що тягне за собою обвальне падіння напружено-деформованого стану усього елемента.

Фізичний зміст коефіцієнту $R_{b,corr}$ полягає у наступному. Якщо міцність бетону максимальна 1(00%), ніякого зниження зчеплення через дефекти бетонної матриці не відбувається. Як тільки корозія розвивається, знаменник стає більшим за одиницю, а сам коефіцієнт $R_{b,corr}$ стає меншим за одиницю (наприклад, 0,4....0,6), нелінійно зменшуючи підсумкове зчеплення $\tau_{b,max}$.

Етап 1. Опис висхідної гілки (від нуля до піку)

На самому початку корозії Q_{corr} становить від 0% до 1,5% головну роль відіграє член формули $\sigma_{rust} \cdot tg\varphi$.

– σ_{rust} — нормальні контактні напруження стиску (радіальний тиск обтиску), викликані об'ємним розширенням продуктів корозії арматури. Тобто це внутрішній радіальний тиск від іржі, яка виникає внаслідок корозії арматурного стержня у бетонній матриці, яка розбухає.

– $tg\varphi$ — коефіцієнт тертя на контакті металу й бетону (зазвичай приймається в межах від 0,3....0,4).

Фізичний зміст цього процесу полягає у наступному: оскільки бетонне кільце навколо арматури ще ціле, тиск σ_{rust} стрімко зростає. Він множиться на

коефіцієнт тертя і штучно піднімає тримальну здатність контакту вище початкового рівня τ_{b0} (спостерігається підйом кривої до пікової точки τ_{bp}).

Етап 2. Опис стрімкого падіння (кризова ділянка)

Коли ступінь корозії перевищує 1,5%, тиск іржі стає критичним і руйнує бетон. У формулі вмикається коефіцієнт $R_{b,corr}$ (коефіцієнт міцності «розтрісканого» бетону):

$$R_{b,corr} = \frac{1}{1} + k_w \cdot \frac{\varepsilon_{c,t}}{\varepsilon_{c0}}, \quad (2.2)$$

де $\varepsilon_{c,t}$ — це деформація розтягу бетону в тангенціальному напрямку (тобто ширина розкриття тріщин). Цю деформацію ще називають деформацією розтягу бетону від розпору. Це ключовий динамічний параметр. Оскільки іржа розклинює бетонне кільце навколо стержня, у бетоні виникають розтягуючі напруження, тобто $\varepsilon_{c,t}$ — це усереднені тангенціальні деформації розтягу по колу контактної зони.

Іншими словами, цей параметр прямо пов'язаний із сумарною шириною розкриття поздовжніх тріщин, які можна спостерігати бачите на поверхні залізобетонних конструкцій балок, колон плит. Чим ширші тріщини в захисному шарі, тим більша величина $\varepsilon_{c,t}$, тим більший знаменник і тим ближче зчеплення до нуля.

У формулі (2.2) під значенням ε_{c0} розуміється деформація бетону, яка відповідає досягненню піку міцності при чистому одноосному стиску (для більшості звичайних бетонів залізобетонних конструкцій вона приймається на рівні від 0,002).

Відношення $\frac{\varepsilon_{c,t}}{\varepsilon_{c0}}$ показує порівняння фактичного розтягування бетону від

іржі з його граничною здатністю тримати стиск. Це є безрозмірна міра аварійності стану контактної зони.

Коефіцієнт k_w (коефіцієнт ефективності тріщини) – це емпіричний коефіцієнт, який враховує тип армування та геометрію перерізу (коефіцієнт зчеплення рифів). Зазвичай у розрахунках за моделлю Коронеллі він приймається в діапазоні від $k_w = 0,005 \dots 0,01$.

Він визначає «швидкість» падіння міцності бетону: чим вище значення k_w , тим чутливіший бетон до появи мікротріщин і тим швидше руйнується спільна робота композита на другому етапі деградації.

У класичній модифікації моделі Коронеллі коефіцієнт k_w відображає чутливість контактної зони «бетон-арматура» до розтріскування. Його величина напряду залежить від крихкості та міцності матриці:

Для важких бетонів низьких класів (від C8 до C16) коефіцієнт k_w знаходиться в межах $0,0035 \dots 0,0051$, що вказує на відносно низьку швидкість деградації зчеплення при появі перших пор і мікротріщин.

Проте для конструкцій із високоміцних важких бетонів класу C40–C50 коефіцієнт ефективності тріщини нелінійно зростає майже втричі – до рівня $0,0085 \dots 0,0096$. Це математично обґрунтовує високу чутливість жорстких високоміцних бетонних матриць до розпору продуктами корозії: при однаковій ширині розкриття поздовжніх тріщин $\varepsilon_{c,t}$ у формулі Коронеллі, падіння міцності зчеплення $\tau_{b,\max}$ у бетоні C50 відбуватиметься значно швидше та агресивніше, ніж у бетоні низьких класів.

Фізичний зміст цього процесу полягає у наступному: як тільки бетон тріскається, значення $\varepsilon_{c,t}$ стрімко зростає, через що знаменник збільшується, а сам коефіцієнт $R_{b,corr}$ падає значно менше одиниці. Він починає «гасити» всю формулу. Водночас через зминання профілю арматури починає зменшуватися і ліва частина в дужках $\tau_{b0} \cdot e^{-k \cdot Q_{corr}}$. На графіку це відображається як різке нелінійне падіння кривої вниз, рис. 2.2.

Етап 3. Опис залишкового плато (нижня горизонтальна лінія, рис. 2.2)

При глибокій корозії ($Q_{corr} > 4,0\% \dots 5,0\%$) захисний шар бетону у залізобетонній конструкції повністю відшаровується.

Експонента $e^{-k \cdot Q_{corr}}$ через велике значення корозії наближається до нуля (це означає, що зачеплення виступів арматури за бетон повністю зникло — профіль арматури «з'їдено» або «зрізано»).

Фізичний зміст цього процесу полягає у наступному: уся ліва частина формули анулюється. Залишається лише мінімальний доданок від залишку внутрішнього тиску (якщо є хомути, які ще стримують стержень) або просто сила чистого тертя голої арматури об іржу. Крива на графіку (рис. 2.1) вирівнюється в горизонтальне плато залишкового тертя $\tau_{b,r}$.

Отже, модель Коронеллі [10, 11] математично доводить наступне твердження: **не можна оцінювати несучу здатність пошкодженої конструкції лише за залишком «чистого» діаметра арматурної сталі.** Навіть якщо арматура втратила всього 3% своєї маси (стержень візуально майже не змінився), зчеплення з бетоном уже може бути втрачено на 60–70% через поздовжні тріщини, і конструкція просто перестане працювати як залізобетона, перетворившись на звичайний бетон із ненапруженою затяжкою всередині.

3. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

3.1. Генеральний план

Майданчик під будівництво корівника на 100 голів ВРХ розташований на південно-східній околиці м. Вижниця Чернівецької області.

Майданчик будівництва площею 0,5 га розташований у передмісті м. Вижниця. Географічно ділянка межує з фруктовим садом на півночі та орними землями на заході. На східній стороні, на нормативній відстані 500 метрів, розташовані межі селітебної забудови міста. З південного та південно-східного напрямків майданчик відокремлений від залізничної колії захисною лісосмугою.

За результатами інженерних вишукувань, рельєф ділянки оцінюється як спокійний. Територія характеризується сприятливими гідрогеологічними умовами: вона не підтоплюється паводковими водами, розташована поза зонами залягання корисних копалин та не має ризиків виникнення зсувних чи інших руйнівних процесів. У кліматичному відношенні враховано пануючі південно-східні вітри, які досягають найбільшої сили в січні. Відведення земельної ділянки під будівництво тваринницького об'єкта повністю узгоджено з профільними державними інстанціями та службами.

Архітектурно-просторова композиція генплану базується на чіткому функціональному зонуванні території, що гарантує дотримання протипожежних і санітарних розривів. Виділено три ключові зони: передскладову, основну виробничу (де розташовано будівлю корівника) та підсобно-складську. Передскладова зона забезпечує зовнішні логістичні зв'язки, містить зони стоянки та розвороту транспорту. Підсобна зона безпосередньо взаємодіє з виробничим блоком і має автономний ізольований виїзд на загальну мережу доріг.

Безпека та обмеження доступу на об'єкт реалізовані через влаштування периметрального огородження зі збірного залізобетону. Схема внутрішньомайданчикових проїздів розроблена таким чином, щоб мінімізувати перетин супутніх транспортних потоків.

З метою забезпечення належного санітарно-гігієнічного та естетичного стану промислового майданчика запроєктовано комплекс заходів із благоустрою та інженерної підготовки території:

По-перше, передбачено розвинути систему озеленення, яка виконує як естетичну, так і захисну функцію. По периметру відведеної ділянки запроєктовано лінійну (рядову) посадку дерев, що створює щільний зелений щит. На майданчиках, призначених для відпочинку працівників, передбачено ландшафтне упорядкування за рахунок композиційного групування декоративних дерев і чагарників.

По-друге, схему вертикального планування території розроблено на основі детального аналізу топографічних умов. Проектні відмітки визначені таким чином, щоб мінімізувати обсяги земляних робіт, зберегти природний гідрологічний режим місцевості та забезпечити ефективний самопливний рух поверхневих стоків.

По-третє, вирішено питання екологічної безпеки в частині утилізації атмосферних опадів. Збір та відведення поверхневих вод із території здійснюється мережею зливової каналізації. Для виключення залпових скидів забрудненої води в навколишнє середовище, стоки спрямовуються у два накопичувальні резервуари об'ємом 1000 м³ кожен. Зібрані об'єми води проходять цикл регульованого перекачування на очисні споруди, що повністю відповідає сучасним вимогам водоохоронного законодавства.

Знятий родючий шар використовується для рекультивації орних земель.

Мережа внутрішніх доріг запроєктована з виконанням протипожежних заходів [35]. Ширина проїжджої частини основних доріг становить 7,0 м, а другорядних 4,5 м. Пішохідні доріжки та тротуари прийняті шириною 1,5м.

3.2. Об'ємно-планувальне рішення

Будівля корівника є одноповерховою, прямокутною у плані. Розміри прямокутника становлять 96 на 18м. Висота до основних несучих конструкцій покриття становить 2,8м.

До складу будівлі корівника входять: вентиляційні камери, секції для утримання худоби, вагова, кімната обслуговуючого персоналу, санвузли.

Будівлю корівника запроєктовано за другим класом наслідків (відповідальності) СС2 [20] із забезпеченням другого ступеня вогнестійкості будівельних конструкцій [35]. Пожежно-технічна класифікація приміщень об'єкта встановлена диференційовано залежно від їхнього технологічного призначення. Зокрема, приміщення компресорної відноситься до категорії Б за вибухопожежною та пожежною небезпекою, вентиляційні камери відповідають категорії В, тоді як основні виробничі зали утримання худоби та допоміжні блоки класифіковано за категорією Д.

За санітарно-гігієнічними характеристиками виробничі процеси на підприємстві відносяться до груп IVa і Пд. Об'ємно-планувальна структура споруди базується на чіткому розмежуванні «теплого» та «холодного» температурних контурів за допомогою розділяючих транспортно-технологічних коридорів, що дозволяє оптимізувати енергетичну ефективність об'єкта та забезпечити нормативний мікроклімат.

Несучий каркас будівлі вирішено за стійково-балочною конструктивною схемою із застосуванням уніфікованих збірних залізобетонних елементів промислового призначення. Сітка колон прийнята з кроком 6 метрів при прольоті залізобетонних балок покриття довжиною 18 метрів. Для забезпечення внутрішньозаводської логістики, а також виконання вантажно-розвантажувальних операцій проєктом передбачено спеціалізовану автомобільну платформу. Санітарно-побутова інфраструктура інтегрована безпосередньо в об'єм корпусу, причому радіус доступності до санітарних вузлів від найвіддаленіших робочих місць відповідає вимогам ергономіки і не перевищує нормативні 75 метрів. Для обслуговуючого персоналу в структурі побутового блоку облаштовано кімнати відпочинку.

Загальний комплекс протипожежних заходів розроблено у суворій відповідності до чинних нормативних документів у галузі безпеки будівель і споруд. Усі основні несучі та огорожувальні конструкції корпусу виконані з негорючих матеріалів. Огорожувальні конструкції вентиляційних камер також

зводяться виключно з негорючих матеріалів, зокрема з повнотілої цегли та пінобетонних блоків. Ефективна теплоізоляція стін та покриття прийнята з жорстких мінераловатних плит на бітумному зв'язуючому з граничним вмістом бітуму до 15 відсотків, що дозволяє класифікувати її як важкогорючий матеріал. Конструктивний захист ізоляційного шару забезпечується влаштуванням штукатурки по надійній металевій сітці. З метою локалізації можливих осередків займання та запобігання прихованому поширенню вогню, теплоізоляційний масив розсікається вогнестійкими протипожежними поясами з пінобетону на замкнені відсіки, площа яких не перевищує 100 квадратних метрів.

Безпека персоналу у разі виникнення надзвичайних ситуацій гарантується проєктними рішеннями шляхів евакуації, згідно з якими двері всіх приміщень відчиняються виключно в бік евакуаційних виходів. Безпосередня евакуація людей з приміщень будівлі забезпечується через центральний розподільчий коридор, який має достатнє природне освітлення. Для покращення умов праці та інсоляції у побутових приміщеннях додатково передбачено влаштування зенітного освітлення.

Зважаючи на високу вологість середовища та постійну присутність біогенних газовмісних виділень, притаманних тваринницьким об'єктам, антикорозійний захист будівельних конструкцій враховує комплекс спеціальних інженерних вимог. Залізобетонні елементи каркаса виготовляються зі збільшеною товщиною захисного шару бетону до робочої арматури, а для формування самих елементів застосовується бетон підвищеної щільності з нормованим класом по морозостійкості не менше F150. Сталеві закладні деталі залізобетонних конструкцій, а також усі з'єднувальні монтажні вузли підлягають первинному антикорозійному захисту методом гарячого цинкування в заводських умовах. Наступний довготривалий захист металу на майданчику забезпечується нанесенням хімічно стійкого лакофарбового покриття, що складається з одного шару ґрунтовки ГФ-020 та чотирьох послідовних шарів перхлорвінілової емалі ХВ-124.

3.3. Конструктивне рішення будівлі корівника

Природною основою ґрунту під фундаменти виступають суглинки жовто-бурі, жовто-сірі, темнуваті з відповідними добавками заліза $\varphi = 24^\circ$; $e = 15 \text{ МПа}$; $\rho = 1.96 \frac{\text{г}}{\text{см}^3}$; $E = 14 \text{ МПа}$.

Фундаменти під колони каркаса — збірні залізобетонні, стаканного типу, виконані з бетону класу С12/15. Захист підземних конструкцій від міграції капілярної вологи та агресивного впливу ґрунтового середовища передбачено шляхом влаштування двошарової обмазувальної гідроізоляції бітумними мастиками по підготовленій основі.

Просторову жорсткість та стійкість будівлі забезпечено конструктивною схемою повного каркаса із застосуванням уніфікованих збірних залізобетонних елементів (колон та ригелів/ферм). Огороджувальні конструкції запроєктовані з керамзитобетонних панелей завтовшки 250 мм, що задовольняє вимогам теплотехнічного розрахунку для будівель сільськогосподарського призначення. Внутрішній простір розмежовано збірними залізобетонними панелями та локальними ділянками цегляної муровки.

Покрівля будівлі — суміщена, з внутрішнім водовідведенням. Конструктивний піріг покриття включає пароізоляційний шар, ефективний плитний утеплювач (пінополістирол) та багатошаровий рулонний гідроізоляційний килим із захисним гравійним посипанням. Формування нормативних ухилів до водостічних лійок виконано за рахунок набетонки з керамзитового гравію.

Конструкції підлог та їх експлуатаційні шари оптимізовано під специфіку мікроклімату тваринницького приміщення, що характеризується постійною підвищеною вологістю, низькими температурами в зимовий період та інтенсивним впливом біогенних хімічно агресивних речовин. Для забезпечення нормативних теплотехнічних показників у зонах відпочинку тварин передбачено теплоізоляційний шар із керамзитобетону або керамзитового гравію розрахункової товщини.

Теплоізоляція стін прийнята з жорстких мінераловатних плит на бітумній зв'язці з $\rho = 300 \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$.

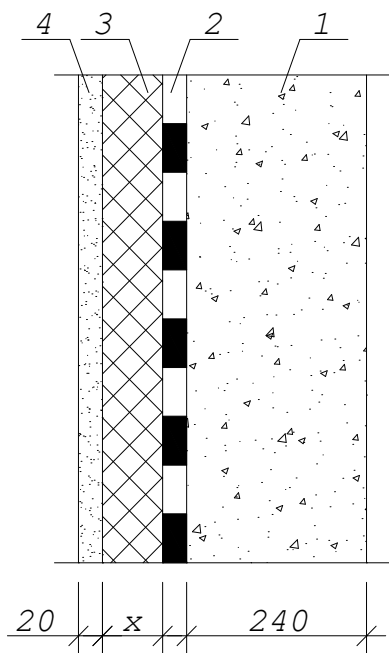
Віконні і дверні блоки прийняті за діючими нормами та ДСТУ м'ясо-молочної промисловості.

Організація технологічних прорізів та параметри внутрішнього середовища

Забезпечення логістики та безперервного руху технологічного й обслуговуючого автотранспорту в будівлі вирішено шляхом влаштування в'їзних прорізів зі змінною габаритною висотою. Заповнення цих прорізів передбачено ізоляційними воротами та дверима серійного виробництва за номенклатурними каталогами сертифікованих заводів-виготовлювачів.

Комплекс рішень із внутрішнього оздоблення розроблено з урахуванням вимог ергономіки, виробничої санітарії та охорони праці. Кольорове рішення інтер'єрів спрямоване на зниження загального рівня втомлюваності працівників, мінімізацію ризиків виробничого травматизму та стимулювання продуктивності праці за рахунок створення раціонального світлового фону.

Для оптимізації освітленості робочих зон поверхні стель усіх основних приміщень підлягають фарбуванню у білий колір із високою відбивною здатністю. Стіни приміщень із мокрим та вологим режимами (зокрема, санвузлів) передбачено захистити від капілярного зволоження шляхом облицювання білою глазурованою плиткою, що полегшує регулярне санітарне очищення (окрім стін венткамери).



Елементи технологічного обладнання мають світле кремове пофарбування з матовою фактурою для виключення появи бліків. Інженерні комунікації, включаючи трубопроводи та вентиляційні аерокороби, візуально інтегруються в інтер'єр завдяки фарбуванню в тон основних огорожувальних конструкцій, а їхня

ідентифікація забезпечується нанесенням стандартних кольорових розпізнавальних кілець.

3.4. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Вихідні дані до розрахунку стіни

$$t_{\text{в}} = -30^{\circ}\text{C}$$

$$t_{\text{н}} = 9.6^{\circ}\text{C}$$

$$\alpha_{\text{в}} = 8.7$$

$$\alpha_{\text{н}} = 23$$

$$\kappa_0 = 0.16$$

1-й шар – керамзитобетонна панель $\gamma = 1200 \text{ кг/м}^3$ $\delta = 0.24\text{м}$; $\lambda = 0.52 \text{ ккал/м}$

2-й шар – пароізоляція; $\delta = 0.066\text{м}$; $\lambda = 0.27 \text{ ккал/м}$

3-й шар – утеплювач:

Рис. 3.1. Розріз по стіні

1-й варіант – жорсткі мінераловатні плити

$$\delta = x \text{ м}; \lambda = 0.052 \text{ ккал/м}$$

$$2\text{-й варіант – ПСБ}; \delta = x \text{ м}; \lambda = 0.037 \text{ ккал/м}$$

$$4\text{-й шар – штукатурка}; \delta = 0.02\text{м}; \lambda = 0.93 \text{ ккал/м}$$

$$R_0^{\text{факт}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + x + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} = \frac{1}{8.7} + \frac{0.24}{0.52} + \frac{0.066}{0.27} + x + \frac{0.02}{0.93} + \frac{1}{23} = 0.144 + 0.46 + 0.022 + x + 0.021 + 0.043 = 0.66 + x$$

Розрахунок $R_0^{\text{факт}}$ проводимо по за [21]

$$R_0 = 0.66 + x, \quad \text{де} \quad x = \frac{\delta}{\lambda}$$

$$R_0^{\text{мп}} \geq R_0 = 0.66 + x = 0.66 + \frac{\delta}{\lambda}$$

$$R_0^{\text{мп}} = \frac{1}{R} = \frac{1}{0.16} = 6.25$$

$$6.25 = 0.66 + \frac{\delta}{\lambda} \quad \text{звідси}$$

$$\delta = (6.25 - 0.66)\lambda \text{ (м)}$$

Варіант I (ЖМВП)

$$\delta = (6.25 - 0.66) \cdot 0.052 = 0.29\text{м}$$

Варіант II (ПСБ)

$$\delta = (6.25 - 0.66) \cdot 0.037 = 0.21 \text{ м}$$

I-й варіант

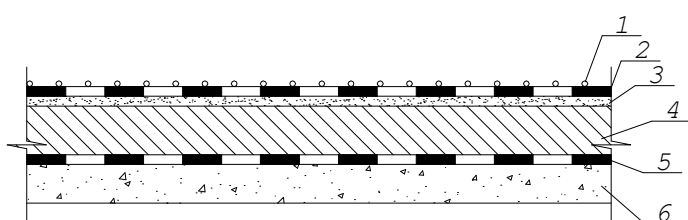
Приймаємо ЖМВП товщиною 350мм.

II-й варіант

Приймаємо ПСБ товщиною 250мм.

3.5 Теплотехнічний розрахунок покритті корівника

Вихідні дані



$$t_{\text{в}} = -30^{\circ}\text{C}$$

$$t_{\text{н}} = 9.6^{\circ}\text{C} \text{ (ДБН[23])}$$

$$\alpha_{\text{в}} = 8.7$$

$$\alpha_{\text{н}} = 23$$

$$\kappa_0 = 0.16$$

Рис. 3.2 Розріз конструкції покриття

1-й шар – захисний шар

гравію; $\delta = 0.01 \text{ м}$; $\lambda = 0.23 \text{ ккал/м}$

2-й шар – плити з 5-ти шарів руберойду на бітумній мастиці; $\delta = 0.02 \text{ м}$;
 $\lambda = 0.17 \text{ ккал/м}$

3-й шар – цементна стяжка; $\delta = 0.02 \text{ м}$; $\lambda = 0.93 \text{ ккал/м}$

4-й шар – утеплювач (ЖМВП); $\delta = x \text{ м}$; $\lambda = 0.052 \text{ ккал/м}$

5-й шар – пароізоляція; $\delta = 0.006 \text{ м}$; $\lambda = 0.27 \text{ ккал/м}$

6-й шар – залізобетонні плити покриття; $\delta = 0.03 \text{ м}$; $\lambda = 2.04 \text{ ккал/м}$

$$R_0^{\text{факт}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + R_1 + R_2 + R_3 + R_4 + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + x + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} = \frac{1}{8.7} + \frac{0.01}{0.23} + \frac{0.02}{0.17} + \frac{0.02}{0.93} + x + 0.022 + 0.014 + 0.043 = 0.374 + x$$

$$R_0^{\text{мп}} = \frac{1}{K_0} = \frac{1}{0.16} = 6.25$$

$$R_0^{\text{мп}} \leq R_0^{\text{ф}} = 0.374 + x; \quad x = 6.25 - 0.374 = 5.876$$

$$\frac{\delta}{\lambda} = 5.876; \quad \delta = 5.876 \cdot \lambda = 5.876 \cdot 0.052 = 0.306 \text{ м}$$

Приймаємо товщину огорожуючої конструкції, яка становить $\delta = 350 \text{ мм}$.

У будівлі запроєктовано систему примусової загальнообмінної вентиляції з розміщенням агрегатів у венткамерах на першому поверсі. Розрахунковий повітрообмін забезпечується мережею припливних повітроводів прямокутного профілю. Трасування мереж виконано з тонколистової оцинкованої сталі. Вибір матеріалу обумовлений необхідністю забезпечення аеродинамічних показників, вологостійкості та стійкості повітрярозподільних каналів до специфічних газових виділень, притаманних даному типу об'єктів.

4. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

4.1 Розрахунок залізобетонної балки покриття

4.1.1 Вихідні дані для розрахунку балки

Покрівля є плоскою і має малий ухил

Поздовжній крок колон становить 16м; проліт становить 18м.

Балка виготовлена з важкого бетону, класу С40/45. Цей бетон має розрахункові характеристиками $f_{cd} = 25.0\text{МПа}$; $f_{ck} = 32.0\text{МПа}$; $f_{ct} = 1.45\text{МПа}$; $E_{cm} = 32.5 \times 10^5$ для бетону який пропарюється.

Арматура напружена з канатів класу 18А600С з характеристиками $f_{yk} = 1295\text{МПа}$; $f_{yd} = 1080\text{МПа}$; $R_{se} = 400\text{МПа}$; $E_s = 18.0 \times 10^4\text{МПа}$.

Поперечну арматуру приймаємо із сталі А400С, конструктивну із А240С, і Вр-I у відповідності до ДСТУ 3760:2019 [52].

Натяг арматури проводимо на упори стендом.

Різницю температури напруженої арматури і натяжних кріплень приймаємо $\Delta t = 63^\circ\text{C}$.

Визначаємо навантаження, що діють на конструкцію балки

Збір навантажень на балку

Таблиця 4.1

№ п/п	Назва навантажень	Нормативне навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження $\frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$
1	2	3	4	5
1	Захисний шар гравію	0.10	1.3	0.13
2	Рулонна покрівля	0.15	1.2	0.18
3	Цементна стяжка $\delta = 15\text{мм}$	0.30	1.3	0.39
4	Утеплювач, пінобетон $\delta = 100\text{мм}$; $\gamma = 50\text{кПа}$	0.50	1.2	0.60
5	Пароізоляція	0.05	1.3	0.065
6	Збірні залізобетонні плити покриття	1.80	1.1	1.98
	Разом:	3.0		3.47

Власна вага балки покриття із урахуванням [23]:

Попередньо визначаємо площу поперечного перерізу за наступною залежністю:

$$A = 0.12 \cdot 0.89 \cdot 0.12 + (0.38 - 0.12) \cdot 0.24 + (0.28 - 0.12) \cdot 0.25 = 0.2065 \text{ м}^2$$

Вага 1 м.п. балки буде : $g_n = 0.2065 \cdot 25 = 5.15 \text{ кН/м}$

Нормативне постійне навантаження на конструкцію балки для розрахунку за граничними станами другої групи буде:

→ маса балки – 5.15 кН/м

→ маса покрівлі – $3.0 \cdot 9.0 = 27.0 \text{ кН/м}$

Разом – 32.15 кН/м .

Розрахункове постійне навантаження становить:

→ маса покрівлі – $3.47 \cdot 9.0 = 31.4 \text{ кН/м}$

→ маса балки – $5.15 \cdot 1.1 = 5.65 \text{ кН/м}$

Разом – 37.05 кН/м

Снігове навантаження для м. Вижниця Чернівецької області за ДБН [23].

Нормативне погонне навантаження буде дорівнювати:

$$1.0 \cdot 9.0 = 9.0 \text{ кН/м}$$

Розрахункове погонне навантаження визначаємо

$$1.0 \cdot 1.4 \cdot 9.0 = 12.6 \text{ кН/м}$$

Визначення зусиль: згинальних моментів і поперечних сил.

Розрахункова схема балки – однопролітна нерозрізна на рухомих опорах.

Розрахункові зусилля визначаються за формулами:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{8} = \frac{(37.05 + 12.6) \cdot 18^2}{8} = 895 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{g \cdot l_0}{2} = \frac{(37.05 + 12.6) \cdot 18}{2} = 294 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Нормативні зусилля будуть дорівнювати:

$$M^n = \frac{g^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{(32.15 + 9.0) \cdot 18^2}{8} = 740.0 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{g^n \cdot l_0}{2} = \frac{(32.15 + 9.0) \cdot 18}{2} = 246 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

2.1.2 Підбір перерізу поздовжньої арматури

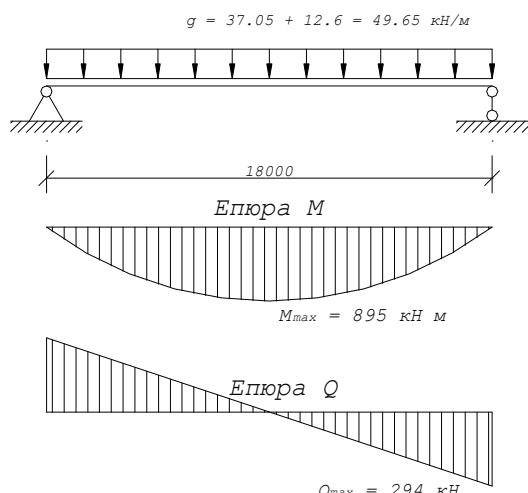


Рис. 4.1 Епюра внутрішніх зусиль: M і Q за довжиною балки

Визначаємо значення попереднього напруження арматури σ_{sp} класу Ø18A600С

$$\sigma_{sp} = \frac{R_s}{1.05} = \frac{10.80}{1.05} = 1030 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{sp} = \sigma_0 + R \cdot \sigma_{sp} \leq R \cdot S_{ser}$$

Площа перерізу напруженої арматури визначається з умов тріщиностійкості [42]

$$A_n = \frac{M}{\beta \cdot \sigma_{sp} \cdot h_0} = \frac{89500}{0.55 \cdot 103.0 \cdot 76.5} = 79.7 \text{ см}^2$$

$$h_0 = h - a = 89.0 - \frac{25.2}{2} = 76.5$$

Визначається площа перерізу робочого армування з умов міцності:

$$A_s = \frac{M}{0.9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{89500}{0.9 \cdot 7.6 \cdot 108.0 \cdot 865} = 12.0 \text{ см}^2$$

Приймаємо 14 хомутів класу 15К-7

$$A_n = 14 \cdot 1.475 = 19.87 \text{ см}^2 > 19.7 \text{ см}^2$$

Визначення геометричних характеристик приведенного перерізу

Визначаємо відношення модулів пружності арматури і важкого бетону

$$n = \frac{E_a}{E_{\sigma}} = \frac{180.0}{32.5 \times 10^{-3}} = 5.52$$

Момент опору приведенного перерізу для нижньої розтягнутої грані при напруженій роботі матеріалів

$$W_0 = \frac{I_n}{y} = \frac{2208800}{46} = 48200 \text{ см}^3$$

Визначається момент опору для верхньої грані конструкції балки

$$W'_0 = \frac{I_n}{h - y} = \frac{2208800}{89 - 46} = 51600 \text{ см}^3$$

Визначення геометричних характеристик попереднього перерізу балки

$$y = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{A_n} = \frac{101500}{2209} = 46 \text{ мм}$$

$$I_n = \sum A_i (y - y_i)^2 + \sum \frac{A_i \cdot h_i^3}{12} = 228800 \text{ см}^4$$

Таблиця 4.2

Площа A_i , см	y_i , см	A_i, y_i	$y-y_i$, см	$A_i(y-y_i)^2$	$\frac{b_i \cdot h_i^3}{h}$
$(b'_n - b)h = (38 - 12) \times 24 = 624$	$h - 0.5h'_n = 89 - 0.5 \cdot 24 = 77$	4800	$46 - 77 = -31$	62400	30000
$(b_n - b)h_n = (28 - 12) \times 25 = 400$	$0.5 \cdot h_n = 0.5 \cdot 25 = 12.5$	5000	$46 - 12.5 = 33.5$	46200	21000
$b_i \cdot h = 12 \cdot 89 = 1080$	$0.5h = 0.5 \cdot 89.0 = 44.5$	48500	$46 - 44.5 = 1.5$	2420	975000
$n \cdot A_n = 5.3 \cdot 19.81 = 105$	$a = 12.5$	7300	$46 - 12.5 = 33.5$	116000	
$A_n = 2209$	$S_n = 4A_i \cdot y_i = 107500$			$\Sigma 1182800$	1026000

Момент опору перерізу зі врахуванням напружених деформацій буде дорівнювати:

$$W_m = [0.292 + 0.75(\gamma_i + 2M_n) + 0.075(\gamma'_i + 2M'_n)] \cdot b \cdot h^2$$

$$\text{де } \gamma_i = \frac{b'_n - b}{b \cdot h} \cdot h_n = \frac{28 - 12}{12 \cdot 89} \cdot 25 = 0.37; \quad n = 5.5$$

$$\gamma'_n = \frac{2 \cdot (b'_n - b)}{b \cdot h} \cdot h'_n = \frac{2 \cdot (38 - 12)}{12 \cdot 89} \cdot 24 = 1.180;$$

$$M = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{19.81}{12 \cdot 89} = 0.017$$

$$W_m = [0.292 + 0.75(0.370 + 2 \cdot 0.017 \cdot 5.5) + 0.075(1.18 + 2 \cdot 0.017 \cdot 5.5)] \cdot 12 \cdot 89^2 = 59500 \text{ см}^3$$

Момент опору верхньої грані балки з врахуванням напружених деформацій буде дорівнювати:

$$W'_m = [0.292 + 0.75(\gamma_i + 2M_n) + 0.075(\gamma'_n + 2M'_n)] \cdot b \cdot h_0^2$$

$$\text{де } \gamma_i = \frac{b'_n - b}{b \cdot h} \cdot h'_n = \frac{38 - 12}{12 \cdot 87} \cdot 24 = 0.59;$$

$$\gamma'_n = \frac{2 \cdot (b'_n - b)}{b \cdot h} \cdot h_n = \frac{2 \cdot (28 - 12)}{12 \cdot 89} \cdot 25 = 0.75;$$

$$M = 0; \quad M' = 0.017; \quad h = 5.5$$

$$W'_m = [0.292 + 0.75(0.59 + 0) + 0.075(0.446 + 2 \cdot 0.017) \cdot 5.5] \cdot 12 \cdot 89^2 = 58457 \text{ см}^3$$

Відстань від центру ваги перерізу до верхньої ядрової точки небезпечного перерізу: $r_{\text{я}}^{\text{с}} = 0.80 \frac{W_0}{A_n} = 0.80 \frac{48200}{2209} = 17.50 \text{ см}$

Відстань до нижньої точки:

$$r_{\text{я}}^{\text{н}} = 0.80 \frac{W_0}{A_n} = 0.80 \frac{51600}{2209} = 18.60 \text{ см}$$

Визначення втрат попереднього напруження у робочій арматурі:

1. Втрати від релаксації напружень в арматурі [52]

$$\sigma_1 = \left(0.22 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_{s.ser}} - 0.1 \right) \cdot \sigma_{sp} = \left(0.22 \cdot \frac{1030}{1293} - 0.1 \right) \cdot 1030 = 138 \text{ МПа}$$

2. Втрати від температурного перепаду

$$\sigma_2 = 1.25 \cdot \Delta t = 1.25 \cdot 65 = 80 \text{ МПа}$$

3. Деформація анкерів, розміщених при натяжних пристроях при двох напрямках арматури буде становити: $l_0 = 18\text{м}$

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} = E_s$$

де Δl – стиск запресованих шайб; l – довжина натягнутого стержня

$$\sigma_3 = \frac{\lambda}{l} E_s = \frac{0.002}{18} \cdot 18 \times 10^6 = 30 \text{ МПа}.$$

Зусилля стиску бетону із урахуванням відповідних втрат

$$F_0 = M_1 \cdot A_n \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 1.0 \cdot 18 \cdot 81 \cdot (1030 - 158 - 80 - 30) = 33.5 \text{ см}$$

Визначаються напруження стисненого бетону на рівні центру ваги від дії зусилля F_0

$$\sigma_{bp} = \frac{F_0}{A_n} + \frac{F_0 \cdot l_0}{I_n} = \frac{1502}{2206} + \frac{1502 \cdot 33.5}{2208800} = 2.225 \text{ кН/см}^2,$$

відношення $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2.225}{3.14} = 0.680 < \alpha = 0.8$, де $R_{bp} = 0.7 \cdot B = 0.7 \cdot 45 = 31.4 \text{ МПа}$.

4. Втрати від текучості бетону, що підлягає тепловій обробці

$$\sigma = 0.85 \cdot 40 \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0.85 \cdot 40 \cdot 0.680 = 23.0 \text{ МПа}$$

Визначаються сумарні перші втрати за формулою:

$$\sigma_{loc.1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma = 158 + 80 + 30 + 23 = 291 \text{ МПа}$$

Визначаються другі втрати

1. Від усадки бетону, що підлягає тепловій обробці $\sigma_8 = 50.0 \text{ МПа}$
2. Від текучості бетону

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0.85 \cdot 0.68 = 87 \text{ МПа}$$

де $\alpha = 0.85$ – для важкого бетону, що підлягає тепловій обробці.

Сумарні другі втрати будуть дорівнювати

$$\sigma_{loc.2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 50 + 87137 \text{ МПа}$$

Повні втрати від попереднього напруження становлять

$$\sigma_{loc} = 291 + 137 = 428 \text{ МПа}$$

2.1.3 Розрахунок за граничними станами другої групи $\rightarrow$ на утворення тріщин

Зусилля стиску бетону з врахуванням $m_f = 0.9$

$$F_{0.2} = m_f \cdot A_n (\sigma_{sp} - \sigma_{loc}) = 0.9 \cdot 19.81 (103.0 - 42.8) = 1080 \text{ кН}$$

Ексцентриситет прикладеного зусилля буде дорівнювати:

$$l_0 = y - a = 46 - 12.5 = 33.5 \text{ см}$$

Згинальний момент який діє на переріз балки перед утворенням тріщин

$$M_m = R_{bt} \cdot W_m + F_{0.2} (r_2^2 + l_0) = 0.145 \cdot 59500 + 1080 \cdot (17.5 + 33.5) = 69 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Розрахунок ЗБК на утворення похилих тріщин

Таблиця 4.3

$A_i, \text{см}$	$y - y_1, \text{см}$	$A_i (y - y_1)$
$(b'_n - b) \cdot h'_n = (38.0 - 12.0) \cdot 24 = 642$	$46 - 77 = -31$	19800
$b \cdot (h - y) = 12 \cdot (89 - 40) = 515$	$0.5 \cdot (89 - 46) = 21.5$	1700
$S_n = 30800 \text{ см}^3$		

$$\tau = \frac{Q \cdot S_n}{b \cdot I_n} = \frac{29400 \cdot 30800}{12 \cdot 2208800} = 0.34 \text{ кН/см}^2$$

Напруження в бетоні від зусилля стиску

$$\sigma_{\sigma} = \sigma_n = \frac{F_0}{A_n} = \frac{1080}{2209} = 0.49 \text{ кН/см}^2$$

Головні розтягуючі зусилля визначаються за залежністю:

$$\sigma_{r.c.} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{0.49}{2} + \sqrt{\left(\frac{0.49}{2}\right)^2 + 0.34^2} = 0.55 \text{ кН/см}^2$$

Граничне значення головних розтягуючих напружень

$$\sigma_{np} = R_b \pm \left(1 - \frac{\sigma_{r.c.}}{R_b}\right) = 0.9 \cdot 0.845 \cdot \left(1 - \frac{0.55}{3.14}\right) = 0.106 \text{ кН/см}^2 > \sigma_{r.p} = 0.065 \text{ кН/см}^2$$

Отже, похилі тріщини не утворюються.

2.1.4 Розрахунок несучої здатності за нормальними перерізами

Зусилля в арматурі будуть дорівнювати

$$A_s \cdot R_s = 19.81 \cdot 103.0 = 2100 \text{ кН}$$

$$R_b \cdot b'_n \cdot h'_n = 0.9 \cdot 2.5 \cdot 38 \cdot 24 = 2150 \text{ кН}$$

$$R_b \cdot b'_n \cdot h'_n = 0.9 \cdot 2.5 \cdot 38 \cdot 24 = 2150 \text{ кН}$$

$A_s \cdot R_s < R_b \cdot b'_n \cdot h'_n$ — отже нейтральна вісь, яка знаходиться лежить у площині.

Визначаємо висоту стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{A_s \cdot R_s}{R_b \cdot b'_n} = \frac{19.81 \cdot 1030}{0.9 \cdot 2.5 \cdot 38} = 22.3 \text{ см}$$

Визначаємо згинальний момент, що сприймається перерізом

$$M_{nep} = R_b \cdot b'_n \cdot x (h_0 - 0.5 \cdot x) = 0.9 \cdot 2.5 \cdot 38 \cdot 22.3 \cdot (76.5 - 0.5 \cdot 22.3) = 134000 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$M_{nep} = 1340 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 895 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Отже, несуча здатність перерізу забезпечується.

Розрахунок несучої здатності за похилими перерізами

Граничне значення поперечної сили визначається:

$$Q_{nep} = \alpha \cdot \varphi_2 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.6 \cdot 1.0 \cdot 0.9 \cdot 0.145 \cdot 12 \cdot 16.5 = 76.5 \text{ кН} < Q = 294 \text{ кН}$$

Отже, за обраним алгоритмом, необхідно виконати розрахунок поперечного армування.

Зусилля, яке передається на поперечні стержні

$$g_{s\omega} = \frac{Q^2}{4 \cdot \varphi_2 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{294^2}{4 \cdot 2 \cdot 0.9 \cdot 0.145 \cdot 12 \cdot 76.5} = 0.78 \text{ кН} / \text{см}$$

Приймаємо поперечну арматуру Ø8 А240С $A = 0.503 \text{ см}^2$

Необхідний крок стержнів

$$u = \frac{R_{s\omega} \cdot f_{s\omega} \cdot n}{g_{s\omega}} = \frac{17.5 \cdot 0.503 \cdot 2}{0.78} = 22.0 \text{ см}$$

Максимально-допустимий крок стержнів буде дорівнювати:

$$u_{\max} = \frac{y_{b2} \cdot k \cdot R_{sy} \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{0.75 \cdot 2 \cdot 0.9 \cdot 0.145 \cdot 1.2 \cdot 16.5}{294} = 36.2 \text{ см}$$

Крок стержнів за конструктивними вимогами при $h \geq 45.0 \text{ см}$

$$u = \frac{h}{3} = \frac{76.5}{3} = 26.1 \text{ см}$$

Приймаємо крок стержнів на приопорних ділянках $u = 5\text{см}$, в середині прольоту $u = 30\text{см}$.

4.2. Розрахунок залізобетонної плити покриття

Вихідні дані для розрахунку плити

Плита покриття в поперечному перерізі має П-подібну форму.

Задля виготовлення плити покриття приймається матеріал: важкий бетон класу C20/25 з наступними характеристиками:

$$f_{cd} = 14.5\text{МПа}; \quad f_{ck} = 18.5\text{МПа}; \quad f_{ct} = 1.05\text{МПа}; \quad f_{ctk} = 1.60\text{МПа}$$

$$E_b = 27 \times 10^{-3} \text{МПа} \quad \text{— (бетон який підлягає тепловій обробці)}$$

Робочу арматуру приймаємо жмутову 15K7 з такими характеристиками:

$$R_{s.cr} = 1295\text{МПа}; \quad f_{yd} = 1080\text{МПа}; \quad f_{ydw} = 865\text{МПа}; \quad f'_{yd} = 400\text{МПа}$$

$$E_s = 18 \times 10^{-4} \text{МПа}$$

Поперечна арматура з сталі класу A300C, конструктивна з сталі класу A240C, Вр-I.

Натягування арматури проводимо на упорах стенду.

При виготовленні плити проходять термічну обробку у пропарочних камерах.

Алгоритм розрахунку полицки плити покриття

Визначаються навантаження від ваги покриття, що підраховані при розрахунку балки і дорівнюють:

$$g^n = 3.00 \text{кН/м}^2; \quad g = 3.47 \text{кН/м}^2$$

Тимчасове навантаження (снігове) [23]

$$P_{cn} = 1.0 \cdot 1.4 \cdot 1.0 = 1.4 \text{кН/м}^2$$

$$P_{cn}^n = 1.0 \cdot 1.0 = 1.0 \text{кН/м}^2$$

Повне нормативне буде визначене:

$$3.0 + 1.0 = 4.0 \text{кН/м}^2$$

Повне розрахункове становить

$$3.47 + 1.4 = 4.87 \text{кН/м}^2$$

Поличку плити розраховуємо на місцевий згин від дії ваги покрівлі і маси приведеної товщини панелі – 30мм.

Вираховуємо навантаження, які діють на поличку плити:

а) постійне довготривале становить

$$g_n = 13 + 18 + 39 + 60 + 6.5 + 0.03 \cdot 2500 \cdot 1.1 = 229 \text{ кН/м}^2$$

б) тимчасове снігове буде дорівнювати:

$$P_{сн} = 1 \cdot 1.4 = 1.4 \text{ кН/м}^2$$

Приймається армування у вигляді зварної сітки.

Тоді, прольоти плити

а) для середніх комірок

$$l_1 = 146.0 \text{ см}; \quad l_2 = 271.0 \text{ см}$$

б) для крайніх комірок

$$l_1 = 114.0 \text{ см}; \quad l_2 = 271.0 \text{ см}$$

Площа арматури, яка припадає на 100 см ширини плити має два розміри: у повздовжньому напрямку A_{a1} ; і в поперечному напрямку A_{a2} ;

Приймаємо діаметр арматури $d_1 = 4.0 \text{ мм}$; $d_2 = 3.0 \text{ мм}$; $\frac{A_{a1}}{A_{a2}} = 0.350$

$$h_{0I} = 1.4 \text{ см}; \quad h_{02} = 1.75 \text{ см}; \quad h_{0I} = 1.6 \text{ см}; \quad h_{0II} = 1.85 \text{ см}$$

Плече внутрішньої пари сил буде дорівнювати $z_6 = 0.95 \cdot h_0$

$$z_{6I} = 1.33 \text{ см}; \quad z_{62} = 1.61 \text{ см}; \quad z_{6I} = 1.52 \text{ см}; \quad z_{6II} = 1.6 \text{ см};$$

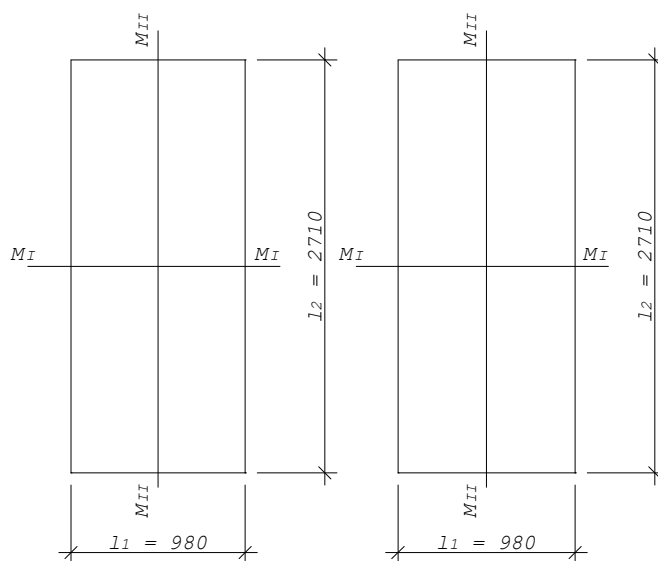


Рис. 4.3 Розрахункові прольоти плити

Визначається значення згинального моменту

$$M = f_{yd} \cdot A_s \cdot z_0$$

Поличку армуємо арматурою класу Вр-I, з розрахунковим опором

$$\varnothing 3\text{мм} - R_s = 375\text{МПа}; \quad \varnothing 4\text{мм} - R_s = 365\text{МПа}; \quad \varnothing 5\text{мм} - R_s = 360\text{МПа};$$

$$M_1 = 36.5 \cdot 0.0133 \cdot A_{s1}; \quad M_2 = 37.5 \cdot 0.0166 \cdot A_{s2}; \quad M_I = 36.5 \cdot 0.0152 \cdot A_{sI}; \quad M_{II} = 37.5 \cdot 0.0199 \cdot A_{s2};$$

$$M'_I = M_I; \quad M'_{II} = M_{II}; \quad M'_I = 0$$

Для прийнятого прольоту зусилля є плиті визначаються із урахуванням спираючого по контуру і перерозподілом зусиль внаслідок дії пластичних деформацій [42]:

$$\frac{(P_{cn} + g_n) \cdot l_1^2}{2} (3l_2 - l_1) = (2M_{II} + M_I + M'_I) \cdot l_2^2 + (2M_2 + M_{II} + M'_{II}) \cdot l_1$$

Для середнього прольоту:

$$\frac{(140 + 229) \cdot 1.46^2}{12} (3 \cdot 2.71 - 1.46) = [(2 \cdot 41.8 + 2 \cdot 4.78) \cdot 2.71 + (2 \cdot 52.2 + 2 \cdot 37.5) \cdot 1.46 \cdot 0.35] \cdot A_{s1}$$

$$425.0 = 577.3 \cdot A_{s1}$$

$$A_{s1} = \frac{425}{577.3} = 0.74\text{см}^2; \quad A_{s2} = 0.35 \cdot 0.74 = 0.26\text{см}^2$$

Для прийнятого прольоту:

$$\frac{(140 + 229) \cdot 1.14^2}{12} (3 \cdot 2.71 - 1.14) = [(2 \cdot 41.8 + 47.8) \cdot 2.71 + (2 \cdot 52.2 + 2 \cdot 37.5) \cdot 1.14 \cdot 0.35] \cdot A_{s1}$$

$$268 = 427.68 \cdot A_{s1}; \quad A_{s1} = \frac{268}{427.68} = 0.625\text{см}^2; \quad A_{s2} = 0.35 \cdot 0.625 = 0.22\text{см}^2$$

Оскільки площа перерізу арматури в крайньому прольоті поличі незначно відрізняється від відповідної площі в середньому прольоті, з метою уніфікації проєктних рішень та підвищення технологічності виробництва для армування поличі по всій площі плити приймається рулонна зварна сітка однієї стандартної марки.

$$\frac{150/250/4/3}{2940} \quad \begin{matrix} A_{s1} = 0.756\text{см}^2 \\ A_{s2} = 0.280\text{см}^2 \end{matrix}$$

Розрахунок армування поперечних ребер плити

Розрахунковий проліт поперечних ребер рівний віддалі між осями поздовжніх ребер $l_0 = 284\text{см}$; власна вага поперечного ребра

$$g_p = \frac{0.04 + 0.09}{2} \cdot 0.12 \cdot 2500 \cdot 1.1 = 21.5 \text{ кгс}$$

Погонне навантаження на ребра при прогоні 1550мм

$$g_p = (140 + 229) \cdot 1.55 = 570.0 \text{ кгс/м}$$

Те ж, з врахуванням ваги ребра

$$g_{нов} = 570.0 + 21.5 = 591.5 \text{ кгс/м}$$

Максимальний згинальний момент буде дорівнювати:

$$M = \frac{g_n \cdot l_0^2}{8} - \frac{g \cdot a^2}{6} = \frac{591.5 \cdot 2.84^2}{8} - \frac{570 \cdot 0.775^2}{6} = 540 \text{ кгс/см}$$

Значення поперечної сили буде дорівнювати:

$$Q = \frac{g_n \cdot l_0}{2} - \frac{g \cdot a}{2} = \frac{591.5 \cdot 2.84^2}{2} - \frac{570 \cdot 0.775}{2} = 625 \text{ кгс}$$

Ширина полочки при $h'_n = 30 \text{ мм} > 0.1h = 15 \text{ мм}$

$$b'_n = b_p + 2b_{cb} = b_p + 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot l_n = 9 + 2 \cdot \frac{1}{6} \cdot 289 = 103 \text{ см}$$

$$h_0 = 150 - 25 = 125 \text{ мм} \quad \text{де} \quad a = 25 \text{ мм}$$

$$\xi_0 = 0.85 - 0.0008R_b = 0.85 - 0.0008 \cdot 1.45 = 0.89$$

$$\xi_R = \frac{\xi_0}{\left[1 + \frac{R_s}{400} \left(1 - \frac{\xi_0}{1.1}\right)\right]} = \frac{0.840}{\left[1.0 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0.89}{1.1}\right)\right]} = 0.79$$

$$M_{cr} = R_b \cdot b'_n \cdot h'_n \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'_n) = 0.9 \cdot 1.45 \cdot 103 \cdot 3 \cdot (12.5 - 0.5 \cdot 3) = 561 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Нейтральна вісь проходить у полічці, переріз розраховуємо як прямокутний, шириною $b = b'_n = 103 \text{ см}$

$$A_0 = \frac{M_{\max}}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b} = \frac{540}{0.9 \cdot 1.45 \cdot 103 \cdot 12.5^2} = 0.025$$

Через A_0 знаходимо $\xi = 0.025$

Необхідна площа перерізу арматури буде дорівнювати:

$$A_{s,mp} = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{R_b}{R_s} = 0.025 \cdot 103 \cdot 12.5 \cdot \frac{0.9 \cdot 1.45}{36.5} = 1.09 \text{ см}^2.$$

Отже, приймаємо $\varnothing 12 \text{ А300С}$ з $A_s = 1.13 \text{ см}^2$

Перевіряємо необхідність кількості розрахунку поперечної арматури

$$Q_{n1} = \varphi \cdot b_2 \cdot R_{bf} \cdot b \cdot h_0 = 0.6 \cdot 0.9 \cdot 0.105 \cdot \frac{9+4}{2} \cdot 12.5 = 5.6 \text{ кН}$$

$$Q_{n1} = 5.6 \text{ кН} < Q = 6.25 \text{ кН}$$

Поперечна арматура необхідна за виконанням розрахунком. Погонні зусилля, які сприймаються поперечною арматурою будуть дорівнювати:

$$g_{sw} = \frac{Q_{\max}^2}{4 \cdot \varphi \cdot b_2 (1 + \varphi_b + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{6.25^2}{4 \cdot 2 \cdot 0.9 \cdot 0.105 \cdot 6.5 \cdot 12.5^2} = 0.105 \text{ кН/см}^2$$

Проекція похилого перерізу буде:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{g_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1 \cdot 0.9 \cdot 0.105 \cdot 6.5 \cdot 12.5^2}{1.05}} = 20.5 \text{ см}$$

$$c_0 = 20.5 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 12.5 = 25 \text{ см}$$

Приймаємо поперечні стержні Ø 6 A240C $A_s = 0.283 \text{ см}^2$

Необхідний крок стержнів

$$u = \frac{R_{sw} \cdot n \cdot A_{sw}}{g_{sw}} = \frac{17.5 \cdot 0.283 \cdot 1}{0.105} = 46.5 \text{ см}$$

За конструктивних вимогами [42]

$$u = \frac{h}{2} = \frac{15.0}{2} = 7.5 \text{ см}$$

Приймаємо крок стержнів арматури однаковим по довжині прольоту, що буде становити: $u = 75 \text{ мм}$

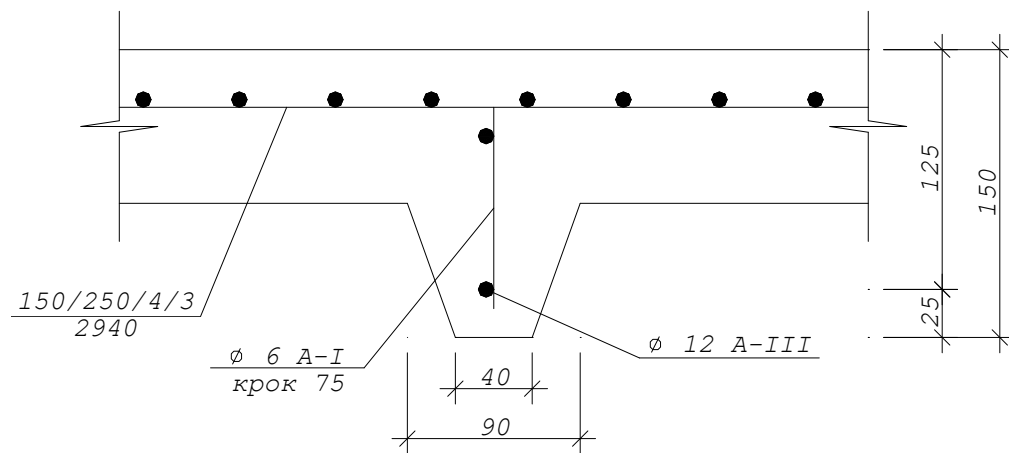


Рис. 4.4. Армвання поперечних ребер плити

Розрахунок поздовжніх ребер плити

Розрахунковий проліт визначається за формулою

$$l_0 = l - 2 \frac{a}{2} = 18000 - 2 \frac{150}{2} = 17850 \text{ мм}$$

де $a = 150 \text{ мм}$ – спирання залізобетонних плит покриття на поздовжні балки.

Максимальний згинальний момент буде дорівнювати:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{8} = \frac{3(3.47 + 1.4) \cdot 17.85^2}{8} = 575 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила буде дорівнювати:

$$Q = \frac{g \cdot l_0}{2} = \frac{3 \cdot (3.47 + 1.4) \cdot 17.85}{2} = 120 \text{ кН}$$

Нормативні згинальні моменти від дії довготривалого навантаження визначаються за формулою:

$$M_{gt}^n = \frac{g^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{3 \cdot 3.04 \cdot 17.85^2}{8} = 360 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

від дії поперечного навантаження

$$M_{кр}^n = \frac{g^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{3 \cdot 1.0 \cdot 17.85^2}{8} = 117.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Нормальний момент від повного навантаження визначаються за формулою:

$$M^n = 360 + 117.4 = 477.4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

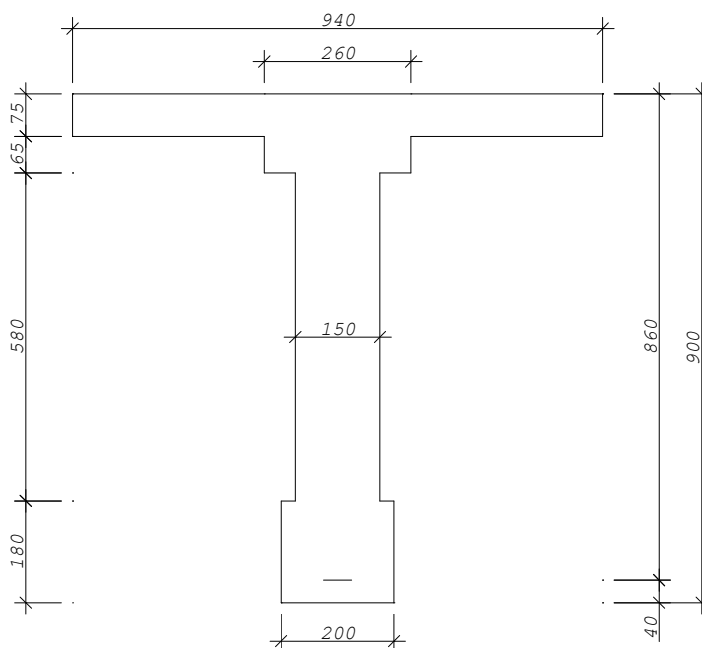


Рис. 4.5 – Схема до розрахунку поздовжніх ребер

Передбачаємо поперечне напруження, що встановилося з врахуванням усіх видів втрат зусиль у попередньо напруженій арматурі

$$\sigma_{loc} = 80.0 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Гранична висота стиснутої зони при

$$\xi_0 = 0.80 - 0.0008R_b = 0.80 - 0.0008 \cdot 14.5 = 0.69$$

$$\xi = \frac{\xi_0}{1 + \frac{\sigma_b}{400} \left(1 - \frac{\xi_0}{1.1}\right)} = \frac{0.69}{1 + \frac{108}{400} \left(1 - \frac{0.69}{1.1}\right)} = 0.566$$

$$A_R = \xi(1.0 - 0.5\xi) = 0.566(1.0 - 0.5 \cdot 0.566) = 0.406$$

Перевіряємо умову виконання:

$$M_n = R_b \cdot b_n \cdot h'_n (h_0 - 0.5 \cdot h'_n) + R_s \cdot A'_s \cdot z_a = 0.9 \cdot 1.45 \cdot 94 \cdot 7.5 \cdot (86 - 0.5 \cdot 7.5) = 734.2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_n = 734.2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 575 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Отже, нейтральна вісь проходить у полиці плити. Це означає, що переріз розраховуємо як прямокутний, шириною $b'_n = b_n = 94.0 \text{ см}$.

Необхідна площа арматури буде дорівнювати:

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_b} = \frac{575000}{99 \cdot 86^2 \cdot 0.9 \cdot 1.45} = 0.061$$

за $A_0 = 0.061$ з табл. III [1] знаходимо $\xi = 0.06$

$$A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0.06 \cdot 94 \cdot 86 \frac{0.9 \cdot 1.45}{108} = 5.82 \text{ см}^2$$

Приймаємо $6 \varnothing 15K7$ $A_s = 8.49 \text{ см}^2$ по $3 \varnothing 15K7$ у кожному ребрі

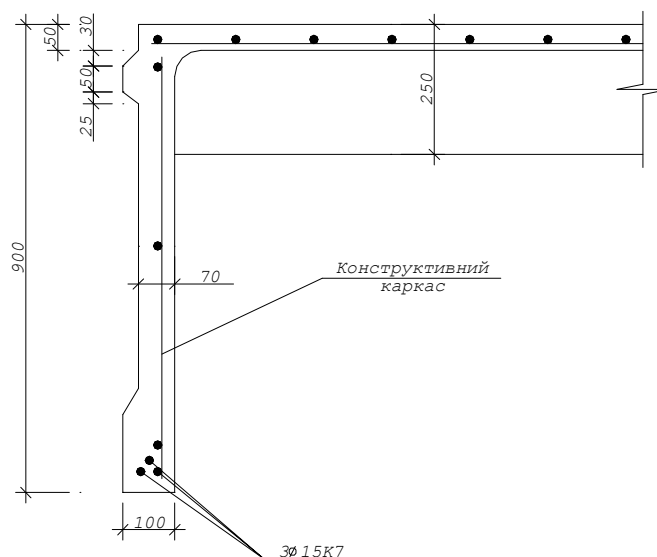


Рис. 4.6. Армування поздовжніх ребер плити

Розрахунок поздовжніх ребер за граничними станами першої групи.

а) Розрахунок несучої здатності за нормальними перерізами

Визначаємо границю стиснутої зони з наступної умови

$$R_s \cdot A_s \leq R_b \cdot b'_n \cdot h'_n + R'_s \cdot A'_s$$

при цьому арматуру полицки не враховуємо $A'_s = 0$

$$108 \cdot 8.49 \leq 0.9 \cdot 1.45 \cdot 94 \cdot 7.5$$

$$912 \kappa H < 951.75 \kappa H$$

Границя стиснутої зони проходить у полицці, тому для подальшого розрахунку приймається прямокутний переріз.

Висота стиснутої зони буде дорівнювати:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b'_n} = \frac{108 \cdot 8.49}{0.9 \cdot 1.45 \cdot 94} = 7.09 \text{ см}$$

Згинальний момент, який сприймається перерізом буде дорівнювати:

$$M_{cr} = R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0.5 \cdot x) = 0.9 \cdot 1.45 \cdot 7.09 (86 - 0.5 \cdot 7.09) = 696.9 \kappa H \cdot \text{м} > M = 575.0 \kappa H \cdot \text{м}$$

Міцність нормального перерізу при прийнятих опалубних розмірах і підібраному перерізі арматури забезпечена

б) Розрахунок міцності похилого перерізу.

Перевірку міцності проводимо на дію максимальної поперечної сили

$$Q_{\max} = 120 \kappa H; \quad Q_u = \varphi_{bt} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Оскільки ширина ребра змінна (згідно [42]) величину „b” для розрахунку похилих перерізів приймаємо на рівні середини перерізу $b = 150 \text{ мм}$

$$h_0 = h - a = 600 - 50 = 550 \text{ мм}$$

$$Q_u = 0.6 \cdot 0.9 \cdot 0.105 \cdot 15 \cdot 55 = 46.5 \kappa H < Q = 120 \kappa H$$

Необхідно розрахувати поперечну арматуру на дію перерізуючої сили.

Приймаємо поперечну арматуру $\varnothing 5 B_p - I$

$$A_{s\omega} = 0.96 \text{ м}^2; \quad R_{s\omega} = 26.0 \kappa H / \text{см}^2$$

Погонне зусилля, що припадає на поперечні стержні

$$g_{s\omega} = \frac{Q_{\max}^2}{4 \cdot \varphi_{b2} \cdot (1.0 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bf} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{120^2}{4 \cdot 2 \cdot (1.0 + 0.9 + 0.105) \cdot 15 \cdot 55^2} = 0.65 \kappa H / \text{см}^2$$

Проекція похилого перерізу

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} (1.0 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{g_{s\omega}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1.0 \cdot 0.9 \cdot 0.105 \cdot 15 \cdot 55^2}{0.65}} = 86.1 \text{ см}$$

$$86.1 \text{ см} < 2 \cdot h_0 = 2.0 \cdot 55 = 110 \text{ см}$$

Необхідний крок стержнів по розрахунку

$$u = \frac{R_{s\omega} \cdot n \cdot f_{s\omega}}{g_{s\omega}} = \frac{26.0 \cdot 2 \cdot 0.196}{0.65} = 16.1 \text{ см}$$

З конструктивних вимог при $h > 45\text{см}$ крок стержнів $u = \frac{1}{3}h = \frac{60}{3} = 20\text{см}$.

Максимально допустимий крок стержнів буде дорівнювати:

$$u_{\max} = \frac{0.75 \cdot \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_b + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot h_0^2}{Q} = \frac{0.75 \cdot 2 \cdot 1.0 \cdot 0.9 \cdot 0.105 \cdot 15 \cdot 55^2}{120} = 51.6\text{см}$$

Приймаємо крок на приопорних ділянках, довжиною $\frac{l}{4}$ від опори $u = 150\text{мм}$ по середині прольоту $u = 300\text{мм}$.

Розрахунок поздовжніх ребер плити за граничними станами другої групи.

Визначаємо геометричні характеристики приведенного перерізу.

Визначається відношення модулів пружності арматури та бетону:

$$n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{18.0 \times 10^4}{27.0 \times 10^{-3}} = 6.7$$

Визначається площа приведенного перерізу:

$$A = \sum A_b + n \cdot A_s = 94 \cdot 7.5 + 26 \cdot 6.5 + 53 \cdot 15 + 20 \cdot 18 + 6.7 \cdot 8.49 = 1834\text{см}^2$$

Визначається статичний момент приведенного перерізу:

$$s = \sum A_b \cdot y_i + n \cdot A_{sas} = 94 \cdot 7.5 \cdot 81.25 + 26 \cdot 6.5 \cdot 74.25 + 53 \cdot 15 \cdot 44.5 + 20 \cdot 18 \cdot 9 + 6.7 \cdot 8.49 \cdot 5.0 = 97090\text{см}^3$$

Віддаль від центру ваги до нижньої частини плити становить:

$$y = \frac{s}{A} = \frac{97090}{1834} = 52.7\text{см}$$

Для визначення моменту інерції перерізу відносно центра ваги, вираховуємо y_i ділянок і добуток $A_i \cdot y_i^2$

$$I = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12}$$

$$\begin{aligned} y_1 &= 81.5 - 52.7 = 28.8\text{см}; & y_1^2 &= 829\text{см}^2; & A_1 \cdot y_1^2 &= 705 \cdot 829 = 584445\text{см}^4; \\ y_2 &= 74.25 - 52.7 = 21.55\text{см}; & y_2^2 &= 464\text{см}^2; & A_2 \cdot y_2^2 &= 169 \cdot 469 = 78416\text{см}^4; \\ y_3 &= 52.7 - 44.5 = 8.2\text{см}; & y_3^2 &= 67\text{см}^2; & A_3 \cdot y_3^2 &= 530 \cdot 67 = 35570\text{см}^4; \\ y_4 &= 52.7 - 9.0 = 43.7\text{см}; & y_4^2 &= 1909\text{см}^2; & A_4 \cdot y_4^2 &= 360 \cdot 1909 = 687240\text{см}^4; \\ y_0 &= 52.7 - 5.0 = 47.7\text{см}; & y_0^2 &= 2181\text{см}^2; & \sum A_i \cdot y_i^2 &= 1385611\text{см}^4; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_1 &= \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12} = \frac{94 \cdot 7.5^3}{12} = 3304 \text{ см}^4; \\
 I_2 &= \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12} = \frac{26 \cdot 6.5^3}{12} = 595 \text{ см}^4; \\
 I_3 &= \frac{b_3 \cdot h_3^3}{12} = \frac{15 \cdot 53^3}{12} = 126064 \text{ см}^4; \\
 I_4 &= \frac{b_4 \cdot h_4^3}{12} = \frac{20 \cdot 18^3}{12} = 9720 \text{ см}^4;
 \end{aligned}$$

$$\sum I_i = 137683 \text{ см}^4;$$

$$\begin{aligned}
 I_s &= n \cdot A_s \cdot l_0^2 = 6.7 \cdot 8.49 \cdot 2181 = 189747 \text{ см}^4 \\
 I_{\bar{o}.n} &= 1385611 + 137683 + 189747 = 1713041 \text{ см}^4
 \end{aligned}$$

Момент опору приведенного перерізу по нижній грані буде становити:

$$W_0 = \frac{I_{\bar{o}.n}}{y} = \frac{1713047}{52.7} = 32505 \text{ см}^3.$$

Відстань від ядра до верхньої точки

$$r_u^b = \frac{W_0}{A} = \frac{32505}{1834} = 17.8 \text{ см}$$

Попереднє напруження і його втрати:

а) Перші втрати до обтиску

→ від релаксації напружень в арматурі: $\Delta \sigma_{sp} = 0.05 \sigma_{sp}$

призначаємо з умови: $\sigma_{sp} + \Delta \sigma_{sp} \leq R_{s.cr}$

$$\sigma_{sp} + 0.05 \sigma_{sp} \leq 1300 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} = \frac{1300}{1.05} = 1238 \text{ МПа}$$

приймаємо $\sigma_{sp} = 1200 \text{ МПа}$ (величина поперечного напруження в арматурі)

$$\sigma_1 = \left[0.22 \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_{s.cr}} \right) - 0.1 \right] \cdot \sigma_{sp} = \left[0.22 \cdot \left(\frac{1200}{1295} \right) - 0.1 \right] \cdot 1200 = 123.7 \text{ МПа}$$

→ від різниці температури напруженої арматури і натяжних пристроїв (при $\Delta t = 65^\circ$)

$$\sigma_2 = 1.25 \cdot \Delta t = 1.25 \cdot 65 = 81.25 \text{ МПа}$$

→ від деформації анкерів, при $\lambda = 20 \text{ мм}$

$$\sigma_3 = \frac{E_s \cdot \lambda}{A_{cr}} = \frac{180 \times 10^5}{0.5} \cdot 1800 = 10.2 \text{ МПа}$$

→ від повзучості бетону буде дорівнювати:

$$R_{bp} = 0.7 \cdot \beta = 0.7 \cdot 25 = 17.5 \text{ МПа} = 1.75 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{bp} = \frac{F_1}{A_{cr}} = \frac{849.1}{1834} = 0.46 \text{ кН/см}^2$$

де F_1 – сила обтиску $F_1 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 8.49 \cdot (120 - 8.125 - 1.05 - 12.37) = 849.1 \text{ кН}$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0.46}{1.75} = 0.262 \text{ кН/см}^2$$

$$\sigma_b = 40 \cdot 0.85 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 40 \cdot 0.85 \frac{0.262}{1.75} = 8.95 \text{ МПа}$$

Сумарні перші втрати становлять:

$$\sigma_{los.1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 123.7 + 81.25 + 10.2 + 8.95 = 224.1 \text{ МПа}$$

б) Другі втрати після обтискання

→ від усадки бетону кл. С20/25 [51] $\sigma_s = 35 \text{ МПа}$

→ від текучості бетону при $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0.262 < 0.75$

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0.85 \cdot 0.262 = 33.8 \text{ МПа}$$

Сумарні другі втрати

$$\sigma_{los.2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 33.8 = 68.8 \text{ МПа}$$

Повні втрати

$$\sigma_{los} = \sigma_{los.1} + \sigma_{los.2} = 224.1 + 68.8 = 292.9 \text{ МПа}$$

Розрахунок нормальних перерізів по утворенню тріщин.

Визначаємо упружньопластичний момент опору перерізу

$$W_m = \gamma \cdot W_0 = 1.75 \cdot 32506 = 56886 \text{ см}^3$$

де $\gamma = 1.75$ для таврового перерізу з полицкою у стиснутій зоні

$$F_{02} = m_f \cdot A_s (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 0.9 \cdot 8.49 \cdot (120 - 29.29) = 684 \text{ кН}$$

$$r_y = 0.8 \frac{W_0}{A_{cr}} = 0.8 \cdot 17.57 = 14.06 \text{ см}$$

Визначаємо момент утворення тріщин за наступною залежністю

$$M_m = R_b + n \cdot W_m + M_{o6}^2$$

де $M_{o6}^2 = F_{02} (l_0 - 2y)$

$$M_m = 0.6 \cdot 56886 + 684(46.7 + 14.06) = 507 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_n = 477.7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

При дії повного нормативного навантаження тріщини не утворюються.

Визначення прогину плити, спричиненого деформацією у стадії експлуатації

Прогин визначаємо із урахуванням через кривизну [12, 42]

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{\rho_{\kappa}} + \frac{1}{\rho_{gn}} - \frac{1}{\rho_{bn}} - \frac{1}{\rho_e}$$

де кривизна залізобетонної плити від дії короточасного навантаження:

$$\frac{1}{\rho_{\kappa}} = \frac{M_n \cdot c}{0.85 \cdot E_b \cdot I_{bn}} = \frac{4774000 \cdot 1.0}{0.85 \cdot 27000 \cdot 171034} = 12.3 \times 10^{-6} \text{ см}$$

Кривизна від дії деформаційного навантаження; при проекції $c = 2.0$

$$\frac{1}{\rho_{gn}} = \frac{M_{g1}^n \cdot c}{0.85 \cdot E_b \cdot I_{bn}} = \frac{3600000 \cdot 2}{0.85 \cdot 270000 \cdot 171041} = 19.4 \times 10^{-6}$$

Кривизна від нерівномірності поздовжності і усадки бетону із урахуванням обтиснення армування:

$$\frac{1}{\rho_{bn}} = \frac{E_n - E'_n}{h_0}; \quad \text{де} \quad E_n = \frac{\sigma_n}{E \cdot s}$$

$$\sigma_n = \sigma_8 + \sigma_9 = 68.8 \text{ МПа}$$

$$E_n = \frac{688}{1.8 \times 10^{-6}} = 380 \times 10^{-6}; \quad \frac{1}{\rho_{bn}} = \frac{380 \times 10^{-6}}{80} = 4.42 \times 10^{-6} \text{ см}$$

Кривизна від дії попереднього відпуску напруженої арматури:

$$\frac{1}{\rho_l} = \frac{F_{02} \cdot l_0}{0.85 \cdot E_b \cdot I_{bn}} = \frac{68400 \cdot 46.7}{0.85 \cdot 270000 \cdot 171041} = 8.45 \times 10^{-6} \text{ см}$$

Повна кривизна в середині прольоту буде дорівнювати:

$$\frac{1}{\rho} = (12.3 + 19.4 - 4.42 - 8.45) \times 10^{-6} = 1.863 \times 10^{-6} \text{ см}$$

Прогин залізобетонної плити:

$$f = \frac{1}{\rho} \cdot \rho \cdot h_0^2 = \frac{5}{48} \cdot 18.63 \times 10^{-6} \cdot 17.85^2 = 5.91 \text{ см}$$

$$f = 5.91 < [f] = \frac{1}{250} \cdot l = \frac{1}{250} \cdot 1785 = 7.15$$

Отже, фактичний прогин плити є менший за допустимого [42].

4.3. Розрахунок поперечної рами

Вихідні дані:

Поздовжня рама прольотом – 6м; поперечний крок колон – 18м; висота приміщення до низу балок – 3.0; кранове обладнання відсутнє.

Визначаємо навантаження [23]:

Власна вага покрівлі – 3.47 кН/м .

Розрахункове погонне навантаження на раму з врахуванням ваги балки покриття:

$$9 \cdot 3.47 + 5.15 \cdot 1.1 = 37.05 \text{ кН/м}$$

Зосереджене навантаження на колону

$$F_n = 37.05 \cdot 6 = 222.0 \text{ кН}$$

Снігове навантаження $F_{сн}^н = 1.0 \text{ кПа}$

Розрахункове погонне навантаження на раму:

$$F_{сн}^р = 1.0 \cdot 1.4 \cdot 9.0 = 12.6 \text{ кН/м}$$

Зосереджене навантаження на колону крайнього ряду:

$$F_{сн} = 12.6 \cdot 6.0 = 76 \text{ кН}$$

Навантаження від ваги стінових панелей на відмітці 3,2м, при висоті панелей 2.4м і 0.8м.

$$F_{ст} = 2.4 \cdot 6 \cdot 0.2 \cdot 9.0 \cdot 1.1 = 28.6 \text{ кН}$$

Цокольні стінові панелі опираються на фундаментні балки.

Відстань від лінії дії навантаження до геометричної осі верхньої грані колони буде дорівнювати:

$$l_n = -\frac{0.20}{2} - \frac{0.40}{2} = -0.3 \text{ м}$$

де 0,20 – товщина стінових панелей; 0,40 – ширина перерізу колони.

Відстань по вертикалі від верху колони до місця прикладання навантаження буде дорівнювати:

$$y_{b1} = 4.80 - 4.20 = 0.6 \text{ м}$$

Власна вага залізобетонної колони перерізом 40×40см.

$$F_n = 0.4 \cdot 0.4 \cdot 6.0 \cdot 25.0 \cdot 1.1 = 26.6 \text{ кН}$$

Вітрове навантаження:

Приймається прикладенням до стійки у вигляді розподіленого в межах висоти стійки.

Тиск вітру на конструкцію, яка знаходиться вище верху стійки, замінюємо зосередженою силою W , прикладеною на рівні верху стійки. Тиск вітру збираємо з полички шириною 6м, рівною кроку колон.

Величина швидкісного тиску вітру по I -му району $0.27 \kappa H / m^2$ при висоті до 10м.

Аеродинамічний коефіцієнт становить у відповідності до [23]:

- навітряної сторони $c = 0.80$
- завітряної сторони $c' = 0.60$

Розрахункове погонне навантаження на поперечник з навітряної сторони.

$$F_{aem} = c \cdot F_b \cdot b \cdot n = 0.8 \cdot 0.27 \cdot 6.0 \cdot 1.2 = 1.56 \kappa H / m;$$

$$F'_{aem} = c' \cdot F_b \cdot b \cdot n = 0.6 \cdot 0.27 \cdot 6.0 \cdot 1.2 = 1.18 \kappa H / m;$$

Зосереджене вітрове навантаження вище верху колони [23]

$$W = c \cdot F_b \cdot b \cdot n \cdot h = 0.8 \cdot 0.27 \cdot 6.0 \cdot 1.2 \cdot 1.8 = 2.8 \kappa H$$

$$W' = c' \cdot F_{aem} \cdot h = 0.6 \cdot 1.18 \cdot 1.8 = 2.1 \kappa H$$

Визначення геометричних характеристик колон

Колона залізобетонна, суцільна перерізом 30×30 см

Момент інерції перерізу визначається:

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{30.0 \cdot 30.0^3}{12} = 320000 \text{ см}^4$$

Відношення моментів інерції верхньої і нижньої частини буде:

$$n = \frac{I_b}{I_n} = 1.0$$

Розрахунок рами виконуємо методом сил . При симетричному навантаженні даний поперечник один раз статично невизначений [12].

Невідоме переміщення верху колони визначаємо:

$$\delta_{11} = \frac{M^3}{3 \cdot K_1 \cdot E \cdot I_1}$$



Рис. 4.9 – Епюри зусиль, які діють в колоні від снігового навантаження

б) Постійне навантаження від ваги покрівлі



Рис. 4.10 – Епюра зусиль в колоні від ваги покрівлі

За допомогою перехідного коефіцієнту від снігового навантаження визначаємо ординати епюр

$$K = \frac{F_n}{F_{сн}} = \frac{37.05}{12.6} = 2.94$$

в) Вітрове навантаження [23].

Реакції основної системи від зовнішнього навантаження

$$R_{b1} = \frac{1}{8} \cdot K_1 \cdot g \cdot H \cdot [3 \cdot (1 + \nu \cdot K_2) + 4 \cdot K_3(1 + \nu)] =$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 0.965 \cdot 1.56 \cdot 7.8 \cdot [3 \cdot (1 + 0.3 \cdot 0) + 4 \cdot 0.043(1 + 0.3)] = 4.72 \text{ кН}$$

Зусилля в додатковому зв'язку

$$R_b = R_{b1} + R_{bn} + W_1$$

$$\text{де } R_{bn} = \frac{F_{акм}}{F_{відс}} \cdot R_{b1} = 0.75 \cdot 4.72 = 3.54 \text{ кН}; \quad R_b = 4.72 + 3.54 + 2.8 = 10.96 \text{ кН}$$

Вираховуємо опорні реакції горизонтального зміщення верху стійок в кожній колоні поперечника

$$x_1 = -R_{b1} + R_{bn} = -4.72 + 10.96 \cdot 0.25 = -2\kappa H;$$

$$x_2 = x_3 = x_4 = \dots = x_n = 10.96 \cdot 0.25 = 2.74\kappa H;$$

$$x_{n-1} = 3.54 - 10.96 \cdot 0.25 = 0.8\kappa H$$

Визначаємо зусилля в розрахункових перерізах крайньої стійки з навітряного боку:

$$M_1 = 0; \quad M_2 = 2.0 \cdot 7.8 + 0.5 \cdot 1.56 \cdot 7.8^2 = 63.1\kappa H \cdot m$$

в середніх стійках поперечника:

$$M_1 = 0; \quad M_2 = 2.74 \cdot 7.8 = 21.6\kappa H \cdot m$$

в крайній стійці з завітряного боку;

$$M_1 = 0; \quad M_2 = 0.8 \cdot 7.8 + 0.5 \cdot 1.18 \cdot 7.8^2 = 42.25\kappa H \cdot m$$

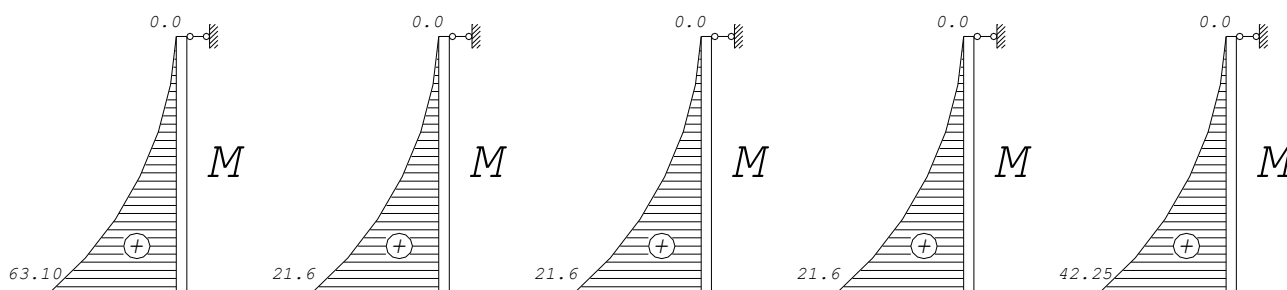


Рис. 4.11 – Епюри згинальних моментів від вітрового навантаження на поперечник „зліва”

При вітровому навантаженні „справа” зусилля в колонах рівні з протилежним знаком зусилля при тиску вітру „зліва”

г) Визначення зусиль в рамі від стінових панелей:

Згинальні моменти в перерізах стійок

$$M_1 = M_2 = F_{cm} \cdot l = 28.6 \cdot 0.3 = 8.6\kappa H \cdot m;$$

$$N = F_{cm} = 28.6\kappa H$$

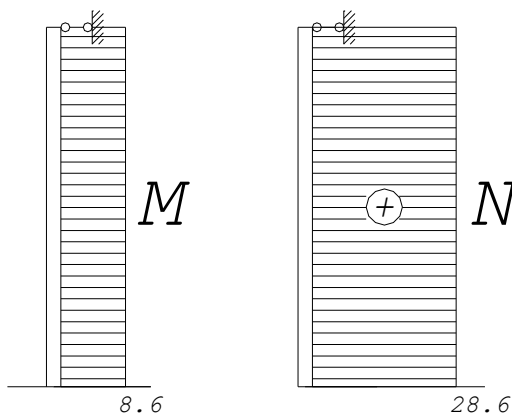


Рис. 4.13 – Епюри зусиль в колоні, спричинені навантаженням від панелей

д) Розрахункові зусилля при накладанні навантажень

Зусилля в колонах визначаємо для двох накладених основних навантажень.

а) з врахуванням одного короткочасного навантаження з коефіцієнтом $\gamma_c = 1.0$;

б) з врахуванням двох чи більше короткочасних навантажень з коефіцієнтом $\gamma_c = 0.9$

Для кожного накладання навантажень розглянемо наступні комбінації:

I – максимальний згинальний момент і відповідна йому сила;

II – максимальна поздовжня сила і відповідний момент.

Таблиця 4.4

Сумарні розрахункові зусилля в рамі

№ завантаження	Вид завантаження	Середня колона				Крайня колона			
		Переріз 1-1		Переріз 2-2		Переріз 1-1		Переріз 2-2	
		М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН	М, кН·м	N, кН

продовження табл. 2.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Постійне в т.ч. вага колони	6.7	222 + + 26.2	-3.0	222 + + 26.2	3.35	111 + + 26.6	1.5	111 + + 26.6
2	Стінове огороження	8.6	28.6	8.6	28.6	8.6	28.6	8.6	28.6
3	Тимчасове снігове	2.28	76	-1.02	76.0	1.14	38.0	-0.51	38.0
4	Тимчасове вітрове	0	0	21.6	0	0	0	63.1	0
	Розрахункова комбінація зусиль	16.7	333.6	23.0	333.6	12.25	197.6	62.5	197.6

Розрахунковим навантаженням є друге поєднання з $\gamma_c = 0.9$.

4.4. Розрахунок колони

Розрахунок колони крайнього ряду

Розрахункові зусилля $M = 62.5 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N = 197.6 \text{ кН}$.

Розрахункова довжина: $l_0 = 12 \text{ м} = 1.2 \cdot 6 = 7.2 \text{ м}$.

Приймаємо важкий бетон класу С12/15, який проходить теплову обробку при атмосферному тиску з розрахунковим опором:

$$R_b = 8.5 \text{ МПа}; \quad R_{bt} = 0.75 \text{ МПа}; \quad E_b = 21 \times 10^3 \text{ МПа}$$

Робоча арматура класу А300С при $d > 10 \text{ мм}$;

Виразуємо ексцентриситет поздовжньої сили $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{62.5}{197.6} = 0.318 \text{ м}$

Радіус інерції перерізу

$$i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11.7 \text{ см}$$

Гнучкість елемента

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{720}{11.7} = 61.5 > 14.0$$

Необхідно врахувати вплив прогину елемента на його несучу здатність:

Умовно критична сила буде дорівнювати:

$$M_{cr} = \frac{6.4 \cdot E_b}{l_0^2} \cdot \left[\frac{1}{\varphi_c} \left(\frac{0.11}{0.1 \cdot \frac{\delta}{I_{sp}}} + 0.1 \right) + \nu \cdot I_s \right]$$

$$\varphi_c = 1 + \beta \cdot \frac{M_1 \cdot l}{M} = 1.0 + 1.0 \cdot \frac{40.1}{62.5} = 1.645$$

$$M_{ll} = M_l + N_l \cdot \left(\frac{h_0 - a}{2} \right) = 10.1 + 166.2 \cdot \left(\frac{0.96 - 0.04}{2} \right) = 40.1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$\beta = 1.0$ — для важкого бетону; M_l, N_l — зусилля від довготривалих навантажень; h_0 — висота перерізу $h_0 = h - a = 400 - 40.0 = 360 \text{ мм}$.

$$\delta = \frac{l_0}{h} = \frac{31.8}{40.0} = 0.795$$

$$\delta_{\min} = 0.5 - 0.01 \left(\frac{l_0}{h} \right) - 0.01 R_b \cdot \gamma_b = 0.5 - 0.01 \cdot \left(\frac{720}{40} \right) - 0.01 \cdot 1.1 \cdot 8.5 = 0.264$$

Приймаємо $\delta = 0.795$

Відношення модулів пружності

$$\nu = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{21000} = 9.52$$

В першому наближенні приймаємо коефіцієнт армування $\mu = 0.004$

$$I_s = \mu \cdot b \cdot h_0 \cdot (0.5h - a)^2 = 0.004 \cdot 40 \cdot 36 \cdot (0.5 \cdot 40 - 4)^2 = 1470 \text{ см}^4$$

$$I_{sn} = 1.0$$

$$\eta = \frac{1.0}{1.0 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1.0}{1.0 - \frac{197.6}{1886.1}}$$

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot 210}{720^2} \cdot \left[\frac{320000}{1.645} \cdot \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.795} + 0.1 \right) \cdot 9.52 \cdot 1470 \right] = 1886.1 \text{ кН}$$

Відносний ексцентриситет буде дорівнювати:

$$l = l_0 \cdot n + 0.5 \cdot h - a = 31.8 \cdot 1.13 + 0.5 \cdot 40 - 4 = 52 \text{ см}$$

При умові, що $A_s = A'_s$, визначаємо висоту стиснутої зони у перерізі:

$$x = \frac{N}{\gamma_{A2} \cdot R_b \cdot b} = \frac{197.6}{1.1 \cdot 0.85 \cdot 40} = 5.2 \text{ см}$$

Відносна висота стиснутої зони становить:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{5.2}{36} = 0.145$$

Граничне значення висоти стиснутої зони

$$\omega = 0.85 - 0.0008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0.85 - 0.0008 \cdot 1.1 \cdot 8.5 = 0.776$$

$$\sigma_{s1} = R_s = 365 \text{ МПа}$$

$$\xi_y = \frac{\omega}{\left[1 + \frac{\sigma_{s1}}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right) \right]} = \frac{0.776}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0.776}{1.1} \right)} = 0.61$$

Маємо I-й випадок позацентрового стиску, оскільки $\xi = 0.145 < \xi_y = 0.61$

Площа перерізу поздовжньої арматури визначається:

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot \left(l - h_0 + \frac{N}{2 \cdot R_b \cdot b} \right)}{R_{sc} \cdot (h - a')} = \frac{197.5 \cdot \left(52 - 36 + \frac{197}{2 \cdot 0.85 \cdot 1.1 \cdot 40} \right)}{36.5 \cdot (36 - 4.0)} = 2.2 \text{ см}^2$$

Площа арматури $A_s = A'_s$ приймаємо з конструктивних вимог

$$A_s = 0.0025 \cdot b \cdot h_0 = 0.0025 \cdot 40 \cdot 36 = 3.6 \text{ см}^2$$

Приймаємо $A_s = A'_s = 4.02 \text{ см}^2$; $2\varnothing 16 \text{ A400C}$.

Поперечну арматуру приймаємо класу A240C.

З умови зварювання, при $d = 16 \text{ мм}$, хомути приймаємо з $\varnothing 6 \text{ A240C}$

кроком $u = 20 \cdot d = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм} < b = 400 \text{ мм}$ приймаємо крок $u = 400 \text{ мм}$

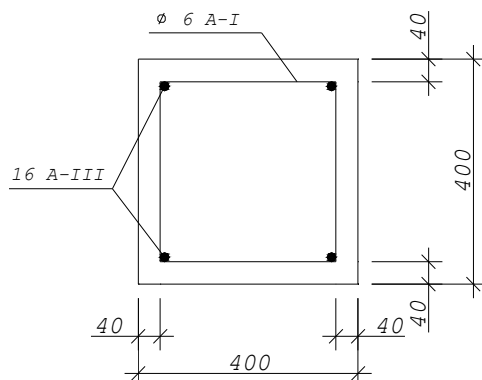


Рис. 4.14. Армування колони

Перевірка стійкості колони з площини, перпендикулярної площині згину.

Розрахункова довжина колони

$$l_{01} = 0.8 \cdot H = 0.8 \cdot 6 = 4.8 \text{ м}$$

Радіус інерції перерізу буде дорівнювати:

$$r_1 = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \sqrt{\frac{40^2}{12}} = 11.7 \text{ см}$$

$$\lambda_1 = \frac{l_{01}}{r_1} = \frac{480}{11.7} = 41.0; \quad \lambda_{red} = 61.5$$

Стійкість залізобетонної колони забезпечена, що говорить за виконання умови забезпечення першої граничної групи граничних станів .

5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

5.1 Технологія будівельно-монтажних робіт

Вибір методів проведення робіт

До початку будівництва необхідно виконати роботи підготовчого періоду, до яких відноситься:

- а. Зрізання родючого шару ґрунту і транспортування його в насип;
- б. Влаштування тимчасової огорожі;
- в. Прокладання підземних комунікацій;
- г. Влаштування тимчасових доріг;
- д. Зведення тимчасових будівель споруд

Зрізання родючого шару ґрунту, а також вертикальне планування ділянки робимо самохідними скреперами ємністю ковша 10м^3 марки Д-567, з використанням у виді штовхача бульдозера Д-492А. Схема роботи скрепера – по „вісімці”. Транспортування ґрунту на віддаль 2км в насип.

Земельні роботи „нульового” циклу виконуються екскаватором „обернена лопата” місткістю 0.5м^3 , Є-652, Є-303 в насип.

Після влаштування фундаментів ґрунт з насипу використовується для зворотньої засипки.

Необхідно передбачити положення ґрунтових вод відкритим водовідпливом.

Монтаж елементів каркасу

Для забезпечення технологічності монтажних робіт корпус розбиваємо на два захвати:

I-й захват між осями 1-9

II-й захват між осями 9-17

Частину будівлі на першій захватці виконуємо комплексним методом монтажу, на другій захватці монтаж ведемо змішаним методом: колони – окремо; балки і плити покриття – комплексним методом; навіску стінових панелей фасаду – виконуємо окремим потоком.

Перед монтажем колон необхідно провести прийом фундаментів з геодезичною перевіркою положень їх осей, висотних позначок.

Для монтажу колон необхідно використовувати вилчатий оголовник з пристроями для автоматичної розтроповки тросів.

Вивірку і тимчасове закріплення проводити з допомогою індивідуальних кондукторів.

Балки покриття і плити покриття монтують тільки після досягнення бетоном замонолічення колон у фундаментах не менше 70% міцності.

Ці конструкції попередньо складають у зоні монтажу.

Таблиця 5.1

Відомість підрахунку об'єму робіт по замонолічуванню швів

№ п/п	Назва робіт і елементів, що стикаються	Одиниці виміру	Потреба на стик, м ³	Кількість стиків	Загальний об'єм, м ³
1	2	3	4	5	6
1	Замонолічування колон в стаканах	1 стик	0.32	293	93.8
2	Замонолічування швів між плитами покриття	м ³	0.024	5592	134.2
3	Замонолічування зазору між стіновими панелями розчином	$\frac{м^3}{м.п}$	0.006	6342	38.05
	Разом:				266.05

Таблиця 5.2

Відомість підрахунку об'ємів зварювальних робіт

№ п/п	Назва елементів, що стикаються	Одиниці виміру	Кількість стиків	Довжина шва, м	
				Одного стику	Всього
1	2	3	4	5	6
1	Балка покриття з колоною	1 колона	151	1.5	226.5
2	Плита покриття з балкою	1 плита	480	0.7	336.0
3	Стінова панель з колоною	1 панель	741	1.2	889.2

Вибір монтажного крану

Параметри самохідних кранів підбираємо за даними довідника „Будівельні крани” та із урахуванням [26, 44]

Необхідний виліт стріли

$$l_{стр}^{кз} = 1.5 + l_2 + l_3 = 1.5 + 9.1 + 4.7 = 16.3 м$$

$$H_{кр} = 10.4 + 1.0 + 0.3 + 4.5 + 1.5 = 17.7 м$$

Знайденим параметрам відповідають такі стрілові крани

1. Рисунок 5.1 – автомобільні крани

$МКА-16У$; $КС-4575$; $МКП-25У$

2. Рисунок 5.2 – пневмоколісні крани

$МКТ-40$ і гусеничні $МКГ-25БР$ і $ДЕК-50$

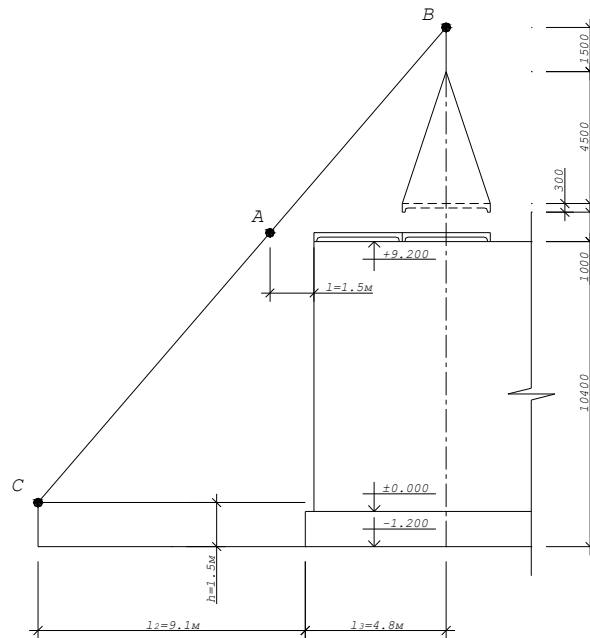


Рис. 5.1 Схема до вибору монтажного крану

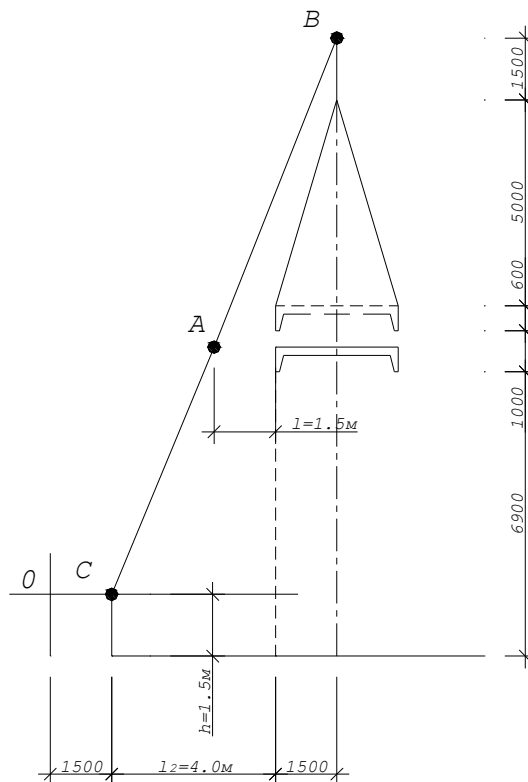


Рис. 5.2 Схема до визначення параметрів крану

Специфікація монтажних пристроїв, необхідних
для монтажу конструкцій

№ п/п	Назва елементів, що монтуються	Маса, т	Назва монтажних пристроїв	Характеристики		
				Вантажо- підйомність, т	Маса, т	Розрахун- кова висота, м
1	2	3	4	5	6	7
1	Колона	4.0	Вилочний захват Кондуктор	5 —	0.2 0.2	4.0 —
2	Колона	7.0	Траверса з захватом з дистанційним управлінням Кондуктор Люлька навісна	10 — —	0.35 0.336 0.2	1.6 — —
3	Балки покриття	5.0	Траверса з кліщовим захватом	10	0.5	5.5
4	Плити покриття	6.8	Чотирьох вітковий строп	10	0.15	3.5
5	Плити покриття	12.2	Траверса			
6	Плити покриття	2.3	Чотирьох вітковий строп			
7	Стінові панелі	3.0	Траверса	4	0.15	2.5

Визначення оптимальної кількості кранів.

Кількість монтажних кранів знаходимо за формулою

$$N = \frac{P}{D \cdot P_{\epsilon} \cdot T}$$

де P – об'єм монтажних робіт; D – кількість змін роботи крана в сутки;
 P_{ϵ} – середня експлуатаційна продуктивність крана, $\frac{m}{зм}$; T – термін монтажних
 робіт, що відповідає їх мінімальній вартості.

$$P_{\epsilon} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\epsilon_i}}{n \cdot K_{cm}} \quad \frac{m}{зм}$$

де $P_{\epsilon} = P_1 + P_2 + \dots + P_n$

тут n – кількість різновидностей конструкцій, що монтуються; $K_{см}$ – перехідний коефіцієнт до кошторисних норм $K_{см} = 1.33$.

$$\Pi = \frac{D}{H_{вр}}; \quad D = 8.2 \text{ год}$$

$$\Pi'_{\text{колонн}} = \frac{8.2}{0.41} = 20;$$

$$\Pi'_{\text{плит}} = \frac{8.2}{0.36} = 22.78;$$

$$\Pi''_{\text{колонн}} = \frac{8.2}{0.52} = 15.77;$$

$$\Pi''_{\text{плит}} = \frac{8.2}{0.5} = 16.4;$$

$$\Pi_{\text{балок}} = \frac{8.2}{1.21} = 6.78;$$

$$\Pi'''_{\text{плит}} = \frac{8.2}{1.1} = 7.45;$$

$$\Pi_{\text{ст.пан}} = \frac{8.2}{0.23} = 35.65$$

$$\Pi''_{\text{ст.пан}} = \frac{8.2}{0.21} = 39.05$$

$$\sum_1^n \Pi_{\epsilon} = 20 + 15.77 + 6.78 + 35.65 + 22.78 + 16.4 + 7.45 + 39.05 = 163.88$$

$$\Pi_{\epsilon} = \frac{163.88}{8 \cdot 1.33} \cdot 2.4 = 37 \text{ м/з.м}$$

Величина одночасних затрат для гусеничного крана (МКГ-25БР)

$$l_e = 250 + 75Q = 250 + 75 \cdot 25 = 2125 \text{ грн}$$

для КС-3575

$$l_e = 80 + 20Q = 80 + 20 \cdot 16 = 400 \text{ грн}$$

для ДЕК-50

$$l_e = 80 + 20Q = 80 + 20 \cdot 25 = 580 \text{ грн}$$

Величина накладних витрат в змінну з використанням одного робітника

$$b = 230 \text{ грн}; \quad t = 5 \text{ чол.}$$

Оптимальний термін монтажу:

$$T'_{N1} = \sqrt{\frac{P(l_e + b \cdot t)}{\Pi_{\epsilon} \cdot a}} = \sqrt{\frac{5606.3(2125 + 230 \cdot 5)}{37 \cdot 240}} = \sqrt{2066.5} = 45.47 \text{ змін}$$

$$T'_{N2} = \sqrt{\frac{5606.3(400 + 230 \cdot 5)}{37 \cdot 240}} = \sqrt{978} = 31.3 \text{ змін}$$

$$T'_{N3} = \sqrt{\frac{5606.3(580 + 230 \cdot 5)}{37 \cdot 240}} = \sqrt{1091.6} = 33 \text{ змін}$$

$$N_1 = \frac{5606.3}{37 \cdot 45.47} = 3.33 (\text{крана})$$

$$N_2 = \frac{5606.3}{37 \cdot 31.3} = 4.84 (\text{крана})$$

$$N_3 = \frac{5606.3}{37 \cdot 33} = 4.6 (\text{крана})$$

З врахуванням коефіцієнту суміщення z кількості кранів необхідних для монтажу

$$N_1 = 3.33 \cdot 0.77 = 2.6 (\text{змін})$$

$$N_2 = 4.84 \cdot 0.74 = 3.6 (\text{змін})$$

$$N_3 = 4.6 \cdot 0.74 = 3.4 (\text{змін})$$

Вибір транспортних засобів для перевезення збірних залізобетонних конструкцій

Визначення номенклатури транспортних засобів

Таблиця 5.5

№ п/п	Назви збірних конструкцій	Маса, т	Розміри збірного елемента, м	Транспортні засоби, марка	Вантажо- підйомність, т	Кількість елементів що перевозиться за 1 рейс	Коефіцієнт використання транспортних засобів
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Колони	2.8	3,0×0.4×0.4	ПЛ 1312 МАЗ 504В	13	4	0.86
2	Балки покриття	5.3	L = 18м	УПР-1212 МАЗ-506А	12	2	0.88
3	Плити покриття	12.2	6×3×0.6	ПЛ-1724 КРАЗ-258Б1	16.15	1	0.74
4	Стінові панелі	2.4	1.2×6×0.24	УПП-0907 ЗиЛ-130В	8.5	4	1.13
5	Стінові панелі	3.0	6×1.8×0.24			4	1.41
6	Стінові перегородки	1.4	6×1.2×0.08			6	0.99
7	Стінові перегородки	2.1	6×1.8×0.08			4	0.99

Таблиця 5.6

Структура і склад комплексної бригади Визначення структури і склад бригади

№ п/п	Назва спеціальностей робочих	Розряд робочого	Кількість робочих в ланці	Кількість ланок	Загальна кількість
1	2	3	4	5	6
1	Монтажник	2,3,4,5	4	1	7
2	Машиніст	5	1		

3	Такелажник	2,3	2		
4	Ел. зварювальник	5	1	1	3
5	Бетонувальщики	3,4	2		

Вказівки щодо монтажу збірних конструкцій

Монтаж збірних залізобетонних конструкцій каркасу двоповерхової частини будівлі, а також стінових панелей проводиться автомобільним краном КС-3575, інші конструкції пневмоколісним краном ДЕК-50.

Роботи по монтажу конструкцій виконують під керівництвом людей, що мають необхідну технічну підготовку і право на виконання монтажних і зварювальних робіт.

Робочі, які виконують монтаж, повинні пройти технічне навчання і навчання по техніці безпеки ведення робіт.

Монтаж конструкцій здійснювати „з коліс” там де є в цьому необхідність (монтаж плит покриття довжиною 6м), а також з приоб’єктних складів.

Строповку і підйом конструкцій проводити з використанням спеціальних тросів, захватів, кондукторів, балансуючих траверс.

Конструкції встановлюють в проектне положення по розбивочних осях з вивіркою по рисках. Наведення елементів в проектне положення проводити монтажним механізмом, у виняткових випадках допускається використання стяжок і домкратів.

Встановлені елементи до їх звільнення від захватів і стропів необхідно надійно закріпити тимчасовим або постійними зв’язками кріплення. Тимчасове кріплення здійснювати при допомозі кондукторів, домкратів, розпірок, і інших пристроїв.

Остаточне закріплення встановлених конструкцій проводити після конкретної перевірки розміщення їх в плані і по висоті, а також правильність підготовки стиків під зварювання і замонолічування.

Результати перевірки оформити актом в присутності і при участі зацікавлених сторін.

До досягнення 70% міцності бетону в стисках не знімати пристроїв, тимчасово закріплюючих конструкції.

5.2. Техніка безпеки при монтажі конструкцій

Роботи по монтажу необхідно виконувати у відповідності з проектом з використанням виробничих методів робіт, пристроїв.

Забороняється підйом конструкцій без петель і маркіровки.

Очистку конструкцій проводити на землі до початку монтажу.

Строповання виконувати інвентарними стропами і монтажозахватними пристроями, по схемах, складених з врахуванням міцності і стійкості конструкцій що піднімаються при монтажних навантаженнях.

Під час переміщення конструкцій повинні втримуватися від розгойдування і повернення відтяжками.

На монтажному майданчику повинен бути встановлений порядок обміну умовними сигналами. всі сигнали подаються однією особою. Сигнал „стій” подається любим робочим, який зауважив небезпеку.

Переміщення і монтаж конструкцій над перекриттям на якому знаходяться люди – **забороняється!**

Зона, небезпечна для знаходження людей, повинна бути позначена добре видимими попереджувальними значеннями, в нічний час світловими сигналами знаками.

При переміщенні конструкцій монтажником слід знаходитись поза контуром конструкції, зі сторони, протилежної подачі її краном.

Поданий елемент опускається над місцем його встановлення не більше ніж 30см вище проектного рішення, після чого монтажники наводять його на місце встановлення. Забороняється знаходження людей на елементах при їх підніманні, встановленні, переміщенні.

Для переходу монтажників від однієї конструкції до іншої слід використовувати драбини, перехідні мостики, трапи. Перехід по балці дозволяється при наявності надійно закріпленого, туго натягнутого вздовж на висоті 1.2м металевого тросу для закріплення карабіна запобіжного поясу.

Забороняється виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях, при силі вітру в 6 балів і вище, а також при ожеледиці, сильному снігопаді і грозі.

Монтаж і зварювання плит покриття проводиться: перших по ходу монтажу з підмосток і люльок, наступні з уже змонтованих плит.

Під час знаходження на плитах, робочі повинні пришпілюватися карабіном до петель, або спеціальних тросів.

Для піднімання робочих на змонтовані покриття повинні бути влаштовані маршеві або підвісні сходи через кожних 60м.

Розструповка конструкцій до їх закріплення забороняється.

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

6.1 Визначення об'ємів робіт на будівництво корівника

Обчислення об'ємів робіт

Таблиця 6.1

№ п/п	Назва робіт	Одиниці виміру	Формула підрахунку	Об'єм робіт
1	2	3	4	5
Підготовчий період				
1	Зрізання родючого шару ґрунту товщиною 30см	100м ³	$1.28 \times 1.15 \times 0.3$	44.16
2	Планування майданчику	100м ²	128×115	147.2
3	Влаштування тимчасових доріг	м ²	$85 \times 6 \times 10$	51.0
4	Влаштування тимчасового освітлення	100м.п	$100\text{м.п} \cdot 10\text{прог.} + 230\text{м.п}$	12.3
5	Влаштування тимчасових будівель і споруд	100м ²	$30+70+160+48+274+32.4+166.5+111+360$	12.5
Нульовий цикл				
6	Розробка сухого ґрунту в насип екскаватором	100м ³	$232\text{к} \cdot 12\text{м}^3$	27.84
7	Теж, мокрого	100м ³	$232\text{к} \cdot 6\text{м}^3$	13.92
8	Доробка мокрого ґрунту вручну	м ³	1410×0.1	141
9	переміщення ґрунту бульдозером на 50м в насип	100м ³	$27.84+13.92+1.41$	43.17
10	Зворотня засипка з переміщенням до 50м, до червоної відмітки	100м ³	$(127.5 \cdot 80 + 42 \cdot 118) \cdot 1\text{м} = (10200 + 756) \cdot 1\text{м}$	109.56
11	Теж, вручну, у важкодоступних місцях	м ³	1095×0.15	1643.7
12	Щебенева підготовка під фундаменти з поливкою гарячим бітумом	м ²	$232\text{к} \cdot 10\text{м}^2$	2320
13	Монолітні з.б. фундаменти	м ³	$232\text{к} \cdot 7\text{м}^3$	1624
14	Влаштування бетонні подушки під фундаментні балки	м ³	$245\text{шт} \times 0.24 \times 2$	120
15	Влаштування фундаментних балок	шт.		245

1	2	3	4	5
16	Влаштування стрічкових фундаментів з блоків	м ³	77.5 + 33.7	110.82
17	Монолітні ділянки стін з бетону	м ³		110
18	Вертикальна гідроізоляція стінок фундаменту	м ²		10285
19	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту	м ²		651
Каркас будівлі				
20	Монтаж з.б. колон вагою до 4т.	$\frac{шт}{м^3}$	$8 \times 1.1 + 12 \times 1.1 + 3 \times 1.3 + 45 \times 1.32 + 46 \times 1.3 + 37 \times 1.1 + 24 \times 1.2$	$\frac{34}{75}$
21	Монтаж вертикальних зв'язків колон	т.		19.6
22	Теж, по перекриттю	т.		4.2
23	Вкладання балок покриття, прольотом 18м	$\frac{шт}{м^3}$	$9 \times 2.1 + 110 \times 2$	$\frac{17}{23.89}$
24	Вкладання з.б. плит покриття довжиною 6м	$\frac{шт}{м^3}$	$(112 + 12 + 172) \times 0.93$	$\frac{96}{175.28}$
25	Стінові панелі з керамзитобетону товщиною 140мм	$\frac{шт}{м^3}$		$\frac{45.15}{1065}$
26	Монтаж перемичок вагою до 0.3т	м ³		10.2
27	Цегляна кладка зовнішніх стін	м ³		47.8
28	Теж, внутрішніх стін	м ³	2264+70	23.34
Пройоми				
29	Встановлення дерев'яних вікон, блоків	м ²	15.16+6.61+34.06	55.83
30	Скління вікон	м ²	38.8+53.13	86.93
31	Влаштування віконної фурнітури	шт.	1.6+6.0+6.5	14.4
32	Монтаж металевих конструкцій воріт	т.		5.45
33	Встановлення дерев'яних дверей	шт.		5
Покрівля				
34	Пароізоляція покриття бітумною мастикою	м ²		6763
35	Теплоізоляція ЖМВП	м ³		2818

1	2	3	4	5
36	Цементна стяжка товщиною 22мм	м ²		12442
37	Теж, три шари	100м ²		25.6
Підлоги				
58	Втрамбування ґрунту щебенем	м ²		6528
59	Бетонна підготовка під підлогу товщиною 100мм	м ³	6530×0.1	653
60	Цементна стяжка	м ²		6528
61	Бетонна підготовка з стержнями електропідігріву	м ³		653
62	Теплоізоляція керамзитовим гравієм	м ³		3914
63	Двох шарова ізоляція з гідроізолю на мастиці	м ²		6528
64	Бетонна армована стяжка товщиною 40мм	м ²		6528
65	Чисті бетонні підлоги з шліфуванням товщиною 40мм	м ²		6528
Ізоляційні роботи				
66	Штукатурка стін під ізоляцію	м ²	5579 + 8368	13947
67	Пароізоляція стін	м ²	7195 + 1201	8396
68	теплоізоляція стін ЖМВП	м ³		2409
69	Штукатурка по стінці	м ²		13947
Оздоблювальні роботи				
70	Облицювання цоколя чорною плиткою	м ²		529
71	Облицювання козирків алюмінієвими листами	м ²		127
72	Зовнішня штукатурка цегляних стін	м ²		997
73	Пофарбування фасадів напиленням	м ²		3141
74	Внутрішня штукатурка стін	м ²		8503
75	Одношарова штукатурка бетонної поверхні	м ²		12754

продовження табл.6.1

1	2	3	4	5
76	Вапняна покраска стель і стін	м ²	12250 + 31472	43722
77	Масляне фарбування стель і стін	м ²		4350
78	Облицювання стін плиткою	м ²	1732 + 61.3	1793.3
79	Влаштування внутрішніх лісів	м ²		11300

6.2 Потреба в матеріалах, výroбах і напівфабрикатах

Таблиця 6.2

Відомість потреби в матеріалах

№ п/п	Назва матеріалів, виробів і напівфабрикатів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Збірні конструкції: – бетонні – залізобетонні – металеві	м ³ м ³ т.	96.7 168.2 79.4
2	Монолітні конструкції: – бетонні – залізобетонні	м ³ м ³	36.4 23.09
3	Арматура для монолітних конструкцій	т.	1.39
4	Столярні вироби: – віконні блоки – дверні блоки	м ² м ²	56.0 28.8
5	Скло віконне	м ²	120.0
6	Розчин будівельний	м ³	215.0
7	Пиломатеріали	м ³	22.35
8	Цегла	тис.шт.	12.03
9	Щебінь	м ³	422.9
10	Пісок	м ³	374.9
11	Лінолеум	м ²	34.0
12	Рулонні покрівельні ізоляційні матеріали	м ²	1016.45
14	Бітум	т.	35.7
15	Керамічна плитка	м ²	80.0
16	Цемент	т.	24.09
17	Оліфа	кг.	195.6
18	Білила	кг.	122.1
19	Плити мінераловатні	м ³	25.89
20	Емаль ХС	кг.	217.6

6.3. Розробка будгенплану

Будгенплан розроблено на основі генплану майданчику і технології схеми монтажу каркасу.

До початку основних будівельно-монтажних робіт на об'єкті побудовано всі необхідні внутрішньо-майданчикові комунікації, в тому числі внутрішньо-майданчикові мережі водопроводу, каналізації, електропостачання, радіофікації, під'їдні автомобільні дороги.

Доставлення товарного бетону і розчину здійснюється з заводів, розташованих на віддалі 8км від об'єкту.

Для зменшення затрат на тимчасові споруди і приміщення максимально використовують внутрішньо-майданчикові постійні комунікації, автошляхи, мережі водопроводу і каналізації, огорожу території.

Склад і об'єкти будівельного господарства визначаємо в такому порядку:

- визначаємо необхідне число складів і їх типи;
- проектуємо транспортне господарство, встановлюємо вид і потребу в транспортних засобах;
- Визначаємо потребу у воді, електроенергії.

При проектуванні будгенплану в основу закладено такі вимоги;

- внутрішньо-майданчикові переміщення вантажів мають бути мінімальними;
- тимчасові будівлі і приміщення повинні бути розташовані з врахуванням протипожежних норм і правил;
- пожежна небезпека тимчасових комунікацій повинна бути мінімальна;
- побутові приміщення розташовують в місцях найбільшого згущення робітників.

6.4. Організація складського господарства

Створення запасів матеріалів необхідне для забезпечення безперебійного ходу робіт. Необхідна кількість матеріалів визначається виходячи з того, щоб запаси були мінімальні.

Мінімальний запас встановлюємо з розрахунку середньодобової потреби у виробках на запланований період

$$P = \frac{Q}{T} \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot t_n$$

де Q – потреба в матеріалах; T – загальне число днів використання даного матеріалу, чи виробів; t_n – число днів на яке планується запас; $t_n = 3 \div 5$ днів; K_1 – коефіцієнт нерівномірності доставляння матеріалів на склад $K_1 = 1.15 \div 1.2$; K_2 – коефіцієнт нерівномірності використання на протязі розрахункового часу $K_2 = 1.15 \div 1.6$.

Розрахунок проводимо в табличній формі. Загальна площа під склади з врахуванням проходів

$$S = \frac{P}{V \cdot \beta}$$

де $\beta = 0.5 \div 0.7$ – закриті опалювальні; $\beta = 0.4 \div 0.5$ – відкриті для лісоматеріалів; $\beta = 0.5 \div 0.6$ – для металу і нерудних матеріалів.

Таблиця 6.4

Розрахунок площі складів

№ п/п	Тип складів	Норматив	Площа складів		Необхідна площа складів, м ²
			Норма розрахунку площі складу, м ²	Коефіцієнт нерівномірності доставляння будівельних матеріалів	
1	2	3	4	5	6
1	Закритий опалювальний склад для зберігання фарб, оліфи, спецодягу, взуття	1.млн.грн річної вартості БМР	2.2	1.1	58.8

продовження табл. 6.4

1	2	3	4	5	6
2	Закритий неопалювальний склад для зберігання цементу	1.млн.грн річної вартості БМР	2.2	1.1	22.0
3	Закритий неопалювальний склад для зберігання гіпсу	1.млн.грн річної вартості БМР	2.2	1.1	18.4

4	Закритий неопалювальний склад для зберігання теплоізоляційних матеріалів	1.млн.грн річної вартості БМР	2.2	1.1	70.2
5	Навіс для зберігання арматурної сталі	1.млн.грн річної вартості БМР	2.2	1.1	6.0
6	Навіс для зберігання рулонних матеріалів	1.млн.грн річної вартості БМР	2.2	1.1	116.1
7	Навіс для зберігання столярних виробів	1.млн.грн річної вартості БМР	2.2	1.1	31.5
8	Навіс для зберігання смоли	1.млн.грн річної вартості БМР	2.2	1.1	31.5
9	Навіс для зберігання обладнання	1.млн.грн річної вартості БМР	2.2	1.3	42.9
10	Площадки для зберігання лісу	м ³	235	1.2	366.6
	цегли	тис.шт.	1203	1.1	3308
	арматури	т.	139	1.2	200
	металевих конструкцій	т.	794	1.2	3144

6.5. Тимчасові споруди

Основними рахуються споруди підсобно-допоміжні, контори, гардеробної, пункту харчування.

Розрахунок побутових приміщень проводимо в наступному порядку:

1. Визначаємо кількість працюючих;
2. Визначаємо перелік необхідних будівель;
3. Визначаємо необхідні площі;
4. Визначаємо тип і конструкції тимчасових споруд

Кількість робочих приймаємо по сітковому графіку.

Таблиця 6.5

Розрахунок кількості робочих

Показники	О в н с	Інші категорії	Всього
-----------	---------	----------------	--------

		Робочі на основні вироби, люд/%; Р ₁	ІТР службовці, люд/%; Р ₂	МОП, люд/%; Р ₃	Робочі для монтажу обладнання, люд/%; Р ₄	
1	2	3	4	5	6	7
Кількість працюючих, для розрахунку господарських будівельна майданчику	77	$\frac{19}{25}$	$\frac{5}{6}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{23}{30}$	127
Для розрахунку приміщень під обладнання	77	$\frac{18}{24}$		$\frac{3}{4}$	$\frac{23}{30}$	121

Визначення площі тимчасових будівель

Таблиця 6.5

№ п/п	Назва тимчасових споруд	Розрахункова площа для будівель обслуговуючого персоналу
1	2	3
1	Гардеробні	$0.6 \cdot 77 \cdot 1 = 46.2\text{м}^2$
2	Душові і вбиральні: чоловічі жіночі	$0.82 \cdot (77 + 19 + 33) \cdot 0.7 = 68.3\text{м}^2$ $0.82 \cdot (77 + 19 + 23) \cdot 0.3 = 29.3\text{м}^2$
3	Умивальники: чоловічі жіночі	$0.06 \cdot (77 + 19 + 23) \cdot 0.7 = 10.2\text{м}^2$ $0.06 \cdot (77 + 19 + 23) \cdot 0.3 = 2.1\text{м}^2$
4	Сушки	$0.2 \cdot (77 + 19 + 23) = 23.8\text{м}^2$
5	Їдальні	$1.0 \cdot (77 + 19 + 23) = 119\text{м}^2$
6	Приміщення для обігріву	$0.1 \cdot (77 + 19 + 23 + 4) = 12.3\text{м}^2$
7	Контора	$4 \cdot (5 + 3) = 32\text{м}^2$
8	Кімната суспільно- масових заходів	$0.75 \cdot P_0 = 95.2\text{м}^2$
9	Диспетчерська	7м^2
10	Медпункт	70м^2

6.6. Тимчасове водопостачання

Вода на будівництві використовується на:

а) виробничі потреби;

б) господарсько-питні потреби;

в) протипожежні потреби.

Потреби у воді визначається укрупненим показником на 1 млн.грн. будівельно-монтажних робіт.

Виробничі потреби:

Необхідна кількість води:

$$Q_{тр.вир} = B \cdot S \cdot K_2$$

де B – кількість води на 1млн.грн. річного об'єму БМР; $B = 0.4 \text{ л/с}$ розділ 27 таблиця 37 [11]; S – річний об'єм БМР, $S = 2.2 \text{ млн.крб.}$; K_2 – територіальний коефіцієнт, $K_2 = 0.98$.

$$Q_{тр.вир} = 0.4 \cdot 2.2 \cdot 0.98 = 0.88 \text{ л/с}$$

Господарсько-питні потреби у воді враховані нормами і входять в нормативні потреби.

Розхід води на **протипожежні** потреби нормами не враховані і нормуються окремо в залежності від площі забудови. При площі до 50га $Q_{пож} = 20 \text{ л/с}$.

Загальний розхід води на майданчику:

$$Q = Q_{вир} + Q_{госп} + Q_{пож} = 0.88 + 20 = 20.88 \text{ л/с}$$

Відповідна мережа повинна бути розрахована на випадок потреби води в час максимального водозабору і у випадку пожежі.

Найбільший діаметр труб водопроводу:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V \cdot 1000}}$$

де d – діаметр труби, мм; Q – розхід води, л/с ; V – швидкість руху води, $V = 1.4 - 0.9 \text{ л/с}$;

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 20.88}{3.14 \cdot 1.2 \cdot 1000}} = \sqrt{0.0291} = 0.15 \text{ м}$$

Приймаємо діаметр труби для тимчасового водопроводу $d = 150 \text{ мм}$.

6.7 Тимчасове електропостачання

Електроенергія на будівельному майданчику використовується:

- на живлення електродвигунів будівельних машин і механізмів;
- на освітлення території і робочих місць;
- на обігрів побутових приміщень

В складі ПОБ потужність джерел електроенергії визначаємо по розрахункових нормативах на 1млн.грн. річного об'єму БМР.

Джерелом електроенергії служить високовольтна лінія.

Необхідна потужність трансформаторної підстанції

$$P = \frac{P_K}{\cos \varphi}$$

де P_K – потужність споживачів;

$$P_K = P \cdot K_1 \cdot c$$

тут P – потужність трансформатора на 1млн.грн. БМР, $P = 90 \text{ кВт}$; K_1 – територіальний коефіцієнт $K_1 = 0.83$; $c = 2.2 \text{ млн.грн.}$ – річний об'єм БМР.

$$P_K = 90 \cdot 0.83 \cdot 2.2 = 164.3 \text{ кВт}$$

$\cos \varphi$ – коефіцієнт використання потужностей $\cos \varphi = 0.75$

$$P = \frac{164.3}{0.75} = 219.1 \text{ кВт}$$

Приймаємо комплексну трансформаторну підстанцію зовнішньої установки *КТПН-72М-250* потужністю трансформатора 250кВт., з трансформатором типу *ТМ250/6*.

6.8. Розрахунок освітлення будівельного майданчику

Для освітлення будівельного майданчика запроектовані групові прожектори типу *ПЗС-45*.

Необхідна кількість прожекторів у відповідності до [32]

$$n = \frac{E_n \cdot K \cdot S}{E_d \cdot \eta \cdot u \cdot z}$$

де E_n – норма освітлення, $E_n - 2 \text{ лампи}$;

K – коефіцієнт запасу, $K - 1.5$;

S – площа яка освітлюється, $S = 14400 \text{ м}^2$;

$E_{\text{л}} = 18200 \text{ лк}$ – світловий потік;

$\eta = 0.36$ – коефіцієнт корисної дії прожектора;

$u = 0.9$ – коефіцієнт використання світлового потоку;

$z = 0.75$ – коефіцієнт нерівномірності освітлення;

$$n = \frac{2 \cdot 1.5 \cdot 14 \cdot 400}{18200 \cdot 0.36 \cdot 0.9 \cdot 0.75} = 10 \text{ прожекторів}$$

Приймаємо по 4 лампи в 10-х прожекторах.

7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

7.1. Напрямки охорони довкілля при будівництві

Раціональне використання природних ресурсів, а також збереження і відтворення потенціалу навколишнього природного середовища належать до найбільш актуальних проблем сучасності [50]. Ефективне вирішення завдань екологічної безпеки вимагає інтеграції знань і зусиль фахівців різних галузей науки і техніки. Зважаючи на цілісність біосфери та глибокий внутрішній взаємозв'язок усіх її компонентів і природних процесів, науково-практичні розробки у цій сфері повинні базуватися на комплексному системному підході. Конкретні програмні дії та конструктивні рішення, спрямовані на охорону довкілля, наразі є невід'ємною складовою частиною всіх видів проєктних робіт — від розробки генеральних схем розселення державного масштабу до проєктів детального планування окремих будівельних майданчиків.

Реалізація стратегічних напрямків соціально-економічного розвитку суспільства нерозривно пов'язана з масштабним капітальним будівництвом, яке передбачає інтенсивне освоєння нових територій та залучення значних природних ресурсів. У зв'язку з цим під час розробки будь-якої документації із забудови критично важливо визначити та обґрунтувати оптимальний екологічний варіант інженерних рішень, що є безпосередньою вимогою і при проєктуванні та зведенні будівлі виробничого корпусу. У процесі природокористування обов'язковим є дотримання балансу між експлуатацією та відтворенням природних багатств. Заходи у сфері охорони навколишнього природного середовища мають безумовний пріоритет під час прийняття будь-яких господарських та інженерних рішень; їхня реалізація повинна чітко корелювати з графіком виконання будівельних програм і суттєво впливати на загальну оцінку ефективності кінцевих виробничих процесів.

7.2. Загальна екологічна характеристика району будівництва

Майданчик під будівництво корівника на 100 голів розташований на території м. Вижниця, що не використовується під оранку.

Межує з півночі з фруктовим садом; зі сходу орні землі і селищний район м. Вижиця, на віддалі 500м; з півдня і південного сходу – з смугою посадки дерев біля залізної дороги з заходу – орні землі фермерського господарства на віддалі 1 км від села.

Ділянка вільна від забудови і зелених насаджень, рельєф ділянки спокійний. Ділянка не затоплюється повеннями і талими водами. У районі будівництва немає залягань корисних копалин.

Пануючі вітри південно-східні і найбільш сильні вітри в січні.

Відвід земельної ділянки пл. 0.5га для будівництва погоджено зі всіма зацікавленими організаціями і службами.

Основними елементами забруднення навколишнього середовища будуть [36, 50]:

- гази при роботі двигунів автомашин автотранспорту, що будуть знаходитись на території корівника;
- шум автомашин, автотранспорту;
- відходи

Господарські і виробничі стоки скидаються в каналізацію. Дощові стоки – частина збирається в канаву, решта через дощоприймачі в ливневу каналізацію.

Ґрунт глиняний, який добре фільтрує воду.

Пам'яток історії та архітектури на ділянці будівництва немає. Електропостачання буде здійснюватися від трансформаторної підстанції.

Теплопостачання здійснюється від котельні, яка працює на природному газі.

Водопостачання та каналізація здійснюється підключенням до існуючої мережі.

7.3. Охорона атмосферного повітря

Охорона атмосферного повітря та підтримання належного санітарно-гігієнічного режиму території під час будівництва й експлуатації об'єкта вимагають максимального збереження і захисту всіх природних компонентів

екосистеми [50]. Основними джерелами антропогенного навантаження та локального забруднення повітряного басейну в межах тваринницького комплексу є технологічний автотранспорт і засоби механізації, зокрема автомобілі та автонавантажувачі, робота двигунів внутрішнього згоряння яких супроводжується викидами відпрацьованих газів.

З метою мінімізації негативного впливу цих емісій на довкілля проєктом передбачено комплексні планувальні рішення, спрямовані на асиміляцію та розсіювання шкідливих речовин.

Зниження концентрації забруднювачів у приземному шарі атмосфери досягається за рахунок природної аерації території пануючими вітровими потоками, а також за допомогою біологічного бар'єра. На шляху поширення повітряних мас від ділянок маневрування транспорту до виробничих і селітебних зон проєктується спеціальна захисна зона з густих зелених насаджень, яка виконує функцію природного фільтра, затримує пил, поглинає токсичні компоненти газів і покращує загальний мікроклімат підприємства.

7.4. Покращення санітарно-епідемічного стану

Поряд території корівника заболочених місць немає, які б могли бути епіцентром розмноження комах. Місця для контейнерів з сміттям повинні бути на бетонному майданчику і обсаджені деревами і кущами. Зелені насадження виділяють фітонциди, що служать захисним живим фільтром від можливого поширення бактерій. Насадження з хвойних і листвяних дерев і кущів живого плоту.

Тимчасове зберігання шкіри та інших відходів передбачено у спеціально обладнаних камерах.

7.5. Охорона водоймищ від забруднення стічними водами

Даний підрозділ розроблено з врахуванням вимог [36], регламентуючи охорону навколишнього середовища.

Водопостачання. Кількість води що споживається (свіжої) становить $31.5 \text{ м}^3/\text{добу}$, тобто $7815 \text{ м}^3/\text{рік}$.

В проєкті джерелом водопостачання прийнята артсвердловина.

Для раціонального використання водних ресурсів і скорочення витрат водопостачання передбачені наступні заходи:

а) Прийнято технологічне обладнання з використанням мінімальної кількості свіжої води;

б) Запроектована циркуляційна система гарячої води $t = 55 - 60^\circ\text{C}$ для обігріву теплообмінника продуктивністю $3.5 \text{ м}^3/\text{год}$;

в) З метою встановлення контролю за раціональною витратою свіжої води, її екології проєктом передбачено встановлення контролю водомірного вузла в системі питної води.

Охолодження нагрітої води в системі зворотного водопостачання передбачується за допомогою вентиляційних камер типу ГПВ-160 (2шт). Підживлення системи передбачається свіжою водою в кількості $0.3 \text{ м}^3/\text{год}$. Використання зворотної системи скорочує витрату води що споживається на $856.0 \text{ м}^3/\text{добу}$.

У відповідності до [36] для запобігання розвитку бактеріальних та біологічних чинників забруднення, обростання теплообмінних апаратів, трубопроводів і запобігання карбонатних відкладень передбачується обробка води мідним купоросом. В результаті обробки продувка системи зменшується на 10%, що скорочує розхід води на $0.66 \text{ м}^3/\text{добу}$.

Каналізація. Побутові і виробничі стічні води розділеними виступами самотьком скидаються в каналізацію і після локальної очистки поступають в зовнішні мережі каналізації.

Кількість стічних вод по підприємству становлять $26.6 \text{ м}^3/\text{добу}$ і $6730 \text{ м}^3/\text{рік}$.

Вирішення схем водопостачання і каналізації є прогресивним, оскільки прийняті з умов максимального повторного використання води, застосування зворотних систем, маловодної технології, в наслідок чого зменшується кількість стічних вод.

У результаті вказаних заходів підприємство раціонально використовує водні ресурси і не спричиняє негативного впливу на водоймища.

7.6. Охорона родючого шару ґрунту

Перед початком виконання земляних робіт на майданчику передбачено обов'язкове зняття родючого шару ґрунту завтовшки 20 сантиметрів з його наступним складуванням у спеціально відведених тимчасових відвалах (кавальєрах) для забезпечення збереження його структури та властивостей.

Після завершення комплексу будівельно-монтажних робіт цей ґрунт у повному обсязі рекультивується та використовується для благоустрою території, зокрема для влаштування й підсипки газонів та захисних зелених зон.

З метою запобігання розвитку ерозійних процесів, змиву ґрунту та порушення гідрологічного режиму місцевості під час будівництва й подальшої експлуатації об'єктів, технологією будівельного виробництва та проектною організацією праці передбачено комплекс інженерно-технічних заходів. Основним елементом інженерного захисту території є влаштування розвиненої системи зливової каналізації, яка забезпечує своєчасне, організоване відведення дощових, талих та інших поверхневих стічних вод із майданчика, виключаючи розмивання відкритих ділянок землі та підтоплення конструкцій споруди.

7.7. Охорона навколишнього середовища від дії шуму, електромагнітного та радіаційного забруднення

Джерелом шуму на території пункту утримання худоби є трансформаторна підстанція, а також автомобілі. Тому на генплані передбачено посадку хвойних і листвяних дерев, а також високорослих кущів, які служать

ефективним захистом від шуму. Споруди запроектовані на нормативних відстанях згідно [19].

Обладнання трансформаторної підстанції у виробничих процесах не буде використовувати радіоактивні елементи.

8. ОХОРОН ПРАЦІ НА БУДІВНИЦТВІ

8.1. Аналіз стану охорони праці

Раціональна організація будівельного майданчика є основоположною умовою забезпечення безпеки праці робітників на всіх етапах виконання будівельно-монтажних робіт [27]. Для підтримання безперебійного оперативного зв'язку всі територіально відокремлені об'єкти та ділянки забезпечуються телефонним, радіо- або іншими сучасними видами зв'язку. У межах будівельного майданчика обов'язковим є чітке позначення меж небезпечних зон за допомогою сигнальних знаків, захисних огорожень та інших технічних засобів, оскільки в цих межах постійно або потенційно діють небезпечні виробничі фактори.

До категорії небезпечних зон відносять неогорожені технологічні прорізи, котловани та траншеї. Крім того, небезпечними зонами визнаються місця безпосереднього переміщення будівельних машин, механізмів, їхніх частин і робочих органів, а також зони, над якими здійснюється переміщення вантажів вантажопідйомними кранами [27]. Сюди ж відносять локації, де концентрація шкідливих речовин у повітрі або інтенсивність шуму перевищують гранично допустимі рівні. Потенційно небезпечними зонами вважаються також поверхи, яруси та ділянки будівель і споруд, над якими безпосередньо виконується монтаж або демонтаж конструктивних елементів. Для унеможливлення доступу сторонніх осіб та запобігання виробничому травматизму всі виявлені небезпечні зони підлягають обов'язковому огороженню захисними конструкціями та обладнанню попереджувальними інженерними знаками згідно з регламентованими вимогами [27]. За відсутності додаткових підвищених вимог у паспорті чи інструкції заводу-виробника будівельної техніки, границі небезпечної зони поблизу рухомих робочих органів машин встановлюють на відстані не менше 5 метрів.

Електробезпека на території всього будівельного майданчика, на окремих ділянках робіт та безпосередніх робочих місцях забезпечується у суворій

відповідності до чинних нормативних вимог [27, 29]. Обов'язковою умовою безпечного ведення робіт у нічний та вечірній час є стале функціонування штучного освітлення проїздів, проходів і робочих зон, виконаного згідно з Інструкцією по проєктуванню електричного освітлення будівельних майданчиків; виконання будь-яких операцій у неосвітлених місцях категорично забороняється. Технологічні колодязі, шурфи та інші виїмки в ґрунті в місцях можливого доступу людей повинні бути надійно закриті міцними захисними щитами, кришками або обнесені суцільним огородженням. У темну пору доби таке огороження додатково позначається електричними сигнальними лампами, підключеними до мережі зі зниженою безпечною напругою.

Логістика будівельного майданчика регулюється спеціальною схемою руху транспорту, яку встановлюють на в'їзді для чіткої регламентації порядку переміщення всіх транспортних засобів. Швидкість руху автомобільного транспорту по території майданчика та поблизу зон виконання робіт обмежена і не повинна перевищувати 10 км/год на прямих ділянках та 5 км/год на поворотах. У місцях перетину автомобільних доріг із рейковими коліями влаштовуються суцільні настили (переїзди) з контрейками, вкладеними в один рівень з оголовками рейок.

Усі пішохідні проходи, транспортні проїзди та робочі місця необхідно регулярно очищати від снігу, обледеніння й бруду, виключаючи їх загромождження будівельними матеріалами чи відходами. Проходи, що мають нахил більше 20°, обов'язково обладнуються міцними ходовими трапами з нашитими протиковзними дерев'яними планками. Нормативна ширина проходів до робочих місць та безпосередньо на них повинна становити не менше 0,6 метра, а висота у світлі — не менше 1,8 метра. Якщо піднімання або опускання робітників здійснюється на висоту чи глибину понад 5 метрів, використовувані драбини та трапи обладнуються спеціальними конструктивними елементами (страхувальними канатами з уловлювачами тощо) для надійного закріплення запобіжних поясів. Входи в будівлі, що зводяться, захищаються зверху суцільним захисним навісом, ширина якого

повинна бути не меншою за ширину самого входу, з вильотом від стіни будівлі не менше 2 метрів і кутом нахилу в бік споруди в межах 70–75°.

Робочі місця та підходи до них, розташовані на висоті 1.3 метра і більше, за умови відстані до межі перепаду висот менше 2 метрів, оснащуються тимчасовими захисними огороженнями. У разі технічної неможливості влаштування таких огорожень роботи на висоті дозволяється виконувати виключно з використанням сертифікованих запобіжних поясів. Прорізи в перекриттях, призначені для подальшого монтажу обладнання, влаштування ліфтових шахт чи сходових кліток, до яких є вільний доступ персоналу, закриваються суцільними міцними настилами або захищаються огороженням заввишки 1,1 метра. Прорізи у зовнішніх стінах при односторонньому примиканні до них настилу перекриття також підлягають обов'язковому огороженню, якщо відстань від рівня настилу до низу прорізу становить менше 0,7 метра.

Хімічно активні лакофарбові, ізоляційні, оздоблювальні та інші матеріали, що супроводжуються виділенням шкідливих або летких речовин, дозволяється зберігати безпосередньо на робочих місцях у кількості, яка не перевищує потреби однієї робочої зміни, та за умов, що повністю задовольняють вимогам пожежної безпеки [29].

Під час виконання робіт у замкнених просторах (колодязях, шурфах чи комунікаційних тунелях) відкриваються мінімум два сусідніх люки з таким розрахунком, щоб робітник постійно перебував між ними для забезпечення природної або примусової вентиляції. Видалення будівельного сміття з будинків здійснюється по закритих технологічних жолобах, у закритих ящиках або спеціальних контейнерах. При цьому нижній кінець сміттєскидного жолоба повинен розміщуватися на висоті не більше 1 метра над рівнем землі або безпосередньо входити в накопичувальний бункер. Скидання будівельних відходів без застосування жолобів чи інших закритих пристосувань допускається з висоти не більше 3 метрів, за обов'язкової умови

периметрального огороження небезпечної зони або виставлення сигнальника для запобігання травматизму.

Складування та зберігання будівельних матеріалів, конструкцій та інженерного обладнання на майданчику здійснюється у суворій відповідності до вимог ДБН [29], чинних стандартів та технічних умов на конкретні види виробів.

Матеріали розташовують на заздалегідь вирівняних майданчиках із вжиттям інженерних заходів проти їх самовільного зміщення, розкочування чи розсипання. Цеглу складують у пакетах або на піддонах. Важкі елементи, зокрема фундаментні блоки, блоки стін, плити покриття та перекриття, розміщують у штабелі висотою до 2.5 метра із застосуванням інвентарних дерев'яних підкладок і прокладок. Стінові панелі та деталі перегородок утримуються у вертикальному чи похилому положенні в касетах або спеціальних пірамідах.

Усі підкладки і прокладки в штабелях повинні розташовуватися чітко в одній вертикальній площині, а їхня товщина при штабелюванні панелей чи блоків повинна перевищувати висоту виступаючих монтажних петель не менше ніж на 20 міліметрів. Між окремими штабелями чи стелажми на складах передбачаються пішохідні проходи завширшки не менше 1 метра, а ширина транспортних проїздів визначається габаритами задіяних транспортних засобів і механізмів.

На робочих місцях, де безпосередньо використовуються або виготовляються мастики, клеї, фарби та інші матеріали на основі летких розчинників, категорично забороняється застосування відкритого вогню.

Електромережа та пускова апаратура в таких приміщеннях виконуються виключно у вибухобезпечному виконанні, а робочі місця, пов'язані з переробкою пилоутворювальних матеріалів, забезпечуються ефективними місцевими вентиляційними системами або засобами індивідуального захисту органів дихання (респіраторами).

8.2. Заходи що до покращення умов і безпеки праці

Правові та організаційні заходи

Для попередження порушень законодавства про працю та підвищення рівня безпеки на будівельному майданчику організовують триступеневий контроль за станом охорони праці, який є найбільш ефективною формою оперативного та громадського контролю на виробництві.

На першому ступені контролю беруть безпосередню участь бригадир, майстер (виконроб) та громадський інспектор з охорони праці від профспілки або трудового колективу бригади. Вони щодня, перед початком кожної робочої зміни, проводять обхід і перевіряють стан робочих місць на своїх ділянках. Особливу увагу під час цього огляду звертають на організацію та інженерне забезпечення робіт, пов'язаних із підвищеним ризиком, зокрема при монтажі великогабаритних будівельних конструкцій, вага яких є близькою до граничної вантажопідйомності монтажних кранів, а також при використанні засобів підмашування, електроінструменту та роботі у виїмках. Усі виявлені недоліки, відхилення від проєктів виконання робіт (ПВР) та порушення вимог безпеки фіксуються в журналі щоденного контролю з одночасним визначенням невідкладних заходів щодо їх усунення.

Другий ступінь контролю реалізується один раз на тиждень. У ньому беруть участь начальник ділянки, старший громадський інспектор, а також залучені фахівці — механік та електрик будівельної ділянки. Вони здійснюють комплексну перевірку стану техніки безпеки та виробничої санітарії на всіх підпорядкованих об'єктах, оцінюють ефективність роботи першого ступеня контролю, аналізують стан протипожежного захисту, а також перевіряють своєчасність і якість проведення інструктажів з охорони праці та правильність оформлення нарядів-допусків на виконання робіт із підвищеною небезпекою. Результати цих комісійних перевірок заносяться до загальноділяничного журналу, де встановлюються чіткі терміни ліквідації виявлених порушень та призначаються відповідальні виконавці з-поміж інженерно-технічних працівників.

Третій ступінь контролю проводиться один раз на місяць під керівництвом головного інженера будівельної організації. До складу комісії входять головний механік, головний енергетик, керівник (інженер) служби охорони праці підприємства та голова профспілкового комітету. Комісія здійснює глибокий аналіз виконання запланованих комплексних заходів щодо досягнення встановлених нормативів безпеки, оцінює загальний стан травматизму та перевіряє роботу першого і другого ступенів. Результати перевірки третього ступеня детально обговорюються на виробничих нарадах у головного інженера або керівника будівельної організації, за результатами яких видається наказ, розробляються довгострокові технічні заходи щодо ліквідації системних порушень та визначаються заходи матеріального чи дисциплінарного впливу.

З метою широкої пропаганди безпечних методів праці, проведення навчання та підвищення кваліфікації робітників у будівельній організації створюються базові методичні кабінети охорони праці, а безпосередньо на лінійних об'єктах та ділянках обладнуються спеціалізовані куточки або інформаційні пункти охорони праці.

Санітарно-гігієнічні заходи

Для створення належних виробничих і побутових умов, а також для ефективного захисту персоналу від несприятливих метеорологічних чинників, на території будівельного майданчика передбачається розгортання комплексу санітарно-побутових приміщень. До їх складу в обов'язковому порядку входять мобільні або інвентарні будівлі для обігріву робітників, спеціалізовані приміщення для відпочинку та вживання їжі, а також блоки побутових санвузлів і душових. Параметри, місткість та номенклатура цих санітарно-побутових приміщень визначаються на основі детального розрахунку руху робочої сили, наведеного у відповідному розділі «Організація будівництва».

Залежно від специфіки виконуваних будівельно-монтажних процесів, сезону ведення робіт та характеру впливу шкідливих виробничих факторів, увесь персонал забезпечується сертифікованими засобами індивідуального

захисту (ЗІЗ), спецодягом та спецвзуттям. Робочі комплекти включають волого- та вітрозахисний одяг, захисні окуляри для запобігання ураженню очей, а також протипилові чи газові респіратори для захисту органів дихання при роботі з пилоутворювальними матеріалами. Для категорій працівників, чия діяльність пов'язана з безперебійною експлуатацією віброінструменту або тривалим перебуванням у зонах із підвищеним рівнем шумового навантаження, встановлюються раціональні режими праці та відпочинку. Такі режими регламентують обмеження часу безперервного контакту з віброобладнанням, введення додаткових регламентованих перерв для відновлення функціонального стану організму, а також обов'язкове застосування засобів індивідуального захисту органів слуху (протишумових навушників чи вкладишів) і антивібраційних рукавиць.

Покрівельні роботи

Робочі місця покрівельників під час виконання всього комплексу робіт із влаштування покриття підлягають обов'язковому інженерному облаштуванню, що повністю виключає можливість падіння працівників з висоти. Безпека досягається шляхом монтажу тимчасових захисних огорожень периметрального типу у вигляді інвентарних перил, а за неможливості їх встановлення — за рахунок безперебійного використання підрядним персоналом випробуваних запобіжних (страхувальних) поясів, закріплених до надійних конструктивних елементів споруди або спеціально натягнутих страхувальних канатів. Логістичні операції з підйому, подачі та приймання будівельних матеріалів безпосередньо на даху організуються за чітко регламентованими схемами, які гарантують безпеку доставлення вантажів у межі робочої зони за допомогою засобів механізації.

Внизу, по всьому периметру будівлі на рівні землі, в обов'язковому порядку встановлюються та чітко позначаються знаками безпеки межі небезпечної зони, розмір якої визначається залежно від висоти споруди для запобігання травмуванню людей у разі випадкового падіння предметів. При виконанні покрівельних робіт на схилах з ухилом 20° і більше, окрім систем

індивідуального страхування, персонал забезпечується спеціальними ходовими трапами та драбинами, які надійно закріплюються за коньковий вузол або елементи каркаса і служать для безпечного переміщення покрівельників по площині покриття. У разі погіршення метеорологічних умов, зокрема під час ожеледиці, сильного снігопаду, зливи або густого туману, що суттєво обмежує видимість, усі види покрівельних робіт негайно і тимчасово припиняються до повного усунення несприятливих погодних чинників.

8.3. Протипожежні заходи на будівельному майданчику

До початку будівельних робіт необхідно прокласти [29]:

- внутрішньо-майданчикові дороги і під'їзні шляхи зв'язку;
- тимчасові побутові приміщення слід розташовувати на віддалі не менше 24м від будинку що будуються;
- при складуванні конструкцій необхідно дотримуватися розривів (для пиломатеріалів – 30м, для круглого лісу 15м) від будинку який будується;
- при зберіганні на відкритих майданчиках горючих матеріалів (лінолеум, руберойд та ін.) необхідно дотримувати розриви між складами і будинками не менше 24м;
- зберігання карбід у відкритих і пошкоджених барабанах забороняється;
- тимчасові електромережі і електроустаткування слід монтувати і експлуатувати у відповідності з правилами і експлуатувати у відповідності з правилами влаштування електроустановок.

ВИСНОВКИ

Магістерська кваліфікаційна присвячена проектуванню корівника на 130 голів великої рогатої худоби. Робота містить 111 сторінок машинописного тексту, складається із восьми розділів та 12 додатків креслень.

Виконаний аналітичний огляд наукових досліджень, присвячений основним причинам корозії арматури в бетоні та методам діагностики корозії арматури у залізобетонних конструкціях. Автором проаналізовані та систематизовані методи діагностики та світовий досвід використання інструментарію для визначення ступеня корозії арматури.

У науково-дослідній частині МКР побудована матриця дефектів залізобетонних конструкцій внаслідок корозії арматури з бетоном. Визначена поетапна деградація та відшарування захисного шару у часі експлуатації. Запропонована розрахункова схема та аналітичний апарат зміни напружено-деформованого стану зчеплення арматури з бетоном при корозії.

Розроблена архітектурна частина будівлі корівника, що включає відомості генерального планування, об'ємно-планувальні та конструктивні рішення. Виконані теплотехнічні розрахунки зовнішньої стіни та покрівлі корівника.

У розрахунковій частині МКР виконані аналітичні розрахунки залізобетонної балки покриття, плити покриття, поперечної рами та колони. Наведені параметри запропонованого армування, небезпечних перерізів та НДС. Виконаний розрахунок плити покриття за граничними станами другої групи.

Розроблено технологічну частину проєкту, яка включає розрахунок кількості будівельно-монтажних робіт, представлена техніка безпеки при монтажі конструкцій. Визначені об'єми робіт на будівництво корівника, розроблений будгєнплан, наведені відомості щодо організації складського господарства, схема розміщення тимчасових споруд, водопостачання та освітлення.

Автором запропоновані напрямки охорони довкілля при будівництві корівника, які включають охорону атмосферного повітря, покращення санітарно-епідемічного стану, охорону водоймищ від забруднення стічними водами, родючого шару ґрунту, охорону навколишнього середовища від дії шуму, електромагнітного та радіаційного забруднення.

У розділі, присвяченому охороні праці на будівництві, запропоновані заходи що до покращення умов і безпеки праці, протипожежні заходи на будівельному майданчику.

Список використаних джерел за магістерською кваліфікаційною роботою становить 76 джерел, з яких є понад 7 статей, що входять до наукометричної бази Scopus, наукові монографії, ДБН, ДСТУ у будівельній галузі.

Список використаних джерел

1. Tuutti, K. (1982). *Corrosion of steel in concrete*. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute.
2. Бабич, Є. М., & Клименко, Є. В. (2018). *Довговічність та надійність залізобетонних конструкцій в агресивних середовищах: монографія*. Рівне: НУВГП.
3. Broomfield, J. P. (2006). *Corrosion of steel in concrete: understanding, investigation and repair* (2nd ed.). London: Taylor & Francis.
4. ДСТУ EN 1504-9:2015. *Матеріали та системи для захисту та ремонту бетонних конструкцій. Визначення, вимоги, контроль якості*. Київ: ДП «УкрНДНЦ».
5. Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., & Polder, R. (2013). *Corrosion of steel in concrete: prevention, diagnosis, repair*. Weinheim: Wiley-VCH.
6. Andrade, C., & Alonso, C. (2001). Test methods for on-site corrosion rate measurements of steel reinforcement in concrete. *Materials and Structures*, 34(6), 323-330.
7. Neville, A. M. (2011). *Properties of concrete* (5th ed.). Harlow: Pearson.
- Angst, U., Elsener, B., Larsen, C. K., & Vennesland, Ø. (2009). Critical chloride content in reinforced concrete — A review. *Cement and Concrete Research*, 39(12), 1122-1138.
8. Караван, В. В. (2021). Чисельне моделювання напружено-деформованого стану залізобетонних елементів з корозійними пошкодженнями. *Будівельні конструкції*, 84, 112-121.
9. *Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження та випробування*: ДБН В.2.3-6:2009. Київ: Мінрегіонбуд України.
10. Coronelli, D., & Gambarova, P. (2004). Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: Modeling guidelines. *Journal of Structural Engineering*, 130(8), 1214–1224. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2004\)130:8\(1214\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:8(1214))

11. Bertolini, L., Elsener, B., Pedferri, P., & Polder, R. (2013). *Corrosion of steel in concrete: Prevention, diagnosis, repair* (2nd ed.). Wiley-VCH. <https://doi.org/10.1002/9783527651696>

12. Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну. К.: Толока, 2017. 627 с.

13. Дмитренко Є.А. Чисельне моделювання моменту утворення тріщин у залізобетонних конструкціях із застосуванням ПК «САПФІР» / Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2021. – Вип. 39. – С. 74–83.

14. Yakovenko I.A., Dmytrenko Ye.A., Bakay T.V., Denysenko D.O., Pochka K.I. Critical analysis of analytical and numerical models of bond between reinforcement and concrete. *Strength of Materials and Theory of Structure: Scientific and technical collected articles*. 2025. Issue 115, pp. 244–261. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2025.115.244-261>

15. Yakovenko I., Dmytrenko Y., Bakulina V. (2022) Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks. In: Bieliatynskyi A., Breskich V. (eds) *Safety in Aviation and Space Technologies. Lecture Notes in Mechanical Engineering*. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_10

16. Яковенко І.А. Напрями наукових досліджень кафедри будівництва НУБіП України / І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Зб. тез доп. X Міжн. наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 116-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С. Крамарова (1906–1987) та 125 річниці НУБіП України (24–25 лютого 2023 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2023. – С. 488–491.

17. Техніко-економічні параметри та планувальні рішення реконструкції і нового будівництва молочних ферм : довідник / І. А. Помітун [та ін.] ; Нац. акад. аграр. наук України, Ін-т тваринництва. – Харків, 2016. – 374 с.

18. Брагінець М.В., Науменко О.А., Нанка О.В., Брагінець Т.М.: навч. посібник. Інноваційні технічні системи у тваринництві. – Харків: Дісса+, 2021. – 378 с
19. Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
20. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ : ДБН В.1.2-14:2018. – [Чинний від 2019-01-01]. – К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с. – (Державні будівельні норми України)
21. Енергозбереження та енергоефективність : ДБН В.1.2-11:2021. – [Чинний з 2022–09–01]. – К. : Мінрегіонбуд, 2017. – 47 с. – (Державні будівельні норми України).
22. Інженерні вишукування для будівництва : ДБН А.2.1–1–2014. – [Введені в дію з 2014–03–24]. – К. : Держбуд України, 2014. – 126 с. – (Державні будівельні норми України).
23. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі зміною №1 та №2 : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2020-06-01]. – К. : Мінбуд України, 2020. – 68 с. – (Державні будівельні норми).
24. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення : ДБН В.2.1–10:2018 : – [Введені в дію з 2019–01–01]. – К. : Мінрегіон України, 2018. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).
25. Основні вимоги до будівель та споруд. Захист від шуму : ДБН В.1.2-10–2008. – [Введені в дію з 2008-10-01]. – К. : Держбуд України, 2008. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).
26. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1–5:2016. – [Введені в дію з 2017–01–01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

27. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009. – [Введені в дію з 2012–04–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 112 с. – (Державні будівельні норми України).

28. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).

29. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1–7:2016. – [Чинний з 2017–01–06]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

30. Правила визначення вартості будівництва : ДСТУ Б.Д.1.1–1:2013. – [Чинний з 2014-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 88 с. – (Національний стандарт України).

31. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. Система проектної документації для будівництва : ДСТУ Б А.2.4-7:2009. – [Чинний від 2009-24-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 71 с. – (Державні будівельні норми України).

32. Природне і штучне освітлення. Зміна №2 : ДБН В.2.5-28-2006. – [Введені в дію з 2012-09-01]. – К. : Держбуд України, 2012. – 68 с. – (Державні будівельні норми України).

33. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України.

34. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1–12–2014. – [Чинний з 2014–10–01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2014. – 110 с. – (Державні будівельні норми України).

35. Системи протипожежного захисту : ДБН В.25–56:2014. . – [Введені в дію з 2015–07–01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с. – (Державні будівельні норми України).

36. Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) : ДБН А.2.2-1:2021. – [Введені у дію з 2022–09–01]. – К. : Міністерство розвитку громад та територій України, 2022. – 26 с.

37. Сталеві конструкції. Норми проектування: ДБН В.2.6-198:2014. Зі зміною №1. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 220 с.

38. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.

39. Бакулін Є.А. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи «Проектування одноповерхової промислової каркасної будівлі із збірних залізобетонних елементів» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів за напрямом підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Розрахунок будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та вогнестійкість» / Є.А. Бакулін, Н.О. Костира, В.М. Бакуліна. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2022. – 83 с.

40. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

41. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт за дисциплінами «САПР у будівництві», «Моделювання будівель та споруд сільськогосподарського призначення» підготовки фахівців ОС «Магістр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 104 с.

42. Бамбура А.М. Проектування залізобетонних конструкцій : посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; за ред. А.М. Бамбури. – К. : Майстер книг, 2018. – 240 с.

43. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.

44. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проектування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

45. Ковальчук Я.О. Технологія та організація будівництва : навчальний посібник / Я.О. Ковальчук. – Тернопіль : ТНТУ, 2017. – 191 с.
46. Парфентьева І.О. Основи та фундаменти : навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / І.О. Парфентьева, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. – Луцьк : ЛНТУ, 2017. – 296с.
47. Шаповал С. В. Будівельна техніка та виробнича база будівництва: конспект лекцій для студ. усіх форм навчання освітньо-кваліфікаційного рівня «бакалавр» спец. 192 – Будівництво та цивільна інженерія / С. В. Шаповал, О. М. Болотських. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2020. – 140 с.
48. Шутенко Л.М. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
49. Угненко Є.Б. Основи організації будівництва та будівельного виробництва : конспект лекцій / Є.Б. Угненко, О.М. Тимченко, Н.В. Белікова . – Харків : УкрДУЗТ, 2019. – Ч. 1. – 81 с.
50. Франчук Г.М., Малахів Л.П. Екологічні проблеми довкілля. – К.: КМУЦА, 2000. – 180с.
51. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
52. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).
53. Бабич Є.М. Діагностика, паспортизація та відновлення будівель і інженерних споруд. Рівне, 2018.
54. ASTM C876-15. Standard Test Method for Corrosion Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.
55. Andrade C., Alonso C. Corrosion rate monitoring in the laboratory and on-site // Construction and Building Materials. 2001.

56. Bertolini L., Elsener B., Pedferri P., Polder R. Corrosion of Steel in Concrete. Wiley-VCH, 2013.
57. Broomfield J.P. Corrosion of Steel in Concrete: Understanding, Investigation and Repair. London: CRC Press, 2007.
58. Poursaei A. Corrosion of Steel in Concrete Structures. Woodhead Publishing, 2016.
59. Proceq. CANIN+ Operating Manual.
60. Proceq. Resipod User Manual.
61. Hilti Corporation. Ferrosan PS 200 Technical Guide.
62. GSSI. StructureScan Mini XT User Manual.
63. Elsener B. Half-cell potential mapping to assess repair work on RC structures // Construction and Building Materials. 2001.
64. Moreno M., Morris W., Alvarez M.G., Duffó G.S. Corrosion of reinforcing steel in simulated concrete pore solutions // Corrosion Science. 2004.
65. Song H.W., Saraswathy V. Corrosion monitoring of reinforced concrete structures // International Journal of Electrochemical Science. 2007.
66. Casprini A. CORR-DATA: A database of corrosion parameters measured on existing reinforced concrete structures // Structural Concrete. 2025.
67. Reckinger S. Modeling locally corroded reinforced concrete structures in non-linear finite element analysis // Structural Concrete. 2025.
68. Neville A.M. Properties of Concrete. Pearson Education Limited, 2011.
69. Mindess S., Young J.F., Darwin D. Concrete. Prentice Hall, 2003.
70. Polder R.B. Test methods for on site measurement of resistivity of concrete // Materials and Structures. 2001.
71. Mehta P.K., Monteiro P.J.M. Concrete: Microstructure, Properties and Materials. McGraw-Hill Education, 2014.
72. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

73. Кондращенко О.В. Конспект лекцій з дисципліни «Обстеження та реконструкція будівель і споруд». Харків, 2023.
74. Siltek. Repair Mixtures Technical Catalogue.
75. Pundit PL-200. Ultrasonic Pulse Velocity Test Equipment Manual.
76. Almashakbeh Y., Saleh E., Al-Akhras N.M. Evaluation of Half-Cell Potential Measurements for Reinforced Concrete Corrosion // Coatings. 2022. Vol. 12(7). 975. DOI: 10.3390/coatings12070975.

ДОДАТКИ