

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

**Факультет конструювання і дизайну**

---

**ПОГОДЖЕНО**

**Декан факультету  
конструювання і дизайну**

\_\_\_\_\_ Іван РОГОВСЬКИЙ  
(підпис)

“ \_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ грудня \_\_\_\_\_ 2025 р.

**ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ**

**Завідувач кафедри будівництва**

\_\_\_\_\_ Ігор ЯКОВЕНКО  
(підпис)

“ \_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ грудня \_\_\_\_\_ 2025 р.

**МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА**

**на тему «Проектування машинобудівного корпусу сільськогосподарської  
техніки зі змішаною схемою планування у м. Павлоград»**

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

**Гарант освітньої програми**

кандидат технічних наук, доцент \_\_\_\_\_ Євгеній БАКУЛІН  
(підпис)

**Керівник магістерської кваліфікаційної роботи**

кандидат технічних наук, доцент \_\_\_\_\_ Євген ДМИТРЕНКО  
(підпис)

**Виконала**

\_\_\_\_\_ Аліна КОНДРАТЮК  
(підпис)

**КИЇВ – 2025**

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

**Факультет конструювання і дизайну**

---

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

**Завідувач кафедри будівництва**  
доктор технічних наук, професор  
\_\_\_\_\_ Ігор ЯКОВЕНКО  
(підпис)

“19” \_\_\_\_\_ грудня \_\_\_\_\_ 2024 р.

**ЗАВДАННЯ**

**ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ ЗДОБУВАЧУ**

**Кондратюк Аліні Віталіївні**

---

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-професійна

Тема магістерської кваліфікаційної роботи «Проектування машинобудівного корпусу сільськогосподарської техніки зі змішаною схемою планування у м. Павлоград»,

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

Термін подання завершеної роботи на кафедру 2025, листопад, 28

Вихідні дані до магістерської кваліфікаційної роботи: необхідно запроєктувати промислову будівлю машинобудівного корпусу сільськогосподарської техніки зі змішаною схемою планування із зовнішніми габаритними розмірами 72,75×90,75 м у залізобетонному каркасі із навісними стіновими панелями та фундаментами стаканного типу у другому кліматичному районі

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Виконати огляд сучасних аналітичних моделей зчеплення арматури з бетоном, визначити їх основні припущення, області застосування та обмеження;
2. Проаналізувати чисельні моделі зчеплення, що реалізуються в сучасних програмних комплексах (FEA), та визначити їхні конститутивні залежності та параметри;
3. Порівняти аналітичні та чисельні підходи щодо точності опису напружено-деформованого стану та прогнозування кривої «напруження зчеплення – проковзування»;
4. Оцінити відповідність моделей експериментальним даним, доступним у науковій літературі, та виявити розбіжності;
5. Визначити напрямки удосконалення існуючих моделей, включаючи можливість використання сучасних експериментальних методик моніторингу (DOFS, DIC).

Перелік графічного матеріалу (за потреби):

→ архітектурна частина (розроблений головний та боковий фасади, план першого поверху, наведена експлікація приміщень, розроблений повздовжній та поперечний розрізи промислової будівлі, наведені архітектурні вузли) – 3 аркуші формату A1;

→ розрахунково-конструктивна частина (виконане проектування залізобетонної плити-оболонки покриття  $3 \times 12$  м, залізобетонної підкранової балки прольотом 12 м, залізобетонної сегментної ферми покриття, прольотом 18 м, наведені відповідні специфікації та відомості витрат сталі на кожну конструкцію) – 3 аркуші формату A1;

→ основи і фундаменти (розроблений план стовпчастих фундаментів, розрахункові схеми, наведені конструктивні вузли, специфікація, розроблений інженерно-геологічний розріз) – 1 аркуш формату A1;

→ організація будівельного виробництва (розроблений будгенплан майданчику забудови, показана схема руху монтажних механізмів, схеми розміщення складських приміщень, під'їзні шляхи, електро- та водопостачання,

розроблений календарний графік зведення промислової будівлі АПК) – 2 аркуші формату А1;

→ технологія будівельного виробництва (розроблена технологічна карта на монтаж плит-оболонок покриття) – 1 аркуш формату А1.

→ науково-дослідна частина (виконаний аналітичний огляд чисельних та аналітичних моделей, розроблені графіки залежностей «напруження зчеплення» - «проковзування», схеми чисельних, висновки) – 2 плакати у презентації.

**Дата видачі завдання “18” грудня 2024 р.**

**Керівник магістерської кваліфікаційної роботи** \_\_\_\_\_ Євген ДМИТРЕНКО  
(підпис)

**Завдання прийняв до виконання** \_\_\_\_\_ Аліна КОНДРАТЮК  
(підпис)

## ЗМІСТ

ЗМІСТ.....	6
Вступ.....	11
<b>1. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА .....</b>	<b>13</b>
1.1. Аналіз аналітичних та чисельних моделей зчеплення арматури з бетоном.....	13
1.1.1. Актуальність теми.....	13
1.2. Аналіз попередніх досліджень.....	15
1.3. Загальні відомості про дослідження зчеплення арматури з бетоном .....	18
1.4. Аналітичні моделі та залежності «напруження зчеплення» – «проковзування» (bond-slip).....	21
1.5. Чисельні моделі зчеплення .....	28
1.6. Моделі машинного навчання .....	35
<b>ВИСНОВКИ.....</b>	<b>40</b>
<b>2. Архітектурно-будівельна частина .....</b>	<b>43</b>
2.1. Загальна характеристика ділянки .....	43
2.1.1. Географічне положення ділянки .....	43
2.1.2. Кліматичні умови .....	43
2.1.3. Транспортні зв'язки .....	43
2.1.4. Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки .....	43
2.2. Техніко-економічні показники генерального плану .....	44
2.3. Об'ємно-планувальні рішення.....	44
2.3.1. Характеристика технологічного процесу .....	44
2.3.2. Опис прийнятого рішення та його обґрунтування .....	45

	7
2.4. Конструктивне рішення.....	45
2.5. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни.....	48
2.6. Санітарно-технічне обладнання .....	51
2.7. Інженерне обладнання будівлі.....	51
2.8. Архітектурно – художнє рішення будівлі .....	52
2.9. Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище .....	52
<b>3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....</b>	<b>53</b>
3.1. Розрахунок конструкцій оболонки.....	53
3.1.1. Розрахунок плити-оболонки .....	53
3.2. Розрахунок полиці плити .....	60
3.3. Проектування поперечного ребра .....	61
3.3.1. Збір навантажень на поперечне ребро. Розрахункова схема. Визначення зусиль в поперечному ребрі.....	61
3.3.2. Розрахунок поперечного ребра на міцність по нормальних перерізах.....	62
3.3.3. Розрахунок поперечного ребра на міцність по похилому перерізу на дію поперечної сили .....	63
3.3.4. Розрахунок поздовжнього ребра на міцність по нормальних перерізах.....	64
3.3.5. Розрахунок міцності поздовжнього ребра по похилим перерізам .....	65
3.4. Розрахунок ферми-діафрагми.....	67
3.4.1. Розрахунок ферми-діафрагми на експлуатаційні навантаження .....	68
3.4.2. Розрахунок нижнього поясу.....	73
3.5. Розрахунок верхнього пояса .....	79

3.6. Розрахунок розкосів.....	82
3.6.1. Розрахунок розтягнутого розкосу D1 .....	82
3.6.2. Розрахунок на тріщиностійкість.....	83
3.6.3. Розрахунок стиснутого розкосу D2.....	84
3.6.4. Розрахунок стиснутого розкосу D3.....	87
3.7. Розрахунок стояків.....	87
3.8. Розрахунок вузлів.....	88
3.8.1. Розрахунок опорного вузла ферми.....	88
3.8.2. Розрахунок проміжних вузлів ферми.....	90
3.9. Розрахунок підкранової балки прольотом 12 м за I групою граничних станів.....	92
3.9.1. Визначення навантаження на підкранову балку і її статичний розрахунок.....	93
3.9.2. Попереднє визначення площі робочої арматури та призначення конструктивної арматури і основних розмірів підкранової балки .....	95
3.9.3. Геометричні характеристики перерізу підкранової балки .....	96
3.9.4. Визначення втрат попереднього напруження .....	98
3.9.5. Перевірка несучої здатності підкранової балки по нормальному перерізу.....	103
3.9.6. Розрахунок міцності балки по похилим перерізам .....	105
3.9.7. Розрахунок підкранової балки за другою групою граничних станів.....	108
4. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	114
4.1. Інженерно-геологічні умови .....	114
4.2. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика ...	114
4.3. Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.....	121
4.4. Визначення навантажень на основи фундаментів.....	122

4.5. Проектування основ фундаментів мілкового закладення .....	126
4.5.1. Визначення глибини закладення фундаментів .....	126
4.5.2. Конструювання тіла фундаменту .....	126
4.5.3. Визначення розмірів подошви фундаментів .....	130
4.5.4. Визначення деформацій фундаментів .....	132
5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА .....	136
5.1. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА МОНТАЖ КОРОТКОЇ ЦИЛІНДРИЧНОЇ ОБОЛОНКИ .....	136
5.1.1. Організація і технологія будівельного виробництва .....	137
5.1.2. Організація праці робітників .....	138
5.1.3. Калькуляція трудових витрат та заробітної плати .....	140
5.1.4. Заходи з техніки безпеки .....	141
5.1.5. Техніко економічні показники .....	143
5.1.6. Матеріально-технічні ресурси .....	143
6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА .....	146
6.1. Визначення трудомісткості .....	146
6.1.1. Визначення номенклатури та об'ємів робіт .....	146
6.1.2. Розробка калькуляції працеемності і затрат машинного часу .....	149
6.1.3. Методи та способи виконання робіт .....	158
6.2. Календарний план .....	161
6.3. Проектування будгенплану об'єкта .....	161
6.3.1. Визначення потреби в інвентарних будинках .....	161
6.3.2. Розрахунок площі складських приміщень та площадок .....	164
6.3.3. Розрахунок водопостачання будівельного майданчика .....	164
6.3.4. Розрахунок необхідної потужності тимчасової електропідстанції .....	167
6.3.5. Техніко-економічні показники будгенплану .....	169
6.3.6. Заходи по охороні праці та пожежної безпеки .....	169

6.3.7. Заходи по охороні навколишнього середовища на період будівництва .....	169
7. Економіка будівництва .....	171
7.1. Техніко – економічні показники.....	171
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	186

## ВСТУП

Промислові будівлі машинобудівного призначення повинні забезпечувати раціональне та безпечне розміщення устаткування, ефективну організацію технологічних процесів, можливість оперативної модернізації та заміни обладнання, а також високі експлуатаційні якості. Такі споруди мають відповідати вимогам міцності, стійкості, надійності, пожежної та техногенної безпеки, а також санітарно-гігієнічним нормам. Архітектурно-конструктивні рішення повинні бути економічними у зведенні та експлуатації, а також передбачати створення комфортних та безпечних умов праці для персоналу.

Сучасний розвиток суспільства неможливо уявити без ефективного функціонування будівельного та промислового комплексу, що формує базу для технологічного й економічного зростання. Від рівня його розвитку залежать темпи модернізації промисловості, розвиток регіонів, створення житлової та виробничої інфраструктури, відбудова та підвищення обороноздатності держави. У післявоєнний період роль будівельної галузі та машинобудування зростає особливо стрімко, оскільки саме вони забезпечують створення нових та реконструкцію існуючих виробничих потужностей, відновлення транспортної, аграрної та логістичної інфраструктури.

Аграрний сектор України, незважаючи на значні втрати та руйнування, залишається стратегічною галуззю та фундаментом продовольчої безпеки країни. Від його стабільності та технологічного рівня залежить економічна стійкість держави та її здатність до післявоєнного відновлення. Виробництво сучасної сільськогосподарської техніки — тракторів, ґрунтообробного обладнання, сівалок, комбайнів та іншої техніки — потребує високотехнологічних машинобудівних підприємств, спроможних забезпечити галузь якісною та конкурентоспроможною продукцією.

Тому проектування машинобудівного корпусу сільськогосподарської техніки зі змішаною схемою планування є актуальним і стратегічно важливим завданням. Змішана схема планування дає можливість гнучкого компоновання виробничих зон, раціонального використання внутрішнього простору та

забезпечення ефективних транспортно-логістичних потоків у межах підприємства. Це створює передумови для виробництва сучасної техніки, підвищення продуктивності, зменшення витрат та адаптації виробництва до нових технологій.

Таким чином, у межах завдання на дипломне проектування розроблено пояснювальну записку та проєкт будівлі машинобудівного корпусу для випуску сільськогосподарської техніки, який включає необхідні конструктивні, технологічні та планувальні рішення та відповідає сучасним вимогам промислового будівництва в умовах відродження та розвитку України.

# 1. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

## 1.1. Аналіз аналітичних та чисельних моделей зчеплення арматури з бетоном

### 1.1.1. Актуальність теми

Залізобетонні конструкції сьогодні є одними із найбільш поширених будівельних конструкцій, знаходячи широке застосування у будівництві будівель та споруд різного призначення, доріг та мостів завдяки своїм високим механічним властивостям та довговічності [1-3]. Ключовою передумовою їх надійної та ефективної роботи є сумісна робота між бетоном та арматурою, яка забезпечується завдяки зчепленню на межі їх контакту [1, 2, 4]. Саме механізм зчеплення дозволяє двом різнорідним матеріалам працювати як єдине монолітне тіло, що є фундаментальним для забезпечення механічних властивостей залізобетонних конструкцій [2, 4-6].

Зв'язок на межі "арматура-бетон" забезпечує такі важливі аспекти поведінки конструкції, як утворення та розкриття тріщин [7, 8], жорсткість на розтяг (tension stiffening) [9, 10], деформативність та несуча здатність [2, 11]. В умовах повномасштабної війни в Україні, коли існує постійна загроза обстрілів, терористичних актів та диверсій, вибухів та ударних навантажень, надійність залізобетонних конструкцій набуває критичного значення для збереження людських життів та інфраструктури [12, 13]. Точне прогнозування поведінки захисних споруд цивільного захисту та військових об'єктів під дією вибухових навантажень є неможливим без глибокого розуміння механізму зчеплення, особливо за високих швидкостей деформації [12, 14]. Порушення або деградація зчеплення, що проявляється у вигляді взаємного проковзування (bond-slip), може призвести до надмірного розкриття тріщин, зниження жорсткості та несучої здатності, що ставить під загрозу безпеку та експлуатаційну придатність споруди [1, 10, 15]. Особливо критичним цей механізм стає в умовах динамічних та циклічних навантажень, а також під

впливом агресивних факторів навколишнього середовища, таких як корозія, високі температури та цикли заморожування-відтавання [10, 16].

Незважаючи на десятиліття досліджень, побудова загальної універсальної теорії зчеплення, яка б задовольняла потреби інженерів-проектувальників, досі залишається невирішеною задачею [17]. Це пов'язано з надзвичайною складністю механізму, який залежить від великої кількості факторів, включаючи властивості бетону та арматури, геометрію зразків, умови навантаження та вплив зовнішнього середовища. Існуючі аналітичні та чисельні моделі часто мають обмежену сферу застосування або є надто складними для впровадження в інженерну практику [10]. У зв'язку з цим, аналіз існуючих підходів до моделювання зчеплення, їх систематизація та виявлення прогалин є актуальним науковим завданням, що має значну теоретичну та інженерну цінність.

**Мета наукової роботи** - даної роботи є аналітичний огляд, систематизація та порівняння існуючих аналітичних та чисельних моделей, які описують зчеплення арматури з бетоном, для виявлення їхніх переваг, недоліків, сфер раціонального застосування та перспективних напрямків подальших досліджень.

**ОБ'ЄКТ ДОСЛІДЖЕННЯ:** Процес взаємодії арматури з бетоном у залізобетонних елементах, який визначає механізми передачі зусиль між цими матеріалами.

**ПРЕДМЕТ ДОСЛІДЖЕННЯ:** Аналітичні та чисельні моделі зчеплення арматури з бетоном, їх параметри, конститутивні залежності, припущення та точність відтворення реальних механізмів роботи контактної зони «арматура–бетон».

**Задачі досліджень:**

- Виконати огляд сучасних аналітичних моделей зчеплення арматури з бетоном, визначити їх основні припущення, області застосування та обмеження;

- Проаналізувати чисельні моделі зчеплення, що реалізуються в сучасних програмних комплексах (FEA), та визначити їхні конститутивні залежності та параметри;
- Порівняти аналітичні та чисельні підходи щодо точності опису напружено-деформованого стану та прогнозування кривої «напруження зчеплення – проковзування»;
- Оцінити відповідність моделей експериментальним даним, доступним у науковій літературі, та виявити розбіжності;
- Визначити напрямки удосконалення існуючих моделей, включаючи можливість використання сучасних експериментальних методик моніторингу (DOFS, DIC).

## 1.2. Аналіз попередніх досліджень

Проблема моделювання зчеплення арматури з бетоном є предметом численних досліджень, які можна класифікувати за кількома основними напрямками: експериментальні дослідження, розробка аналітичних моделей та створення чисельних моделей.

Експериментальні дослідження є основою для розуміння механізмів зчеплення та верифікації моделей [9, 17]. Найбільш поширеними методами є випробування на висмикування (pull-out test) та випробування балок (beam-end test) [5, 10]. Випробування на висмикування, завдяки своїй простоті та економічності, широко використовується для вивчення локальної поведінки зчеплення [3]. Проте цей метод має недоліки: напружений стан бетону (стиск) не відповідає реальним умовам роботи в згинальних елементах (розтяг), що може призводити до завищеної жорсткості та міцності зчеплення [3, 9]. Для більш реалістичного моделювання умов експлуатації були розроблені модифіковані схеми, такі як випробування кінцевих балок (beam-end test), анкерних балок та балок зі стиковим з'єднанням [1, 10, 19, 20]. Особливої уваги заслуговують дослідження поведінки зчеплення при динамічних навантаженнях, які показують, що висока швидкість навантаження може

суттєво збільшити міцність зчеплення та жорсткість [2, 5]. Ці дані є критично важливими для адекватного моделювання реакції конструкцій на ударні та вибухові впливи [12, 14]. Для отримання більш детальних даних про локальну поведінку зчеплення, сучасні експериментальні кампанії все частіше використовують передові методи моніторингу, такі як розподілені волоконно-оптичні датчики (DFOS) для квазі-безперервного вимірювання деформацій вздовж арматури та цифрову кореляцію зображень (DIC) для аналізу кінематики тріщин на поверхні бетону [19, 21]. Незважаючи на вдосконалення, розбіжності в методиках та умовах випробувань призводять до значного розкиду експериментальних даних, що ускладнює розробку універсальних моделей [10, 17].

Аналітичні моделі, як правило, є напівтеоретичними та напівемпіричними, оскільки математичні залежності калібруються на основі експериментальних даних. Історично перші моделі були отримані шляхом регресійного аналізу даних [10, 22]. Серед теоретичних підходів доволі поширеною є модель товстостінного циліндра, яка розглядає бетон навколо арматури як циліндр під внутрішнім тиском [10, 16]. Для врахування розтріскування бетону ця модель часто поєднується з моделлю фіктивної тріщини (fictitious crack model) [16, 23, 24]. В результаті було запропоновано велику кількість залежностей "напруження-проковзування", які апроксимуються поліноміальними, степеневими, експоненційними, логарифмічними функціями або сегментними (piecewise) моделями, як-от відома модель ВРЕ (Bertero-Popov-Eligehausen), що увійшла до норм СЕВ-FIP [3, 5]. Проте через залежність від умов експерименту ці моделі не є універсально застосовними [10].

Чисельні моделі дозволяють детально аналізувати складні явища, що супроводжують руйнування зчеплення. Залежно від рівня деталізації, їх поділяють на макро-, мезо- та мікроскопічні [9, 14].

Макроскопічні моделі розглядають залізобетон як гомогенізований матеріал [14]. У найпростішому випадку приймається гіпотеза ідеального

зчеплення, що ігнорує проковзування і може призводити до неточних результатів, особливо при динамічних навантаженнях [11, 12, 25]. Більш досконалі макромоделі, такі як шарувата модель перерізу (layered section approach), враховують ефект проковзування опосередковано через зміну згинальної жорсткості [12]. Також існують моделі, які явно вводять залежність зчеплення в систему диференціальних рівнянь рівноваги [26].

Мезоскопічні моделі моделюють арматуру та бетон як окремі тіла, а їх взаємодію описують за допомогою спеціальних інтерфейсних елементів [9, 16, 28]. Це можуть бути пружинні елементи (bond-link elements) або елементи когезійної зони (cohesive zone models, CZM), які описують утворення та розвиток пошкоджень на межі контакту [12, 14]. Вдосконалені фрикційно-когезійні моделі (FCZM) додатково враховують тертя на пошкоджених ділянках. Також використовуються контактні алгоритми, доступні в комерційних програмах, як-от LS-DYNA [11, 14, 24].

Мікроскопічні моделі розглядають бетон як багатофазний матеріал, моделюючи окремо цементну матрицю та заповнювач. Такі моделі дозволяють дослідити фундаментальні механізми руйнування, але є надзвичайно ресурсомісткими [29, 30].

В останні роки для прогнозування поведінки зчеплення почали застосовувати методи штучного інтелекту та машинного навчання (ML), що дозволяє створювати швидкі та точні прогнозні моделі на основі великих баз даних [14, 31].

Незважаючи на значний прогрес, існуючі дослідження мають низку обмежень: недостатньо вивчено сукупний вплив різних факторів, більшість запропонованих моделей не є універсальними, а детальне чисельне моделювання залишається обчислювально затратним [10]. Це підкреслює необхідність систематичного аналізу та порівняння існуючих підходів.

### 1.3. Загальні відомості про дослідження зчеплення арматури з бетоном

Як відомо, зчеплення арматури з бетоном визначається трьома основними компонентами [10] (Рис. 1):

- *хімічна адгезія* (з'являється на початкових етапах навантаження, але швидко зникає при виникненні найменшого переміщення внаслідок просковзування арматури);

- *тертя* (виникає внаслідок усадки бетону, який створює обтискає поверхню арматури, а також через мікронерівності) [32];

- *механічне зачеплення* (основний механізм для арматури періодичного профілю (з ребрами), який забезпечує передачу значних зусиль) [5].

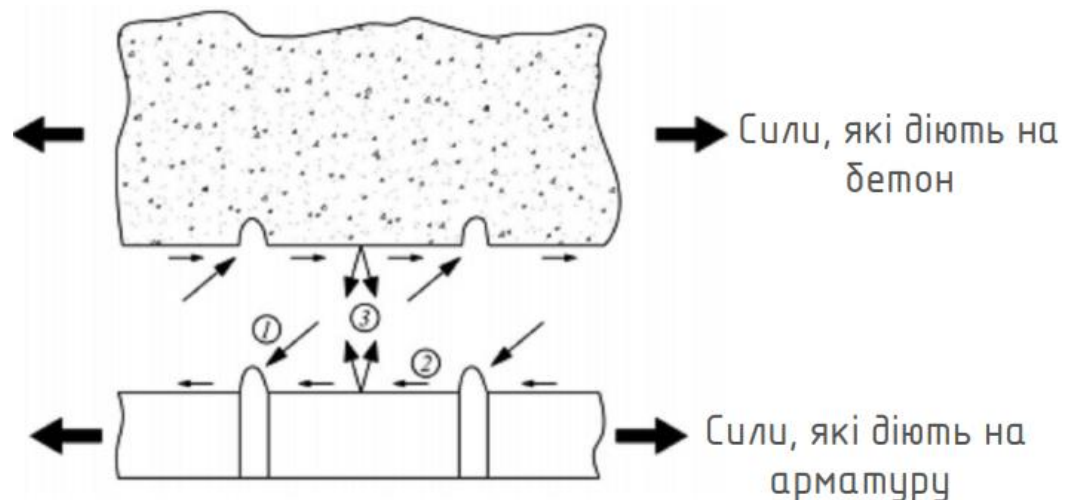


Рис. 1 Схематичне представлення різних силових чинників, сукупна дія яких характеризує явище зчеплення арматури з бетоном:

1 - сили опору з'являються і зрізу внаслідок наявності виступів арматури;

2 - сили тертя; 3 - сили адгезійної взаємодії

Численні фактори впливають на міцність зчеплення, зокрема: тип та міцність бетону, товщина захисного шару, діаметр і геометрія ребер арматури, модулі пружності бетону та арматури, наявність поперечного армування (хомутів), вид напружено-деформованого стану, а також тип і швидкість навантаження [1, 13, 26].

У зв'язку із великою кількістю факторів, які впливають на характер взаємодії зчеплення арматури з бетоном при дії навантажень та впливів різними вченими було розроблено велику кількість моделей зчеплення різної обчислювальної складності. Дані моделі відображають поведінку арматури з бетоном лише в умовах конкретних експериментів, які можуть суттєво відрізнятися один від одного, як у методиці, так і по отриманим результатам, і, нажаль, не можуть бути застосовані в якості узагальненої моделі зчеплення [17]. Математичні моделі, як правило, поєднуються з експериментальними даними, які використовуються для налаштування параметрів у цих моделях, що зумовлює перетворення аналітичних моделей на напівтеоретичні та напівемпіричні [10].

Найбільш поширеними експериментальними методами для дослідження зчеплення є випробування на висмикування (pull-out test) [1, 10, 34] та випробування балок (beam-end test) [14, 35] (Рис. 2). З часом з'явилися і вдосконалилися нові схеми, такі як позацентрове висмикування, випробування анкерних балок та балок зі стиковим з'єднанням [10, 9]. Випробування на висмикування є одним із найпростіших та недорогих методів для дослідження локальної поведінки зчеплення [3].

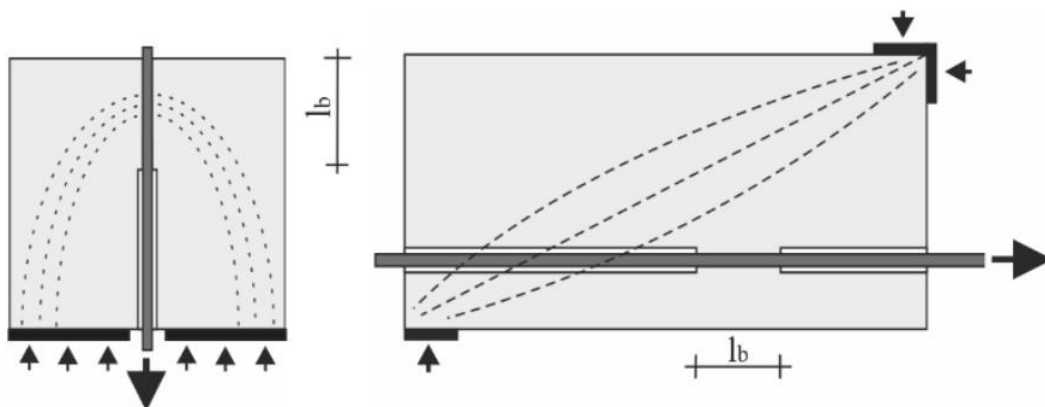


Рис. 2 Схеми експериментальних досліджень зчеплення арматури з бетоном із траекторіями стискальних напружень [6]:

*a* – методика RILEM [34] pull-out test; *b* – методика ASTM [35] beam-end test

За способом математичного моделювання зчеплення арматури з бетоном у залізобетонних конструкціях моделі зчеплення можна умовно розділити на **аналітичні** та **числові**. Аналітичні моделі являють собою математичні рівняння або системи рівнянь [26], які пов'язують між собою основні параметри зони зчеплення арматури з бетоном та параметри, які на них впливають.

Найбільш розповсюдженим способом моделювання зчеплення арматури з бетоном, як в аналітичних, так і в чисельних моделях є «закони» або залежності напруження зчеплення  $\tau_{bond}$  від просковзування арматури  $s$  уздовж зони контакту із бетоном (залежності bond-slip). Вони є ключовими при моделюванні даного процесу, оскільки саме вони описують механізм передачі зусиль на межі контакту двох матеріалів [3]. Дані залежності найбільш часто розробляються та калібруються на основі результатів випробувань на висмикування [6].

При висмикуванні арматурного стержня із бетонного блоку характерною особливістю епюри напружень зчеплення є те, що вона має змінний характер по довжині контакту арматури з бетоном в залежності від положення перерізу в експериментальному зразку (Рис. 3). Це ускладнює моделювання залежності напружень зчеплення від взаємних зміщень арматури відносно бетону за допомогою однієї суцільної функції.

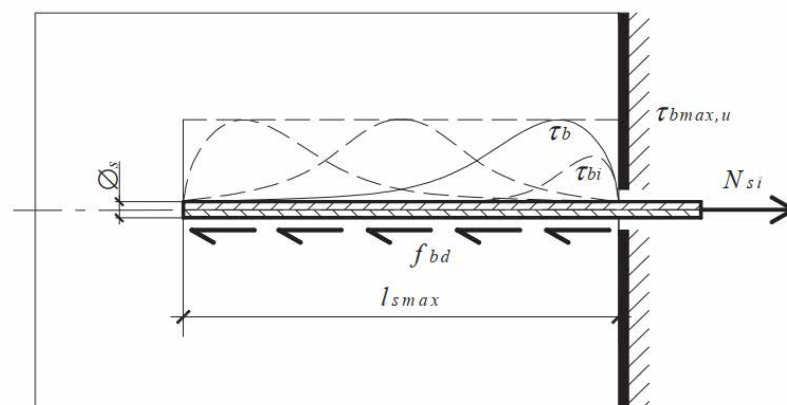


Рис. 3. Змінність напружень зчеплення по довжині при висмикуванні арматурного стержня з бетону

#### 1.4. Аналітичні моделі та залежності «напруження зчеплення» – «просковзування» (bond-slip)

Однією із найбільш відомих залежностей «напруження зчеплення» - «просковзування» є модель ВРЕ (Бертеро-Попова-Елігехаузена) (Рис. 4) та її модифікації у fib Model Code 2010 [3, 16].

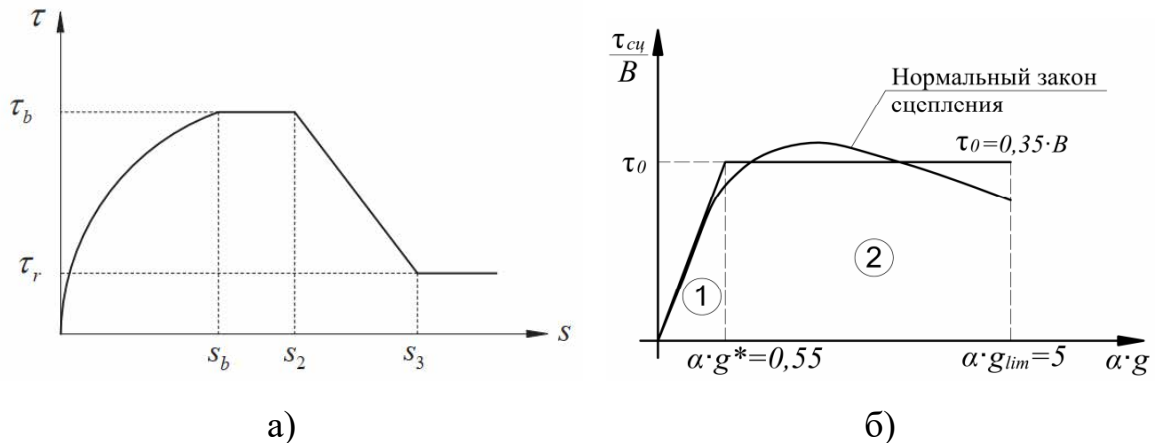


Рис. 4. Деякі найбільш розповсюджені залежності «напруження зчеплення» - «просковзування»:

- а) ВРЕ залежність  $\tau_{bond} - s$ ; б) нормальний закон Холмянського М. та його пружньо-пластична апроксимація [36]

Модель є кусково-заданою функцією, яка містить чотири ділянки і описує різні стадії поведінки зчеплення в залежності від значення просковзування (1). Висхідна гілка даної моделі характеризується нелінійним зростанням напружень зчеплення до пікових значень  $\tau_{max}$ , після досягнення яких виникає зона плато із постійним значенням напружень  $\tau_{max}$  на ділянці значень просковзувань в межах від  $s_b$  до  $s_2$ . Після горизонтальної ділянки модель передбачає лінійне зменшення напружень зчеплення до залишкових напружень  $\tau_f$ , які приймаються  $0,4 \cdot \tau_{max}$ . Залишкові напруження залишаються постійними при великих значеннях просковзувань  $s \geq s_3$ .

$$\tau = \begin{cases} \tau_{\max} \left( \frac{s}{s_1} \right)^\alpha, & 0 \leq s < s_1; \\ \tau_{\max}, & s_1 \leq s < s_2; \\ \tau_{\max} + (\tau_f - \tau_{\max}) \left( \frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right), & s_2 \leq s < s_3; \\ \tau_f & s > s_3. \end{cases} \quad (1)$$

де  $s_1, s_2, s_3$  - характерні значення просковзування, які визначають межі кожної стадії. Для умов гарного зчеплення і достатнього обтиснення,  $s_1 = 1.0$  мм,  $s_2 = 2.0$  мм, а  $s_3$  дорівнює відстані між ребрами арматури.

Однією із модифікацій моделі (1) є залежність, визначена у [37], яка враховує нелінійну роботу матеріалів на нисхідній гілці:

$$\tau = \begin{cases} \tau_{\max} \left( \frac{s}{s_{\max}} \right)^\alpha, & s \leq s_{\max} \\ \tau_{\max} \left( \frac{s}{s_{\max}} \right)^{-\alpha'}, & s > s_{\max} \end{cases} \quad (2)$$

Не менш відомими є «нормальний закон» зчеплення арматури з бетоном М.М. Холмянського (3) та його пружньо-пластична апроксимація [36].

$$\tau = B \frac{\ln(1 + \alpha s)}{1 + \alpha s} \quad (3)$$

Визначення параметрів  $B$  та  $\alpha$  може бути виконане на основі результатів експериментальних досліджень.

В моделях на основі теорії товстостінного циліндра (Рис. 5) бетон, який знаходиться навколо арматури моделюється як товстостінний циліндр, що зазнає внутрішнього тиску від ребер арматури [12, 16, 38]. Застосування розв'язків теорії пружності для товстостінного циліндра [23] дозволяє аналітично визначити напруження та деформації в бетоні, що призводять до розколювання. Для врахування розтріскування бетону використовується модель фіктивних тріщин (fictitious crack model), яка враховує пом'якшення бетону після досягнення ним межі міцності на розтяг. Радіальні напруження  $\sigma_r$  на межі

контакту пов'язуються з напруженнями зчеплення  $\tau$  через умови рівноваги на поверхні ребер арматури, а проковзування  $s$  пов'язується з радіальними деформаціями через геометрію ребер (моделюються як усічений конус).

Особливостями даних моделей є те, що вони вимагають точного визначення механічних властивостей бетону, зокрема його поведінки після розтріскування. Характерне припущення про рівномірний тиск та осесиметричність є спрощенням реальної тривимірної картини напружень [1]. Аналітичні розв'язки для таких моделей можуть бути складними, тому часто використовуються спрощені формули, отримані шляхом регресійного аналізу [23].

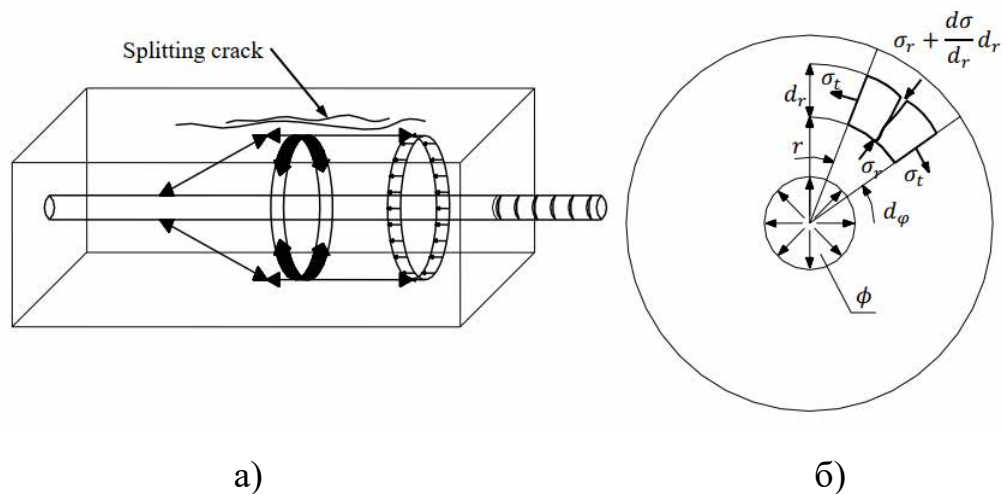


Рис. 5 Модель на основі теорії товстостінного циліндра [1]:

а) модель Тепферса [38];

б) Розподіл радіальної та тангенціальної сили, що діє на диференціальний елемент всередині циліндра

Також активно розробляються та використовуються *модифіковані аналітичні моделі «напруження зчеплення» - «просковзування» для різних умов навантажень*. Наприклад, модель Long et al.[4] для статичних та динамічних навантажень, яка по суті є спрощеною версією моделі ВРЕ (Рис. 6) та більш зручною для інженерних розрахунків і враховує вплив швидкості навантаження на напруження зчеплення – див. форм. (4-6).

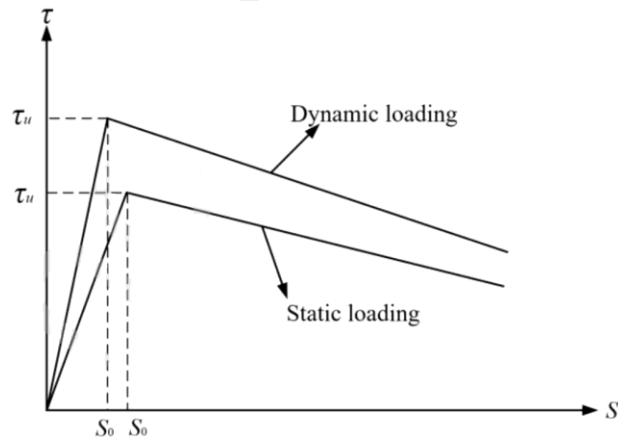


Рис. 6. Модель  $\tau_{bond}-s$  при різних видах навантажень Long et al. [4]

Вираз для висхідної гілки:

$$\tau = \tau_u \left( \frac{S}{S_0} \right)^a, 0 \leq S \leq S_0 \quad (4)$$

Те ж, але для нисхідної гілки:

$$\tau = \tau_u \left\{ k_r + (1 - k_r) \exp \left[ \beta \sqrt{\frac{S}{S_0} - 1} \right] \right\}, S > S_0 \quad (5)$$

де  $\tau_u$  і  $S_0$  - максимальне напруження зчеплення і відповідне зміщення;

$a$  - параметр нелінійності, який залежить від швидкості навантаження  $v$ :

$$a = 0.007 * \ln(v) + 0.116 \quad (6)$$

$\beta$  — параметр, що описує швидкість спаду (пропонується -0.43);

$k_r = \tau_r / \tau_u$  — відносна залишкова міцність зчеплення.

Модель Biscaia & Carmo [39] є однофункціональною та пропонує єдину неперервну функцію (7) для опису всіх трьох стадій діаграми зчеплення (стадія пружної роботи, стадії пом'якшення та залишкового тертя по контакту арматури з бетоном), що робить її зручною для застосування у чисельних моделях (Рис. 7).

$$\frac{\tau_b(s)}{\tau_{bmax}} = (1 - e^{-b \cdot s}) \cdot \frac{\alpha + e^{-a \cdot (s-s_f)}}{1 + e^{-a \cdot (s-s_f)}} \quad (7)$$

Основними параметрами моделі є: максимальне напруження зчеплення  $\tau_{bmax}$ ,  $\alpha = \tau_{bf} / \tau_{bmax}$  - відношення залишкового напруження до максимального.

Параметри  $a$ ,  $b$ ,  $s_t$  калібруються за експериментальними даними і визначають форму кривої.

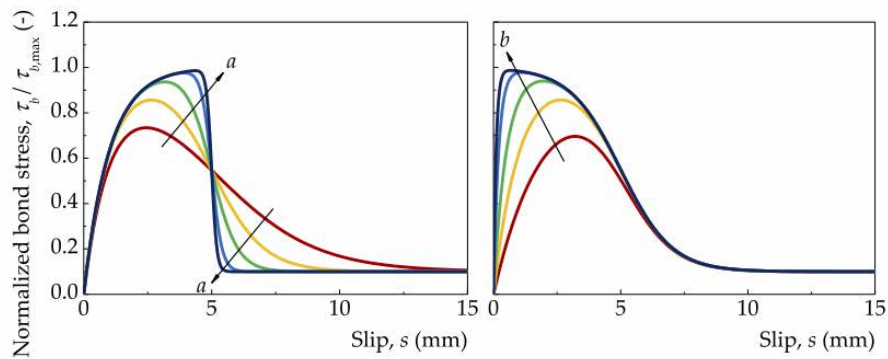


Рис. 7. Модель напруження зчеплення-проковзування за Biscaia & Carmo [39] з

$$\tau_{bf} / \tau_{b,max} = 0.1 \text{ and } s_t = 5 \text{ mm під впливом:}$$

(a) параметру  $a$ ; and (b) параметру  $b$ .

Модель X. Lv et al. [40] на основі мікромеханіки розглядає контактну зону як паралельну систему мікроелементів (пружина, елемент тертя та перемикач). Зокрема, пружня деформація, руйнування зчеплення та тріщиноутворення характеризуються пружним елементом, тоді як тертя та ковзання між арматурою та бетоном представлені елементом тертя. Крім того, для управління робочою послідовністю двох елементів на основі низки фізичних властивостей поверхні контакту було застосовано перемикаючий елемент, який відкривався на стадії пружної деформації, а після руйнування пружинного елемента перебував у закритому стані. Даний підхід дозволяє фізично обґрунтувати макроскопічну поведінку (Рис. 8).

Ключовою ідеєю моделі є врахування стохастичного характеру руйнування зв'язків зчеплення на мікрорівні, із передумовою, що поріг руйнування пружинних елементів є випадковою величиною, яка підпорядковується розподілу Вейбулла.

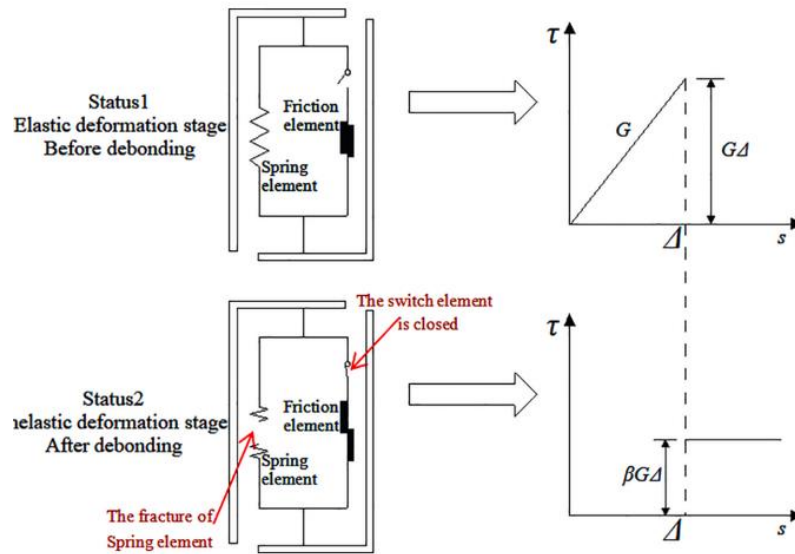


Рис. 8 Схема двох стадій роботи мікроелементів під навантаженням в моделі X.

Lv et al. [40]

Формула (8) для визначення середніх напружень зчеплення даної моделі:

$$\tau_{s=s_0} = (1 - \beta)Gs_0 e^{-\frac{s_0^m}{a}} + \beta G \int_0^{s_0} e^{-\frac{x^m}{a}} dx = \tau_0 \quad (8)$$

де  $G$  - початкова жорсткість зчеплення,  $\beta$  - коефіцієнт тертя, а параметри  $a$  і  $m$  визначаються з умов досягнення пікової міцності  $\tau_0$  та нульового нахилу кривої в цій точці.

Існують багато інших залежностей зчеплення арматури з бетоном, які були запропоновані різними вченими, такі як степеневі, поліноміальні, показникові і експоненційні, дробові та ін. [17].

У зв'язку зі складністю механізму зчеплення, відмінностями у властивостях матеріалів зразків, методиках експериментальних випробувань у характеристиках запропонованих залежностей "зчеплення-проковзування" існують значні розбіжності [10, 16]. Так, у роботі Беніна А.В. та ін. представлений графік порівняння різноманітних залежностей зчеплення (Рис. 9), який демонструє, як різні аналітичні моделі (поліноміальні, степеневі, логарифмічні, сплайн-функції тощо) дають суттєво відмінні криві навіть за умови, що їхні параметри підібрані для збігу в точці максимуму. Це візуальне

порівняння наочно показує значний розкид результатів, що є наслідком різноманіття експериментальних даних, на яких ці моделі базувалися.

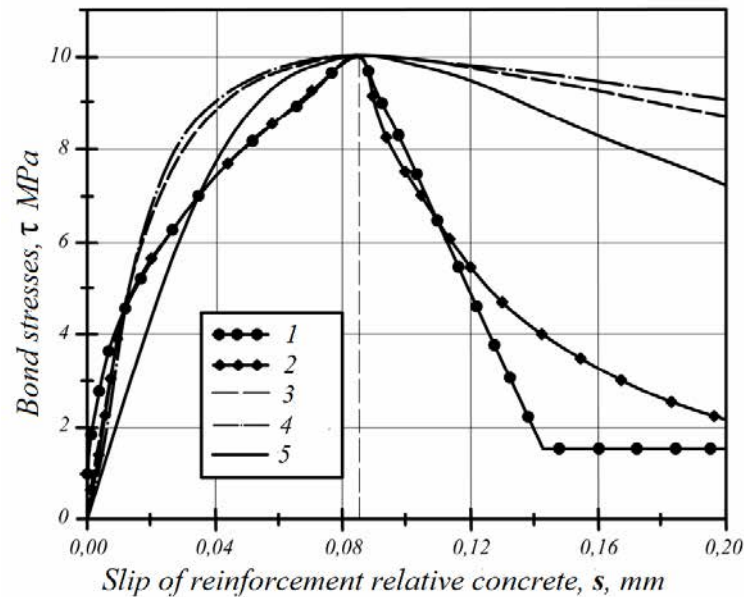


Рис. 9 Графік порівняльного аналізу залежностей дотичних напружень зчеплення від зсуву арматури відносно бетону для різних залежностей зчеплення арматури з бетоном:

1 – ВРЕ залежність  $\tau_{bond} - s$ ; 2 – модифікована ВРЕ залежність [37]; 3 – нормальний закон Холмянського М. [40]; 4 – модифікація нормального закону Shima Н. [40]; 5 – апроксимація залежності зчеплення Balázs G. [42]

Через ці відмінності запропоновані конститутивні залежності часто не є універсально застосовними.

Таким чином, класичні моделі зчеплення, наприклад ВРЕ/fib Model Code та її чисельні модифікації, є зручними для інженерної практики, але мають обмеження, особливо для нових типів бетону та умов низького обтиснення.

Так, модель ВРЕ була розроблена переважно для звичайних важких бетонів та арматури із достатнім обтисненням у експериментальних зразках, в яких руйнування відбувається через висмикування (pull-out failure) [5]. Для випадків руйнування розколювання (splitting failure) бетону, модель потребує коригування параметрів, особливо для нисхідної гілки, яка стає нелінійною.

Модель не завжди точно відображає поведінку для сучасних бетонів із надвисокими характеристиками, як-от УНРС, оскільки може занижувати значення міцності зчеплення [32].

Моделі на основі теорії товстостінного циліндра забезпечують глибше фізичне розуміння механізму руйнування через розколювання (splitting failure), але вимагають точних вхідних даних і часто є складними для прямого застосування у інженерних розрахунках.

Сучасні однофункціональні та мікромеханічні моделі пропонують більш точний та фізично обґрунтований опис поведінки, що є перспективним для чисельного моделювання, але вимагає ретельного калібрування параметрів за експериментальними даними.

Кожна модель має свої переваги та недоліки, і вибір конкретної моделі залежить від поставленої задачі: чи це практичний інженерний розрахунок, чи детальне наукове дослідження механізмів руйнування.

### 1.5. Чисельні моделі зчеплення

Чисельне моделювання методом скінченних елементів (МСЕ) є потужним інструментом для аналізу складної поведінки залізобетонних (ЗБ) конструкцій, зокрема механізму зчеплення-проковзування (bond-slip) між арматурою та бетоном. З розвитком обчислювальної техніки та програмного забезпечення було розроблено низку підходів, які можна класифікувати за рівнем деталізації та методом врахування взаємодії на межі контакту [12, 4]. Джерела виділяють **макроскопічні**, **мезоскопічні** та **мікроскопічні** моделі, кожна з яких має свою сферу застосування, переваги та недоліки [9, 14].

**Макроскопічні моделі (Structural Element Scale).** На макрорівні ЗБ елементи моделюються за допомогою одновимірних (балкових) або двовимірних (оболонкових) скінченних елементів [9, 12, 43]. У таких моделях взаємодія "арматура-бетон" зазвичай враховується опосередковано, через модифіковані властивості матеріалів або спеціалізовані формулювання елементів (Рис. 10).

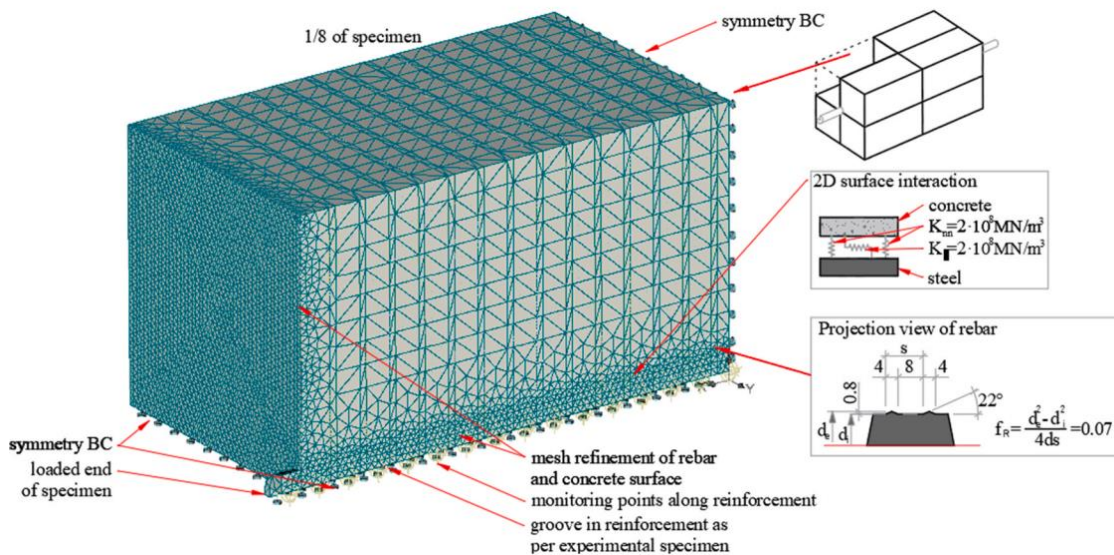


Рис. 10 Макроскопічна МСЕ 3D модель фрагменту бетонного блоку із арматурою, яка працює на висмикування та опис головних параметрів моделі [9]

*Модель з ідеальним зчепленням (Perfect Bond).* Це найпростіший підхід, де приймається гіпотеза ідеального зчеплення, тобто відсутність проковзування між арматурою та бетоном [2, 11]. Це припущення значно спрощує розрахунки, але може призводити до завищеної оцінки жорсткості та несучої здатності конструкції, особливо при динамічних або циклічних навантаженнях, де зсув арматури відносно бетону відіграє значну роль [12, 14].

*Модель одного ступеня свободи (SDOF).* Ця спрощена модель популярна в інженерній практиці через легкість у використанні, особливо для розрахунків на динамічні навантаження, як-от вибухи чи удари, але яка має обмеження в точному моделюванні нелінійної поведінки ЗБ балок. Вона використовує багато наближень і не може точно врахувати нелінійність, що виникає внаслідок розтріскування бетону та текучості арматури. Модель може бути неефективною для балок з великими деформаціями, спричиненими текучістю арматури [12].

*Модель на основі системи диференціальних рівнянь (вдосконалена макроскопічна модель).* Цей підхід явно враховує ефект "зчеплення-проковзування" на рівні елемента конструкції [44]. Взаємодія між арматурою та бетоном описується через систему диференціальних рівнянь рівноваги (9), в яку

безпосередньо вводиться залежність зчеплення, зокрема, білінійна діаграма "напруження-проковзування" [26]. Модель розглядає залізобетонний елемент як єдиний стержень і описує його поведінку через узагальнені параметри (зусилля, переміщення) (Рис. 11), що є характерним для макроскопічного рівня. На відміну від класичних балочних моделей, цей підхід відмовляється від гіпотези ідеального зчеплення і дозволяє більш точно змоделювати нелінійний характер роботи зв'язку, що перетинає тріщину, зберігаючи при цьому обчислювальну ефективність.

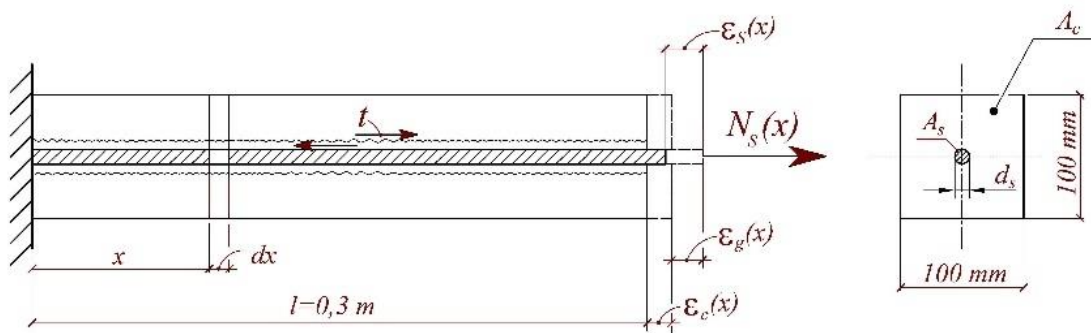


Рис. 11. Схема розрахунку модельного елемента для моделювання поведінки зв'язків, що перетинають тріщину [26].

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_s(x) = \frac{1}{E_s \cdot A_s} \cdot N_s(x); \\ \varepsilon_c(x) = \begin{cases} \frac{N_c(x)}{E_{cm} \cdot A_c}, & \text{if } \frac{N_c(x)}{A_c} \leq 0.9 \cdot f_{ctm}, \\ \frac{18 \cdot N_c(x)}{E_{cm} \cdot A_c} - 15.3 \cdot \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}, & \text{if } \frac{N_c(x)}{A_c} > f_{ctm}; \end{cases} \\ \frac{dN_s(x)}{dx} = \begin{cases} \pi \cdot d_s \cdot 0.4 \cdot E_{cm} \cdot [\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)], & \text{if } \varepsilon_g(x) \leq \varepsilon_g^*(x) = 4.95 \cdot \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}, \\ \pi \cdot d_s \cdot \{0.0232 \cdot E_{cm} \cdot [\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)] + 1.866 \cdot f_{ctm}\}, & \text{if } \varepsilon_g(x) > \varepsilon_g^*(x) = 4.95 \cdot \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}; \end{cases} \\ \frac{dN_c(x)}{dx} = \begin{cases} -\pi \cdot d_s \cdot 0.4 \cdot E_{cm} \cdot [\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)], & \text{if } \varepsilon_g(x) \leq \varepsilon_g^*(x) = 4.95 \cdot \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}, \\ -\{0.0232 \cdot E_{cm} \cdot [\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)] + 1.866 \cdot f_{ctm}\}, & \text{if } \varepsilon_g(x) > \varepsilon_g^*(x) = 4.95 \cdot \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}. \end{cases} \end{array} \right. \quad (9)$$

Волоконна модель (*Fiber Model*) та модель шаруватого перерізу (*Layered Section Approach*). Ці підходи дозволяють враховувати нелінійну поведінку матеріалів шляхом поділу перерізу елемента на окремі "волокна" або шари [12].

Класичні реалізації цих моделей базуються на гіпотезі ідеального зчеплення і не можуть враховувати ефект проковзування та пов'язане з ним обертання в опорних перерізах (fixed-end rotation). Однак існують і вдосконалені версії, які намагаються імплементувати цей ефект.

*Вдосконалена модель шаруватого перерізу з еквівалентною жорсткістю.* Щоб врахувати ефект проковзування, яке є домінуючим після плинності арматури, деякі моделі пропонують змінювати згинальну жорсткість (EI) елементів у межах довжини пластичного шарніра [12]. Еквівалентна жорсткість на вигин розраховується на основі умови сумісності деформацій, враховуючи обертання в опорному перерізі, спричинене проковзуванням арматури. Цей підхід дозволяє врахувати ефект bond-slip у балочних елементах без значного ускладнення розрахункової схеми.

**Мезоскопічні моделі (Bar Scale).** На цьому рівні арматура та бетон моделюються як окремі тіла, а їхня взаємодія на межі контакту описується за допомогою спеціальних інтерфейсних елементів або контактних алгоритмів [11, 9, 27, 29]. Ці моделі забезпечують високу точність, але є більш ресурсомісткими.

*Моделі з інтерфейсними елементами (Bond-Link/Bond-Zone Elements).*

*Пружинні елементи (Spring Elements).* Взаємодія моделюється за допомогою набору нелінійних пружин, що з'єднують вузли арматури та бетону [12, 4, 14, 45]. Жорсткість цих пружин визначається на основі експериментально отриманої діаграми "зчеплення-проковзування". Цей метод дозволяє явно враховувати нелінійність та пошкодження на межі контакту [4].

*Когезійні елементи нульової товщини (Cohesive Zone Models, CZM).* Цей підхід використовує спеціальні елементи нульової товщини, що розміщуються на межі контакту "арматура-бетон" [12, 4, 27]. Поведінка цих елементів описується законом "напруження-розкриття" (traction-separation law), який враховує появу та зростання пошкодження [4]. Білінійні когезійні моделі є поширеними завдяки своїй простоті та меншій кількості параметрів. Так, крива «напруження зчеплення» - «переміщення», отримана по результатам

розрахунку за модифікованою моделлю когезійної зони Tvergaard [46, 47] добре відтворює початкову жорсткість та пікову міцність зчеплення та успішно моделює нелінійне пом'якшення (зниження напруження після піку), оскільки враховує пошкодження (damage) на межі контакту (рис. 12, а). Разом із тим, дана модель не здатна відтворити залишкове напруження, оскільки не враховує ефект тертя, який виникає після руйнування адгезійного зв'язку.

*Фрикційно-когезійні моделі (Frictional Cohesive Zone Models, FCZM).* Це вдосконалена версія CZM, яка поєднує пошкодження та тертя в єдиній термодинамічно узгодженій основі [27]. Зона взаємодії арматури з бетоном розглядається як комбінація неушкодженої частини (описується когезійною моделлю [46]) та пошкодженої (описується законом тертя Кулона) (рис. 12). Такі моделі є універсальними і здатні відтворювати поведінку як для гладкої, так і для ребристої арматури [18, 27].

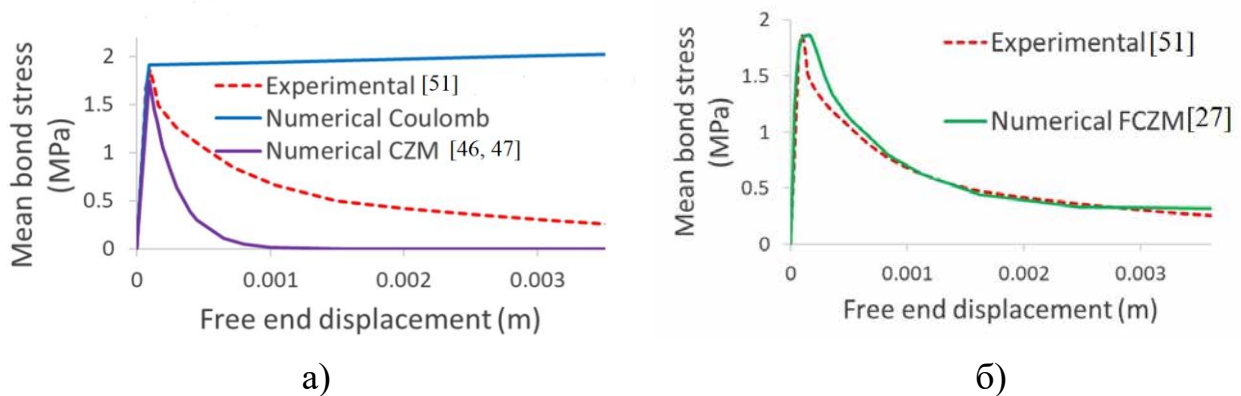


Рис. 12 Залежності «напруження зчеплення» - «переміщення» отримані за допомогою чисельних моделей [27, 46, 47] та за результатами експерименту Anwar Hossai [51]:

а) результати чисельного моделювання за допомогою CZM моделі [46, 47];

б) результати чисельного моделювання за допомогою FCZM моделі [27].

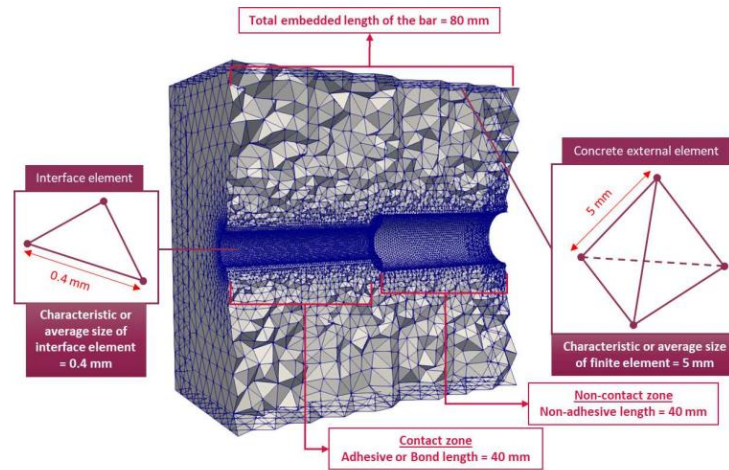


Рис. 13. Фрагмент МСЕ моделі бетонної частини експериментального зразка, який показує загальну довжину закладення арматури, а також середній розмір сторін елемента, який моделює контакт арматури з бетоном та зовнішніх тетраедричних елементів бетону в FCZM моделі [27]

### *Моделі на основі контактних алгоритмів.*

#### *Одномірний контактний елемент ковзання (1D Slide Line Contact Model).*

Цей підхід, доступний у таких програмах як ANSYS LS-DYNA, моделює ковзання вузлів арматури вздовж лінії вузлів бетону (Рис. 14). Взаємодія реалізується через уявні пружини. Модель описується трьома параметрами: модулем зсуву зчеплення, максимальним пружним проковзуванням та коефіцієнтом експоненти кривої пошкодження. Цей метод є ефективним для моделювання динамічних задач, таких як вибух або удар [14].

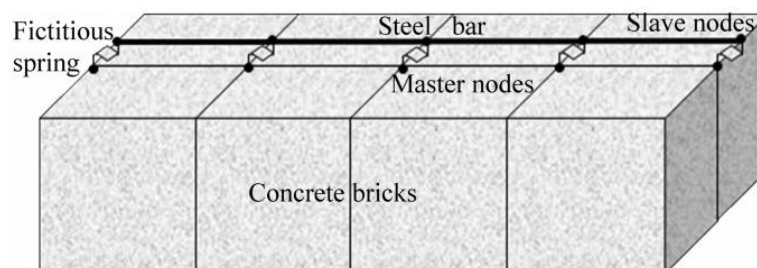


Рис. 14 Ескіз уявної пружини між головним і підлеглим вузлами в одновимірній моделі елемента ковзання [14]

*Модель пластичності з пошкодженням для бетону (Concrete Damage Plasticity, CDP).* Це поширена модель матеріалу в ABAQUS, яка враховує

руйнування бетону від розтягу та стиску [12, 29, 48]. Хоча сама модель не описує зчеплення (Рис. 15), її часто використовують у поєднанні з когезійними або контактними елементами для комплексного аналізу [29].

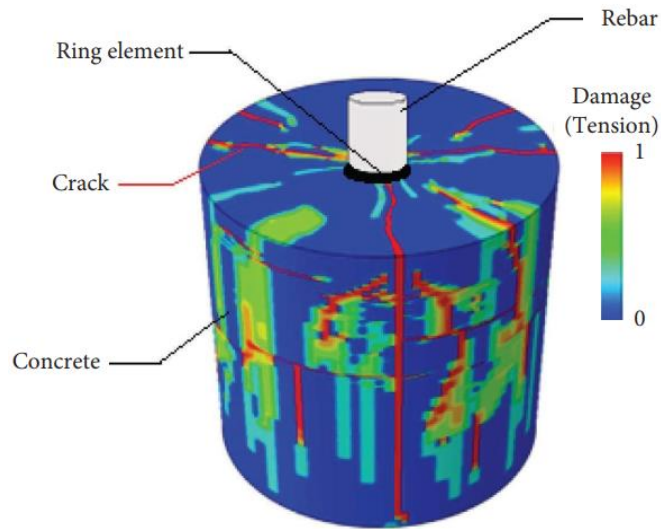


Рис. 15. Характер руйнування зразка при моделюванні за допомогою моделі CDP випробування на висмикування [29]

### *Дискретні моделі.*

*Решітчасті моделі (Lattice Models).* В цих моделях бетон, арматура та їх взаємодія моделюються як набір балочних елементів (рис. 16). Взаємодія "арматура-бетон" моделюється через спеціальні інтерфейсні елементи, властивості яких визначаються на основі аналітичних моделей bond-slip та стохастичного аналізу випадковості сітки [51]. Ці моделі добре відтворюють конусоподібний механізм передачі напружень в бетоні та можуть прогнозувати руйнування від розколювання без прямого задання його критеріїв [30].

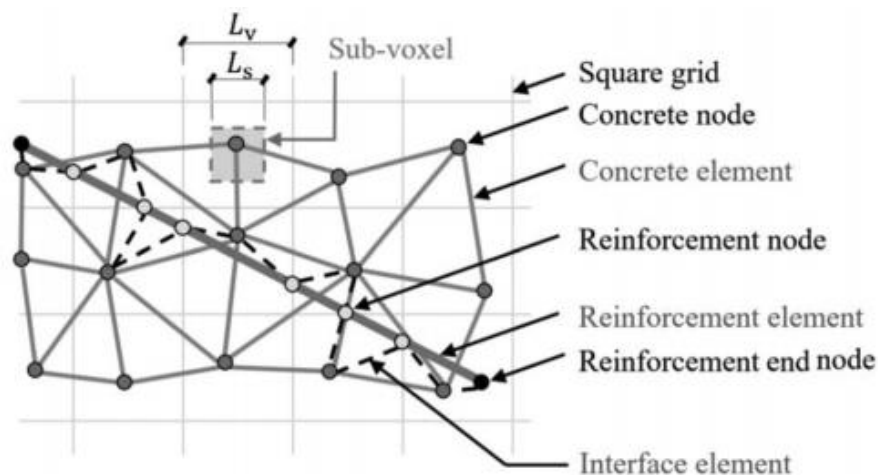


Рис. 16. 2D-зображення решітчастої сітки у решітчастій моделі для залізобетону [30]

### 1.6. Моделі машинного навчання

**Моделі машинного навчання (ML).** В останні роки для прогнозування поведінки зчеплення-проковзування почали застосовувати методи машинного навчання, такі як нейронні мережі [12, 4].

*Динамічна нейронна мережа NARX (Nonlinear Autoregressive with Exogenous Inputs).* Ця рекурентна нейронна мережа може бути навчена на даних, отриманих з МСЕ-симуляцій або експериментів, для швидкого прогнозування залежностей "зчеплення-проковзування", як при дії статичних, так і динамічних навантажень. Модель використовує попередні значення вхідних та вихідних послідовностей для прогнозування поточного вихідного значення.

Замість проведення сотень дорогих експериментів, автори спочатку створили та верифікували точну модель МСЕ на основі когезійних елементів [4]. Потім за допомогою цієї МСЕ-моделі провели параметричні дослідження, змінюючи діаметр арматури, довжину анкерування та швидкість навантаження, і генерують 42 набори даних. Отримані дані (криві "зчеплення-проковзування") використовуються як навчальний набір для мережі NARX. Вхідними даними є час та величина проковзування, а вихідними — напруження зчеплення. Після навчання модель NARX продемонструвала надзвичайно високу точність. Коефіцієнт кореляції Пірсона (R) між прогнозами МСЕ та NARX сягнув 0.97. Це означає, що нейронна мережа може замінити ресурсомістке МСЕ-моделювання практично без втрати точності, але з величезним виграшем у швидкості.

*Модель SSA-ELM (Sparrow Search Algorithm - Extreme Learning Machine).* У джерелі [2] ШІ застосовується для вирішення іншої важливої задачі — прогнозування режиму руйнування зчеплення: висмикування (pull-out) чи розколювання (splitting). Це є типовою задачею класифікації в машинному навчанні [9]. Автори пропонують модель на основі

"екстремального навчання" (Extreme Learning Machine, ELM), оптимізовану за допомогою алгоритму пошуку горобця (Sparrow Search Algorithm, SSA). ELM являє собою тип одношарової нейронної мережі, яка відзначається дуже високою швидкістю навчання, оскільки ваги та пороги прихованого шару генеруються випадково і не потребують ітеративного налаштування. Алгоритм SSA використовується для оптимізації цих випадкових параметрів, щоб підвищити точність та стабільність моделі ELM [31].

Із 15 опублікованих наукових робіт було зібрано базу даних з 399 результатів випробувань на висмикування. База даних включала 16 геометричних та матеріальних параметрів зразків, а також зафіксований режим руйнування [4]. Було встановлено, що відношення товщини захисного шару до діаметра арматури ( $c/d$ ) є найважливішим фактором, який впливає на режим руйнування. Також значущими виявилися міцність бетону, довжина анкерування та наявність поперечної арматури [31].

Модель SSA-ELM була навчена на відібраних даних. Її точність порівнювали з дев'ятьма іншими популярними алгоритмами класифікації (логістична регресія,  $k$ -найближчих сусідів, дерево рішень, метод опорних векторів, нейронна мережа зворотного поширення та ін.). В результаті, модель SSA-ELM показала найкращі результати, досягнувши точності прогнозування 95.8% на тестовому наборі даних [31]. Це значно вище, ніж у інших розглянутих ML-алгоритмів, і підтверджує, що такий підхід може бути надійним інструментом для інженерів при оцінці безпеки та проектуванні залізобетонних конструкцій [9].

Таким чином, можна стверджувати, що застосування ШІ та ML у моделюванні зчеплення є дуже перспективним напрямком. Воно дозволяє створювати швидкі, точні та універсальні прогнозні моделі, які можуть доповнити або навіть замінити традиційні підходи в певних задачах [4, 9]. Головними перевагами є можливість обробки великих масивів даних для виявлення складних залежностей та значне скорочення обчислювальних витрат порівняно з МСЕ.

**Мікроскопічні моделі (Microscopic Scale).** На відміну від макро- та мезоскопічних моделей, де бетон розглядається як гомогенний матеріал, мікроскопічні моделі є найбільш детальними та фізично обґрунтованими, оскільки вони моделюють бетон як багатофазний матеріал [27]. Цей підхід спрямований на дослідження фундаментальних механізмів руйнування, які відбуваються на рівні окремих складових бетону та на межі їх контакту.

Ключова особливість мікроскопічних моделей полягає в тому, що вони явно моделюють окремі фази бетону, такі як цементна матриця та великий заповнювач (щебінь, гравій). Це дозволяє досліджувати те, як утворюються та поширюються мікротріщини в перехідній зоні між заповнювачем та матрицею, що є однією з найслабших ланок у структурі бетону [49].

На цьому рівні деталізації стає можливим безпосередньо вивчати три основні компоненти, що формують зчеплення: хімічну адгезію, тертя, механічне зачеплення [5].

Через надзвичайно високі обчислювальні витрати та складність у визначенні параметрів матеріалів на такому рівні, мікроскопічні моделі не використовуються для аналізу повномасштабних конструкцій [11]. Їх основна сфера застосування — це фундаментальні наукові дослідження з метою глибшого розуміння фізики руйнування на межі "арматура-бетон" [27, 49], вивчення впливу неоднорідності структури бетону на характеристики зчеплення [50], а також обґрунтування та калібрування параметрів для менш деталізованих, але більш практичних мезоскопічних моделей.

В представленому аналітичному огляді-аналізі чисельних моделей основний фокус був зроблений саме на дослідженнях, присвячених розробкам практично застосовних мезоскопічних та макроскопічних моделей для аналізу елементів та конструкцій в цілому. Мезоскопічні моделі, які моделюють геометрію ребер арматури, але розглядають бетон як гомогенний матеріал, вже забезпечують достатній рівень точності для багатьох інженерних та наукових задач і є компромісом між точністю та обчислювальними витратами.

Результати порівняльного аналізу розглянутих чисельних моделей представлені у табл. 1.

Таблиця 1

## Порівняльний аналіз розглянутих чисельних моделей

Тип моделі	Опис	Сфера застосування	Переваги	Недоліки
<b>Макроскопічні моделі</b>				
Ідеальне зчеплення	Гіпотеза повної сумісності деформацій	Попередні розрахунки, аналіз конструкцій, де bond-slip не є домінуючим.	Простота, низькі обчислювальні витрати.	Неточно враховує жорсткість та деформації, може завищувати несучу здатність.
SDOF	Спрощена модель з одним ступенем свободи.	Практичні інженерні розрахунки, попередня оцінка динамічних реакцій.	Простота у використанні.	Не може точно моделювати нелінійну поведінку.
Модель на основі системи диференціальних рівнянь (вдосконалена макро-модель)	Враховує ефект bond-slip через систему з чотирьох диференціальних рівнянь рівноваги, куди явно вводиться закон зчеплення. Оперує узагальненими параметрами на рівні елемента.	Нелінійний аналіз залізобетонних елементів, де потрібно точно врахувати перерозподіл зусиль та деформацій через проковзування арматури.	Більш фундаментальний підхід, ніж інші макро-моделі. Явно враховує нелінійність зчеплення на рівні рівнянь, зберігаючи обчислювальну ефективність.	Потребує розв'язання нелінійної крайової задачі, що складніше за стандартні балочні моделі. Точність залежить від адекватності прийнятого закону зчеплення.

Шаруватий переріз з еквівалентною жорсткістю	Враховує bond-slip через зміну згинальної жорсткості EI в зоні пластичного шарніра.	Аналіз балок при вибухових та ударних навантаженнях, де важливе обертання в опорах.	Дозволяє імплементувати ефект bond-slip у балочні моделі, покращує точність порівняно з класичними моделями.	Є наближеним методом, точність залежить від правильного визначення довжини пластичного шарніра та еквівалентної жорсткості.
<b>Мезоскопічні моделі</b>				
Пружинні елементи	Нелінійні пружини між вузлами арматури та бетону.	Детальний нелінійний аналіз окремих елементів, особливо при циклічних навантаженнях.	Дозволяє явно задати будь-яку залежність "зчеплення-проковзування".	Складність у визначенні жорсткості пружин, може бути обчислювально затратним.
Когезійні моделі (CZM, FCZM)	Елементи нульової товщини з законом руйнування.	Аналіз ініціації та поширення пошкоджень на межі контакту; дослідження руйнування від відшарування.	Фізично обґрунтовані, враховують енергію руйнування. FCZM універсальні для різних типів арматури та режимів руйнування.	Чутливі до параметрів когезійного закону (міцність, енергія руйнування, жорсткість). Потребують ретельної калібрації.
1D Slide Line	Спеціалізований контактний алгоритм для ковзання.	Динамічний аналіз (удар, вибух) в програмах, що підтримують цей	Ефективний для моделювання ковзання арматури вздовж бетону.	Важко визначити параметри моделі. Параметри значно

		тип контакту (напр., LS-DYNA).		варіюються залежно від умов.
Стержньові моделі	Дискретизація бетону, арматури та інтерфейсу балочними елементами.	Дослідження механізмів руйнування, впливу неоднорідності бетону.	Враховують стохастичність та неоднорідність матеріалу, добре моделюють розтріскування.	Потребують спеціального підходу для калібрування властивостей інтерфейсних елементів.
<b>Моделі машинного навчання</b>				
NARX	Рекурентна нейронна мережа.	Швидке прогнозування bond-slip для параметричних досліджень та інженерних розрахунків.	Висока швидкість прогнозування після навчання, висока точність (до 97%).	Потребує великої кількості даних для навчання, є "чорною скринькою", не розкриває фізичних механізмів.

## ВИСНОВКИ

На основі результатів теоретичного аналізу наявних досліджень аналітичних та чисельних моделей зчеплення арматури з бетоном, а також результатів певних експериментальних досліджень можна зробити наступні висновки:

1. Більшість аналітичних моделей "зчеплення-проковзування" є напівемпіричними, оскільки вони базуються на регресійному аналізі даних, отриманих з експериментів, переважно з випробувань на висмикування та випробувань балок.

2. Існує значна варіативність між розробленими аналітичними моделями "зчеплення-проковзування" та значеннями їх параметрів. Це пояснюється

відмінностями в експериментальних методиках, геометрії зразків, властивостях матеріалів (бетону та арматури), а також умовах навантаження.

3. Через цю залежність від умов експерименту, багато існуючих моделей не є універсальними і можуть бути непридатними для умов, що відрізняються від тих, на яких вони були розроблені. Це підкреслює важливість вибору відповідної моделі для конкретного випадку або проведення додаткових досліджень для її калібрування.

У зв'язку із цим особливої актуальності набувають експериментальні дослідження зчеплення арматури з бетоном із застосуванням сучасних технологій вимірювання та моніторингу, таких як розподілені волоконно-оптичні датчики (DFOS) та цифрова кореляція зображень (DIC). Це дозволить одночасно досліджувати внутрішні деформації арматури, тріщиноутворення на поверхні бетону та локальний розподіл напружень зчеплення, що сприятиме розробці більш точних та універсальних механічних моделей.

5. Макроскопічні чисельні моделі є обчислювально ефективними, але мають обмеження в точності. Зокрема, класичні балочні моделі, що ґрунтуються на гіпотезі ідеального зчеплення, не можуть врахувати ефект проковзування арматури. Однак вдосконалені макроскопічні підходи, які опосередковано імплементують цей ефект через модифікацію згинальної жорсткості в зоні пластичних шарнірів дозволяють підвищити точність розрахунків, зокрема динамічних. Мезоскопічні моделі забезпечують вищий рівень деталізації, моделюючи арматуру та бетон як окремі тіла, а їхню взаємодію — за допомогою спеціальних контактних елементів. Ці методи дозволяють глибоко аналізувати локальні явища, але вимагають значних обчислювальних ресурсів.

6. Врахування ефекту проковзування (bond-slip) є критично важливим для точної оцінки реакції залізобетонних елементів, особливо при динамічних та ударних навантаженнях. Джерела показують, що ігнорування проковзування призводить до неточних результатів, тоді як його включення значно покращує відповідність чисельних результатів експериментальним даним. Це стає

характерним після досягнення межі плинності арматури, коли проковзування стає домінуючим фактором деформацій.

Таким чином, перспективним напрямком подальших досліджень є удосконалення існуючих чисельних моделей зчеплення арматури з бетоном, а саме розробка ефективних чисельних алгоритмів, які б точно враховували ефект проковзування без значних обчислювальних витрат. Також актуальним є створення уніфікованих мезомеханічних моделей, які б поєднували тертя, пошкодження та зчеплення в єдиній послідовній термодинамічній основі (наприклад, моделі когезійної зони з тертям).

7. Перспективним напрямком є застосування методів машинного навчання (ML), зокрема динамічних нейронних мереж (наприклад, NARX). Такі моделі, навчені на великих базах даних, отриманих з експериментів та детальних МСЕ-симуляцій, можуть швидко і з високою точністю (понад 97%) прогнозувати залежності "зчеплення-проковзування". Це дозволяє уникнути значних обчислювальних та трудових витрат, пов'язаних з детальним мезоскопічним моделюванням, і надає інженерам ефективний та точний інструмент для параметричних досліджень.

## **2. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА**

### **2.1. Загальна характеристика ділянки**

#### **2.1.1. Географічне положення ділянки**

Ділянка під забудову знаходиться в Соборному (Жовтневому) районі Павлограда. Жовтневий район розташований у центральній частині міста, на правому березі Павлограда. Район витягнутий з півночі на південний схід. Район займає один з трьох пагорбів, на яких розташоване місто, і у ландшафтному відношенні є наймальовничішим районом Павлограда.

#### **2.1.2. Кліматичні умови**

Температурний режим території забудови характеризують:

- середньорічна температура зовнішнього повітря  $t_{р.с.р.} = 6,9$  °С;
- середня температура повітря найбільш холодного місяця (січня)  $t = -5,4$  °С;
- середня температура повітря найбільш теплого місяця (липня)  $t = 18,5$  °С;
- абсолютна максимальна температура повітря  $t_{max} = 38$  °С;
- абсолютна мінімальна температура повітря  $t_{min} = -33$  °С;

Вітрові впливи характеризуються середньою швидкістю вітру по напрямках і повторюваністю (в %) по ромбах. Ці характеристики наведені в графічній частині, аркуш 1.

#### **2.1.3. Транспортні зв'язки**

Транспорт Соборного району Павлограда включає міський тролейбус, трамвай, автобус, маршрутне таксі, метро, канатну дорогу, приміські і міжміські автобуси, залізничний, річковий транспорт.

#### **2.1.4. Інженерно-геологічні та гідрологічні умови ділянки**

Основою для фундаментів служать ґрунти:

**ІГЕ-2** – суглинок тугопластичний із фізико-механічними характеристиками:  $\rho_s = 2,67 \text{ г/см}^3$ ;  $\rho = 1,71 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 22 \%$ ;  $\omega_L = 29,0 \%$ ;  $\omega_P = 18,0 \%$ .

**ІГЕ-3** – суглинок тугопластичний із фізико-механічними характеристиками:  $\rho_s = 2,69 \text{ г/см}^3$ ;  $\rho = 1,95 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 25,3 \%$ ;  $\omega_L = 35 \%$ ;  $\omega_P = 22 \%$ .

**ІГЕ-4** – пісок середньої крупності із фізико-механічними характеристиками:  $\rho_s = 2,60 \text{ г/см}^3$ ;  $\rho = 1,97 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 24 \%$ ;  $E = 32 \text{ МПа}$ ;  $\varphi = 35 \text{ град}$ ;  $c = 1 \text{ кПа}$

**ІГЕ-3** – глина напівтверда із фізико-механічними характеристиками:  $\rho_s = 2,73 \text{ г/см}^3$ ;  $\rho = 1,93 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 31 \%$ ;  $\omega_L = 53,2 \%$ ;  $\omega_P = 30,1 \%$ ;  $E = 12 \text{ МПа}$ ;  $\varphi = 18 \text{ град}$ ;  $c = 47 \text{ кПа}$ .

Товщина рослинного шару становить 0,4 м.

Рівень підземних вод знаходиться на позначці  $WL = 105,3$ .

## **2.2. Техніко-економічні показники генерального плану**

1. Площа забудови –  $6480 \text{ м}^2$ .
2. Загальна площа –  $37240 \text{ м}^2$ .
3. Будівельний об'єм –  $94694,4 \text{ м}^3$ .
4. Кількість поверхів – 1.
5. Кількість прольвів – 3.

## **2.3. Об'ємно-планувальні рішення**

### **2.3.1. Характеристика технологічного процесу**

Процес виробництва машин складається з 3 стадій:

а) виробництво заготовок (відливок, штамповок, поковок і т. д.), з яких потім виробляють деталі і частини машин. При цьому на одну тону готової продукції машинобудування необхідно в середньому  $1,3 \dots 1,6 \text{ т}$  металевих заготовок;

б) механічна обробка заготовок за допомогою металорізальних верстатів та виготовлення деталей і вузлів майбутніх машин. При цьому в стружку витрачається до 20...35% всього початкового металу, який разом з металобрухтом потім переплавляється на переробних металургійних підприємствах;

в) складання деталей і частин, у результаті чого створюється нова машина.

### **2.3.2. Опис прийнятого рішення та його обґрунтування**

Запроектована будівля у плані одноповерхова, має прямокутну форму з розмірами в осях 72,75 x 90,75 м. Будівля має чотирьохповерхову прибудову, в якій розташовуються виробничі цехи загальною площею 6336 м<sup>2</sup>. Висота першого поверху становить 5,2 м, висота другого та третього – 4,0 м, висота четвертого – 4,72 м. В прибудові один проліт 24 м з кроком колон 6x6 м. В цій частині будівлі розташовані сходи, які з'єднують поверхи прибудови з першого по четвертий.

Одноповерхова будівля вміщує такі виробничі приміщення:

1. Головний конвеєр – 1728 м<sup>2</sup>.
2. Допоміжний конвеєр – 1728 м<sup>2</sup>.
3. Зона ремонту та діагностики автомобілів – 1296 м<sup>2</sup>.
4. Одноповерхова будівля має два прольоти по 24 м і один прольот 18 м.
5. Висота до низу несучих конструкцій становить 10,8 м.

### **2.4. Конструктивне рішення**

Конструктивна система – каркасна.

Каркас виконано із серійних залізобетонних елементів заводського виготовлення.

Фундаменти влаштовуються окремо стоячими стовпчастими під колони за серією 1.412-1/77.

Конструктивна жорсткість будівлі забезпечується за рахунок горизонтальних і вертикальних в'язів.

Горизонтальними в'язями служать плити покриття, ригелі, а вертикальними в'язями – металеві порталні зв'язки.

Запроектована будівля має три по 24,0 м і один 18 м з кроком зовнішніх і внутрішніх колон 6,0 м.

Колони встановлюються прямокутні в плані висотою 11,8 м в одноповерховій частині будівлі за серією КЭ-01-52 та в багатоповерховій прибудові, колони проектується прямокутними в плані за серією І.420-8/81. Прив'язка колон нульова.

Стіни у даній будівлі запроектовані самонесучими із одношарових керамзитобетонних стінових панелей товщиною 300 мм.

Стінові панелі прийняті збірні залізобетонні по серії 1.432-14/80 випуск 1.

Несучими елементами покриття в прольоті 18 м є залізобетонні сегментні ферми з ребристими залізобетонними плитами товщиною 400 мм по серії 1.465.1-7/84 випуск 1. В прольотах по 24 м в якості покриття застосовуємо коротку циліндричну оболонку, яка складається з ферми-діафрагми ФДК-24-В2, плити-оболонки ПОК-12-А1 з розмірами 3х12 м та бортових елементів у вигляді прямокутної залізобетонної балки.

Покрівля запроектована багатошарова – рулонна із 4-х шарів руберойду на бітумній мастиці із верхнім захисним шаром із гравію.

Утеплювачем на покрівлі слугують керамзитобетонні плити , товщиною 120 мм.

Водовідведення з покрівлі передбачено організоване, внутрішнє по системі труб в каналізаційну зовнішню мережу.

Водоприймальні воронки встановлюються на покрівлі з інтервалом не більше 24 м одна від другої, так щоб площа покрівлі на одну воронку складала 250...300 м<sup>2</sup>.

В запроектованій будівлі передбачено технологічні проїзди із воротами 4,80 х 4,80 м згідно ГОСТ 18853-73\*.

Проектом передбачено подвійне скління окремими рамами. Віконні рами прийняті металеві.

Для відкриття і закриття рам використовують важільний механізм, яким керують з рівня підлоги.

Евакуація людей та обладнання на випадок пожежі передбачена через ворота, що знаходяться посередині будівлі.

Зовнішнє оздоблення фасадної поверхні стінових панелей, цокольних і парпетних панелей виконується запиленням цементно-піщаної суміші з добавкою різних фарбників.

Шви стінових панелей шпаклюються.

Внутрішнє оздоблення стін виконується шляхом подвійного фарбуванням водоемульсійними фарбами.

Віконні рами, дверні блоки і ворота фарбуються олійними фарбами за два рази.

Проектом передбачено влаштування бетонних підлог.

Захист будівельних конструкцій (бетонних, залізобетонних, дерев'яних і металевих) виконується шляхом нанесення антикорозійного покриття у відповідності з вимогами СНиП 2.03.11-85 „Защита строительных конструкций от коррозии” і СНиП 3.04.703-85 „Защита строительных конструкций. Правила приемки работ”.

Зварювальні шви у процесі монтажу повинні бути очищені від шлаку і проведенні роботи по антикорозійному захисту шляхом металізації цинком. Послідуючий захист зварювальних з'єднань полягає у покритті їх шаром бетону або цементно-піщаним розчином товщиною 20 мм.

Для герметизації стиків використовують герметизуючі мастики у поєднанні з пружними прокладками типу пороізол.

Стики внутрішніх панелей – замонолічені бетоном.

## 2.5. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

ВИХІДНІ ДАНІ:

1. Район будівництва: *м. Павлоград*.
2. Призначення будівлі: *промислова будівля*.
3. Конструкція стіни: *бетонна стінова панель (легкий бетон)*.

### РОЗРАХУНОК

1. Район будівництва знаходиться в І-ій температурній зоні.
2. Мінімально допустиме значення опору теплопередачі зовнішньої стіни визначимо після розрахунку її теплової інерції.
3. Розрахункові значення температури й вологості повітря в приміщенні дорівнюють  $t_e = 16^\circ\text{C}$  та  $\varphi_e = 55\%$ , відповідно.
4. Вологісний режим – *нормальний*.
5. Зовнішня стіна експлуатується в умовах *Б*.

Значення теплотехнічних характеристик матеріалів шарів стіни визначаємо для умов експлуатації *Б* і записуємо в таблицю 1.5.1.

Обчислимо теплову інерцію огорожувальної конструкції:

$$D = R_1 s_1 + R_2 s_2 + R_3 s_3 = \\ = 0,025 \cdot 9,76 + 0,839 \cdot 4,77 + 0,025 \cdot 9,76 = 4,49 > 1,5.$$

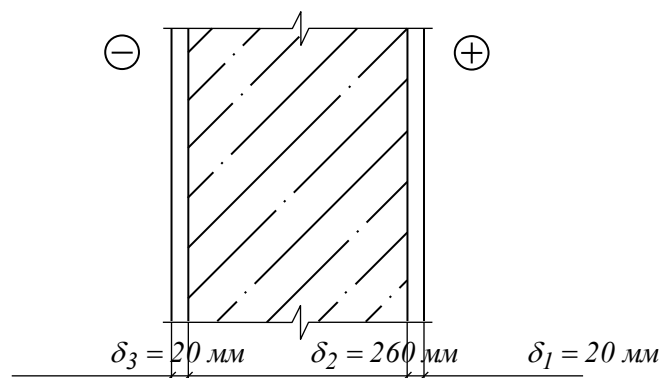


Рис. 1.5.1. Розрахункова схема зовнішньої стіни

Таблиця 1.5.1

Розрахункові теплофізичні характеристики  
матеріалів шарів стіни

№ шару	Найменування матеріалу шару	Густина $\rho, \frac{\text{кг}}{\text{м}^3}$	Товщин а шару, $\delta, \text{м}$	Розрахункові коефіцієнти		Термічний опір шару $R = \frac{\delta}{\lambda}, \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}}$
				теплопро відності $\lambda, \frac{\text{Вт}}{\text{м} \cdot \text{К}}$	теплозас воєння $s$ $\frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{К}}$	
1.	<i>Фактурний шар</i> цементно-піщаний розчин	1600	0,02	0,81	9,76	$\frac{0,02}{0,81} = 0,025$
2.	керамзито-бетон	800	0,26	0,31	4,77	$\frac{0,26}{0,31} = 0,839$
3.	<i>фактурний шар</i> цементно-піщаний розчин	1600	0,02	0,81	9,76	$\frac{0,02}{0,81} = 0,025$

Тоді мінімально допустиме значення опору теплопередачі конструкції стіни промислової будівлі визначаємо залежно від температурної зони (*перша*), вологісного режиму приміщень (*нормальний*) та теплової інерції конструкції  $D$ . Воно дорівнює  $R_{q \min} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$ .

Опір теплопередачі огорожувальної конструкції  $R_{\Sigma np}$  розраховуємо за формулою:

$$R_{\Sigma np} = \frac{1}{8,7} + 0,025 + 0,839 + 0,025 + \frac{1}{23} = 1,039 \left( \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right),$$

Оскільки  $R_{\Sigma np} = 1,039 \left( \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right) < R_{q \min} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$ , то умова не виконується.

Тому необхідно збільшити опір теплопередачі стіни, розмістивши зовні шар утеплювача. В якості утеплювача приймаємо мінераловатні плити на синтетичному в'язучому, з такими характеристиками матеріалу: густина

$\rho = 75 \text{ кг/м}^3$ , коефіцієнт теплопровідності  $\lambda = 0,062 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$ ,  
коефіцієнт теплотасвоєння  $S = 0,61 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{К)}$ .

Для розрахунку товщини утеплювача за формулою необхідно різницю між значеннями нормативного опору теплопередачі  $R_{q \text{ min}}$  і фактичного  $R_{\Sigma \text{ np}}$  помножити на коефіцієнт теплопровідності утеплювача:  $\delta = (R_{q \text{ min}} - R_{\Sigma \text{ np}}) \cdot \lambda = (1,7 - 1,039) \cdot 0,062 = 0,041 \text{ м}$ .

Приймаємо товщину утеплювача дещо більшою (із запасом)  $\delta = 0,045 \text{ м}$ .

Теплова інерція огорожувальної конструкції з утеплювачем буде більшою, ніж попередньо розраховане значення  $D = 4,49$ , тому мінімально допустиме значення опору теплопередачі стіни залишається таким же:  
 $R_{q \text{ min}} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$ .

Виконаємо перевірку, розрахувавши опір теплопередачі огорожувальної конструкції  $R_{\Sigma \text{ np}}$  за формулою та порівнявши з мінімально допустимим значенням для даної огорожувальної конструкції  $R_{q \text{ min}}$ .

$$R_{\Sigma \text{ np}} = \frac{1}{8,7} + 0,025 + 0,839 + 0,025 + \frac{0,045}{0,062} + \frac{1}{23} = 1,765 \left( \frac{\text{м}^2 \cdot \text{К}}{\text{Вт}} \right)$$

Оскільки  $R_{\Sigma \text{ np}} = 1,765 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт} > R_{q \text{ min}} = 1,7 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$ , то умова виконується.

## 2.6. Санітарно-технічне обладнання

По периметру будівлі запроектовані зовнішні металеві пожежні драбини з відстанню одна від другої не більше 200 м.

Верхній кінець пожежної драбини повинний бути вищим на 1 м над парапетом або карнизом будівлі, а нижні кінці драбини не доводяться до землі на висоту 1,5 м.

Сходинок пожежних драбин виконуються із стержнів  $\varnothing 20$  мм і кроком по висоті 300...400 мм.

Експлуатаційні якості будівлі визначаються не тільки розмірами і об'ємами приміщень, їх оздобленням і ступенем обладнання інженерними і санітарно-технічними засобами, але і конструкцією огорожень, які захищають приміщення від холоду (або сонячної радіації), опадів і інших зовнішніх впливів. Розділяючи два середовища з різною температурою, тиском повітря, вологістю, силою шуму огороження перешкоджають проникненню повітря, вологи, звуку і світла.

Основними із фізичних процесів є: будівельна теплотехніка (теплопередача, вологісний режим, повітропроникнення), будівельна світлотехніка (природне і штучне освітлення приміщення, інсоляція і сонячна радіація), будівельна акустика (звукоізоляція і акустика приміщень).

Основними теплотехнічними вимогами які пред'являються до зовнішніх огорожуючих конструкцій (стіни, покриття) є: потрібний опір теплопередачі, повітронепроникність, а також нормальний вологісний режим. Враховуючи ці вимоги розробляємо конструкції огороження, які забезпечують необхідну довговічність і високі експлуатаційні якості.

## 2.7. Інженерне обладнання будівлі

Електропостачання – здійснюється за допомогою заземленого мідного кабелю у гумовій ізоляції в поліхлорвінілових трубах, які покладені на стінах будівлі в спеціальних коробах. Для підключення електро побутових приладів на висоті 0,4-0,9 м від підлоги розташовані електророзетки. Електропостачання

передбачається від діючої трансформаторної підстанції, яка розташована поблизу будівлі.

Опалення – централізоване з нижнім розведенням. В якості теплоносія застосовується вода.

Вентиляція – прийнята природна витяжна система вентиляції.

Водопровід і каналізація – підключені до водопроводу та каналізації існуючих мереж міста, які проходять поблизу будівлі.

## **2.8. Архітектурно – художнє рішення будівлі**

Тектоніка будівлі утворюється вертикальними швами між стіновими панелями. Наявність ребер і западин у зовнішній обшивці панелей підсилює загальний вираз легкості панельних стін.

Принцип художнього контрасту знайшов вираз у пофарбуванні ділянок стін, за якими в будівлі виділяється світло-рожевий колір тинькування.

## **2.9. Транспортні зв'язки. Екологічний вплив на оточуюче середовище**

На території заводу розміщено низку складів різного призначення, до більшості з яких підведені автомобільні під'їзні шляхи, що мають безпосередній вихід на залізничну магістраль м. Павлоград. Поблизу підприємства проходить важлива автомобільна транспортна артерія, що забезпечує сполучення з Дніпропетровськом, Іллічівськом та Вінницею. Таким чином, завод має розвинену систему транспортних зв'язків із багатьма регіонами України.

Склади готової продукції оснащені прямими під'їзними дорогами та естакадою, що забезпечує оперативний зв'язок з виробничим корпусом і складськими приміщеннями. Поруч зі складом розташовано транспортний коридор, який поєднує його з основним виробничим цехом та адміністративно-побутовим корпусом.

Енергопостачання підприємства здійснюється від ГПП 110/10 кВ, що знаходиться поблизу території заводу, а водопостачання — від міської мережі. Завдяки такому розташуванню обрана ділянка для будівництва є особливо вигідною, оскільки практично всі необхідні інженерні та транспортні комунікації знаходяться на мінімальній відстані.

Потреби підприємства у трудових ресурсах забезпечуються населенням м. Одеси та прилеглих населених пунктів.

### 3. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

#### 3.1. Розрахунок конструкцій оболонки

Розрахунок конструкцій оболонки проводиться по двох стадіях роботи:

1. По монтажній стадії, в якій конструкції розраховуються розрізні на дію власної ваги і ваги бетону замонолічування.
2. По експлуатаційній стадії, в якій після замонолічування, конструкції розраховуються, як коротка циліндрична оболонка на дію навантаження від ваги водо ізоляційного шару, стяжки, утеплювача і снігу.

##### 3.1.1. Розрахунок плити-оболонки

Монтажна стадія. В монтажній стадії плита оболонки розраховується по пружній стадії на навантаження від власної ваги панелі і замонолічуючого бетону з коефіцієнтом перевантаження 1,1.

Власна вага плити  $115 \cdot 1,1 = 126$

Бетон замонолічування  $17 \cdot 1,1 = 19$

Всього.....145 кг/м<sup>2</sup>

Розрахункове навантаження на 1м двох поперечних ребер  $q = 145 \cdot 3 = 435$  кг/м.

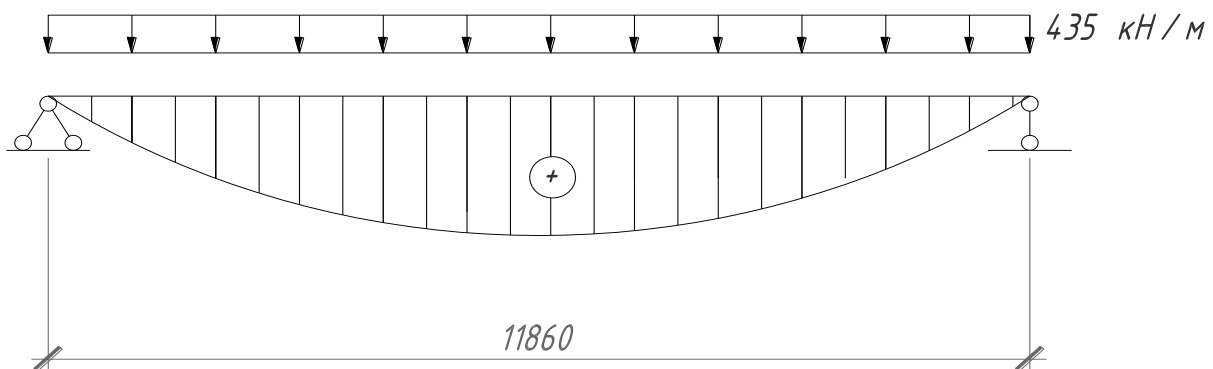


Рис. 3.1. Розрахункова схема для підбору перерізу плити-оболонки

Приймаємо бетон марки 400, арматура - попередньо напружена класу А400, упрочнена витяжкою з  $R_a = 4500$  кг/см<sup>2</sup>.

Напруження в бетоні:

$$\sigma_6 = M / b h_a z = 784000 / 300 \cdot 2,5 \cdot 27,75 = 37,7 \text{ кг/см}^2.$$

Необхідна площа арматури

$$F_a = M / R_a \cdot z = 784000 / 4500 \cdot 27,75 = 6,27 \text{ см}^2, \text{ тобто } 2d20A400$$

$$F_a = 6,28 \text{ см}^2 \text{ (на 2 ребра)}$$

Приймаємо арматуру одного поздовжнього ребра

$$d20A400, F_a = 3,8 \text{ см}^2$$

Експлуатаційна стадія. Розрахункова оболонка є п'ятипрольотною.

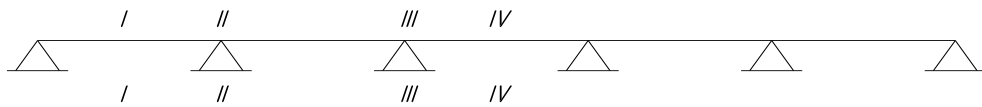


Рис. 3.2. Схема розрахунку перерізів для п'ятипрольотної оболонки

Визначаємо розрахункові напруження в оболонці при різних комбінаціях навантажень. Розрахункові навантаження, які діють після замонолічування оболонки:

постійне навантаження: рулонний шар –  $17 \text{ кг/м}^2$ , стяжка –  $48 \text{ кг/м}^2$ , утеплювач –  $84 \text{ кг/м}^2$  – і отого  $149 \text{ кг/м}^2$ ;

сніг -  $70 \cdot 1,4 = 100 \text{ кг/м}^2$  (при рівномірному розподілу навантаження по покриттю).

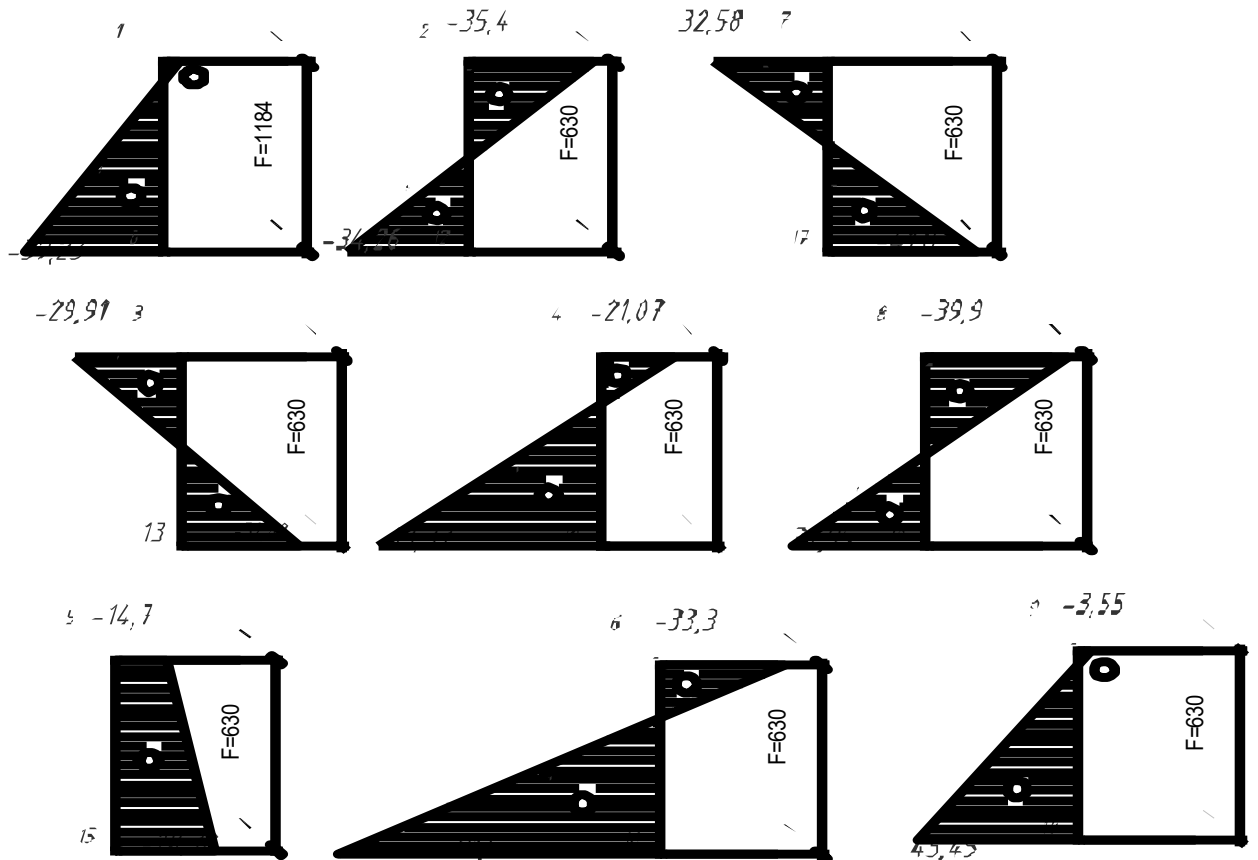


Рис. 3.3. Епюри напружень допоміжних граней

Переріз I-I. Визначення зусиль в ребрах плит (на 1 ребро). Площа перерізу одного ребра рівна половині площі додаткової грані.

При визначенні зусиль, які діють в перерізах ребер плит, приймаємо умовно переріз ребра прямокутним площею  $1184\text{м}^2$  (крайне ребро) і  $630\text{м}^2$  (середнє ребро).

Таблиця 3.1.1

Напруження в елементах оболонки від навантаження в перерізі I-I

Напруження в точках, $\text{кг}/\text{м}^2$	Навантаження						Розрахункові значення в перерізі I-I
	Сніг рівномірний		Покриття $149\text{кг}/\text{м}^2$	Сніг нерівномірний			
	Зліва $100\text{кг}/\text{м}^2$	По всьому прольоту $100\text{кг}/\text{м}^2$		Справа $140\text{кг}/\text{м}^2$	Зліва $60\text{кг}/\text{м}^2$	По всьому прольоту	
$\sigma_0$	15,64	15,73	23,5	0,13	9,38	9,51	39,23
$\sigma_1$	-1,09	-1,28	-1,91	-0,27	-0,66	-0,93	-3,19
$\sigma_2$	-13,03	-14,2	-21,2	-1,64	-7,82	-9,46	-35,4
$\sigma_3$	9,38	12,01	17,9	3,68	5,63	9,31	29,91
$\sigma_4$	-14,81	-8,47	-12,6	8,87	-8,89	-0,02	-21,07

$\sigma_5$	-2,95	-5,9	-8,8	-4,12	-1,77	-5,89	-14,7
$\sigma_6$	6,34	-8,47	-12,6	-20,7	3,81	-16,89	-33,3
$\sigma_7$	2,63	12,01	17,9	13,1	1,58	14,68	32,58
$\sigma_8$	-1,17	-14,2	-21,2	-18,2	-0,70	-18,70	-39,9
$\sigma_9$	-0,19	-1,28	-1,91	-1,53	-0,11	-1,64	-3,55
$\sigma_{10}$	0,09	15,73	23,5	21,9	0,05	21,95	45,45
$\sigma_{12}$	11,51	13,76	20,5	3,15	6,81	9,96	34,26
$\sigma_{13}$	-15,76	-13,18	-19,7	3,61	-9,45	-5,84	-32,88
$\sigma_{14}$	38,22	25,43	37,9	-17,9	22,9	5,0	63,33
$\sigma_{15}$	-5,69	-11,38	-17,0	-7,97	-3,41	-11,38	-28,38
$\sigma_{16}$	-12,79	25,43	37,9	53,6	-1,60	46,0	91,5
$\sigma_{17}$	2,58	-13,18	-19,7	-22,1	1,55	-20,55	-41,8
$\sigma_{18}$	2,25	13,76	20,5	16,1	1,35	17,45	37,95

Ребро 1-0

$$N_1 = \frac{-3.19 \cdot 1184}{39.23 + 3.19} \cdot \frac{3.19}{2 \cdot 3} = -0.05 \text{ Т};$$

$$N_0 = \frac{39.23 \cdot 1184}{39.23 + 3.19} \cdot \frac{39.23}{2 \cdot 3} = 7.18 \text{ Т};$$

ребро 2-12

$$N_2 = \frac{-35.4 \cdot 630}{34.26 + 35.4} \cdot \frac{35.4}{2 \cdot 2} = -2.83 \text{ Т};$$

$$N_{12} = \frac{34.26 \cdot 630}{34.26 + 35.4} \cdot \frac{34.26}{2 \cdot 2} = 2.66 \text{ Т};$$

ребро 3-13

$$N_3 = \frac{29.91 \cdot 630}{29.91 + 32.88} \cdot \frac{29.91}{2 \cdot 2} = 2.24 \text{ Т};$$

$$N_{13} = \frac{-32.88 \cdot 630}{29.91 + 32.88} \cdot \frac{32.88}{2 \cdot 2} = -2.71 \text{ Т};$$

ребро 4-14

$$N_4 = \frac{-21.07 \cdot 630}{21.07 + 63.33} \cdot \frac{21.07}{2 \cdot 2} = -0.83 \text{ Т};$$

$$N_4 = \frac{63.33 \cdot 630}{63.33 + 21.07} \cdot \frac{63.33}{2 \cdot 2} = 7.47 \text{ Т};$$

ребро 5-15

$$V = -\left(\frac{14.7 + 28.38}{2}\right) \cdot 630 = -13.6 \text{ Т};$$

$$N_5 = -\frac{1}{3} \cdot 13.6 = -4.53 \text{ Т};$$

$$N_6 = \frac{-33.3 \cdot 630}{33.3 + 91.5} \cdot \frac{91.5}{2 \cdot 2} = -1.4 \text{ Т};$$

$$N_{15} = -\frac{2}{3} \cdot 13.6 = -9.06 \text{ Т};$$

ребро 6-16

$$N_6 = \frac{-33.3 \cdot 630}{33.3 + 91.5} \cdot \frac{33.3}{2 \cdot 2} = -1.4 \text{ Т};$$

$$N_{16} = \frac{91.5 \cdot 630}{33.3 + 91.5} \cdot \frac{91.5}{2 \cdot 2} = 10.6 \text{ Т};$$

ребро 7-17

$$N_7 = \frac{32.58 \cdot 630}{32.58 + 41.8} \cdot \frac{32.58}{2 \cdot 2} = 2.25 \text{ Т};$$

$$N_{17} = \frac{-41.8 \cdot 630}{32.58 + 41.8} \cdot \frac{41.8}{2 \cdot 2} = -3.71 \text{ Т};$$

ребро 8-18

$$N_8 = \frac{-39.9 \cdot 630}{39.9 + 37.95} \cdot \frac{39.9}{2 \cdot 2} = -3.22 \text{ Т};$$

$$N_{18} = \frac{37.95 \cdot 630}{39.9 + 37.95} \cdot \frac{37.95}{2 \cdot 2} = 2.91 \text{ Т};$$

ребро 9-10

$$N_9 = \frac{-3.55 \cdot 1184}{3.55 + 45.45} \cdot \frac{3.55}{2 \cdot 3} = -0.05 \text{ Т};$$

$$N_{10} = \frac{45.45 \cdot 1184}{3.55 + 45.45} \cdot \frac{45.45}{2 \cdot 3} = 8.10 \text{ Т};$$

Визначення зусиль в полицях плит. Площа перерізу грані 750см<sup>2</sup>. Зусилля, визначенні для кожної грані, приведені для зручності розрахунку для ширини плити b=100см.

Грань 1-2

$$N = -\frac{3.19 + 35.4}{2} \cdot 750 = -14.5 \text{ Т};$$

При b=100см  $N_{-} = -\frac{14.5}{3} = 4.83 \text{ Т};$

грань 2-3

$$\delta = \frac{35.4 \cdot 300}{35.4 + 29.91} = 162 \text{ см};$$

$$N_- = \frac{-35.4 \cdot 162 \cdot 2.5}{2} = -7.2 \text{ Т};$$

$$N_+ = \frac{-29.91 \cdot 138 \cdot 2.5}{2} = 5.2 \text{ Т};$$

$$N_- = -4.44 \text{ Т}; \quad N_+ = 3.77 \text{ Т};$$

грань 3-4

$$\delta = \frac{29.91 \cdot 300}{29.91 + 21.07} = 176 \text{ см};$$

$$N_+ = \frac{29.91 \cdot 176 \cdot 2.5}{2} = 6.6 \text{ Т};$$

$$N_- = \frac{-21.07 \cdot 124 \cdot 2.5}{2} = -3.3 \text{ Т};$$

$$N_+ = 3.8 \text{ Т}; \quad N_- = -2.7 \text{ Т};$$

грань 4-5

$$N_- = -\frac{21.07 + 14.7}{2} \cdot 750 = -13.4 \text{ Т};$$

$$N_- = -4.5 \text{ Т};$$

грань 5-6

$$N_- = -\frac{14.7 + 33.3}{2} \cdot 750 = -18.0 \text{ Т};$$

$$N_- = -6.0 \text{ Т};$$

грань 6-7

$$\delta = \frac{33.3 \cdot 300}{33.3 + 32.58} = 151 \text{ см};$$

$$N_- = \frac{-33.3 \cdot 151 \cdot 2.5}{2} = -6.3 \text{ Т};$$

$$N_+ = \frac{32.58 \cdot 149 \cdot 2.5}{2} = 6.1 \text{ Т};$$

$$N_- = -4.2 \text{ Т}; \quad N_+ = 4.1 \text{ Т};$$

грань 7-8

$$\delta = \frac{32.58 \cdot 300}{32.958 + 39.9} = 135 \text{ см};$$

$$N_+ = \frac{32.58 \cdot 135 \cdot 2.5}{2} = 5.5 \text{ Т};$$

$$N_- = \frac{-39.9 \cdot 165 \cdot 2.5}{2} = -8.3 \text{ Т};$$

$$N_+ = 4.1 \text{ Т}; \quad N_- = -5.1 \text{ Т};$$

грань 8-9

$$N_- = -\frac{39.9 + 3.55}{2} \cdot 750 = -16.3 \text{ Т};$$

$$N_- = -5.55 \text{ Т};$$

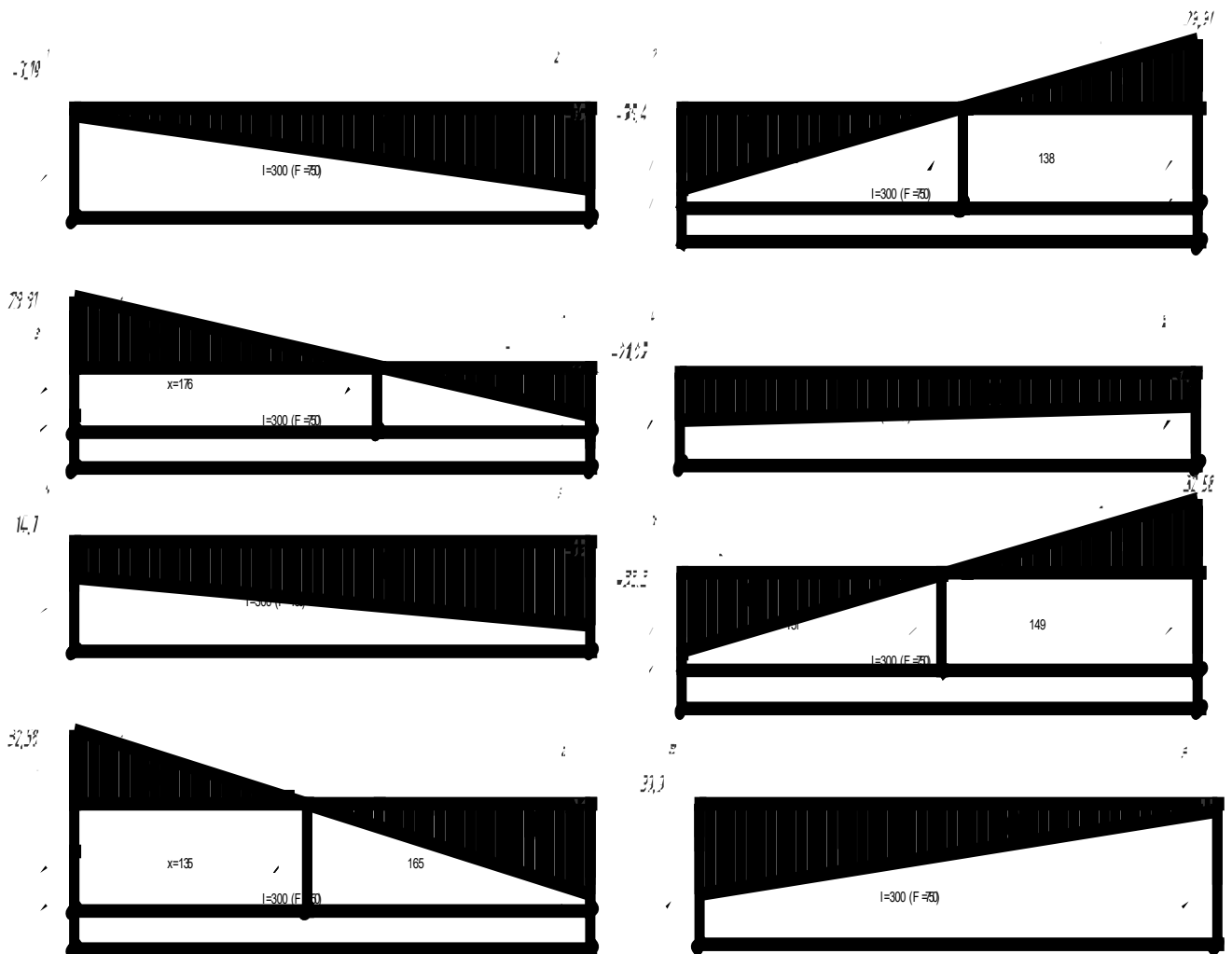


Рис. 3.4. Епюри напруження основних граней

### 3.2. Розрахунок полиці плити

Визначення розрахункового випадку (рис. 2.1.4).

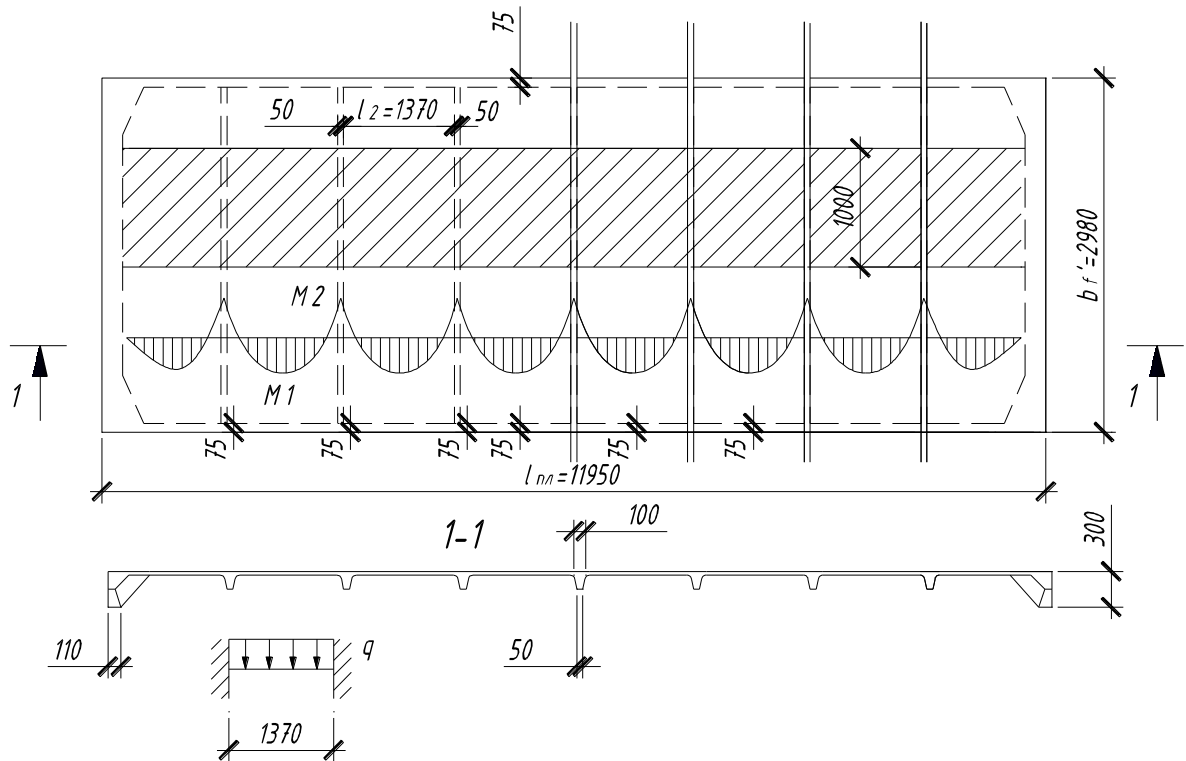


Рис. 3.5. Схема до визначення розрахункового випадку і розрахункова схема полиці.

$$l_1 = b_f' - 2 \cdot 75 = 2980 - 2 \cdot 75 = 2830 \text{ мм};$$

$$l_2 = 1370 \text{ мм};$$

$l_1/l_2 = 2830/1370 = 2,066 > 2$ ; - полиця працює як багато пролітна балочна плита (або однопролітна защемлена по двох сторонах плита).

Приймаємо стержні сітки арматури класу В500:  $f_{yd} = 360$  МПа,  $f_{yk} = 400$  МПа,  $E_s = 170000$  МПа.

Розрахункове навантаження на полосу шириною 1 м:

$$q = g^{\text{пок}} \cdot 1 = 4,46 \cdot 1 = 4,46 \text{ кН/м.}$$

Згинаючі моменти в полиці:

$$M_{d1} = q \cdot l_2^2 / 24 = 4,46 \cdot 0,88^2 / 24 = 0,144 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$M_{d2} = q \cdot l_2^2 / 11 = 4,46 \cdot 0,88^2 / 11 = 0,314 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Робоча висота перерізу:

$$d = h - a_s = 0,03 - 0,015 = 0,015 \text{ м.}$$

Визначення значення  $\alpha_m$ :

$\alpha_m = M_{d2} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 0,314 / (11500 \cdot 1 \cdot 0,015^2) = 0,121 < \alpha_R = 0,376$ , - зжата арматура по розрахунку не потрібна.

Необхідна площа перерізу розтягнутої арматури:

$$A_s = f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (1 - (1 - 2 \cdot \alpha_m)^{0,5}) / f_{yd} = 11,5 \cdot 10^6 \cdot 1 \cdot 0,015 \cdot (1 - (1 - 2 \cdot 0,121)^{0,5}) / 360 = 61,99 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо крок поздовжніх стержнів  $S = 200$  мм, тоді кількість робочих стержнів на 1 метр  $n_1 = 1000 / 200 = 5$ .

Необхідна площа перерізу одного стержня розтягнутої арматури:

$$A_{s1} = A_s / n_1 = 61,99 / 5 = 12,39 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо поздовжні стержні -  $\varnothing 4$  B500 ( $A_{s1} = 12,56 \text{ мм}^2$ ).

Приймаємо сітку С1 марки  $4C_p \frac{4Bp500 - 200}{3Bp500 - 250} 293 \times 593 \frac{90}{65}$ .

### 3.3. Проектування поперечного ребра

#### 3.3.1. Збір навантажень на поперечне ребро. Розрахункова схема.

##### Визначення зусиль в поперечному ребрі

Поперечне ребро вільно опирається на поздовжні ребра і розглядається як балка, вільно оперта на двох опорах і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

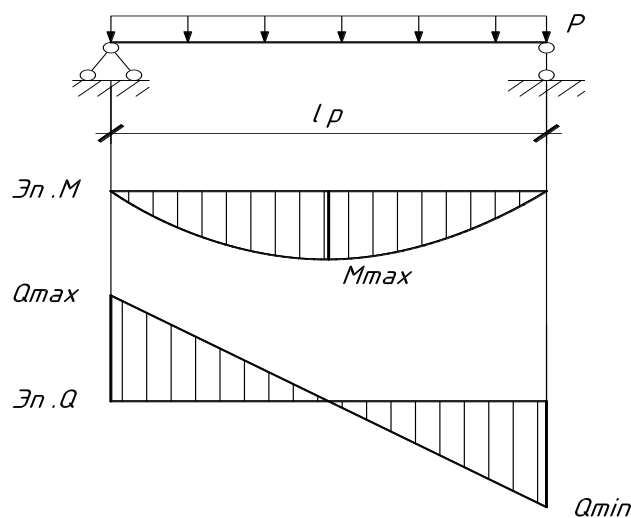


Рис. 3.6. Розрахункова схема ребра і епюри зусиль

Розрахунковий проліт поперечного ребра:  $l_p = l_1 = 2,83$  м.

Розрахункове погонне навантаження від власної ваги поперечного ребра:

$$q_1 = (0,05 + 0,09) \cdot (0,15 - 0,03) \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 9,81 / 2 = 0,22 \text{ кН/м.}$$

Повне розрахункове погонне навантаження на поперечне ребро:

$$P = g^{\text{пок}} \cdot 0,98 + q_1 = 4,46 \cdot 0,98 + 0,22 = 4,59 \text{ кН/м.}$$

Тимчасове розрахункове погонне навантаження на поперечне ребро:

$$P_{\text{вр}} = 2,4 \cdot 0,98 = 2,35 \text{ кН/м.}$$

Максимальне розрахункове зусилля в поздовжньому ребрі:

$$M_{d \text{ max}} = P \cdot l_p^2 / 8 = 4,59 \cdot 2,83^2 / 8 = 4,59 \text{ кН}\cdot\text{м;}$$

$$V_{\text{ed max}} = P \cdot l_p / 2 = 4,59 \cdot 2,83 / 2 = 6,5 \text{ кН.}$$

### 3.3.2. Розрахунок поперечного ребра на міцність по нормальних перерізах

Розрахунковий нормальний переріз – приведений тавровий переріз з полицею в стиснутій зоні.

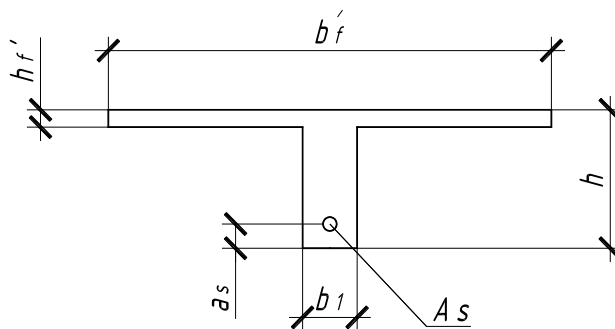


Рис. 3.7. Розрахунковий переріз поперечного ребра

Ширина полиці  $b_f' = 1,47$  м.

Толщина полки  $h_f' = 0,03$  м.

Висота таврового перерізу  $h = 0,15$  м.

Робоча висота перерізу  $d = h - a_s = 0,15 - 0,025 = 0,125$  м.

$F_{\text{cd}} b_f' h_f' \cdot (d - 0,5 \cdot h_f') = 11500 \cdot 1,47 \cdot 0,03 \cdot (0,125 - 0,5 \cdot 0,03) = 37,2 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{\text{max}} = 4,36$   
кН·м

$$\alpha_m = M_{d \text{ max}} / (f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d^2) = 4,59 / (11500 \cdot 0,98 \cdot 0,125^2) = 0,026 < \alpha_R = 0,39$$

Необхідна площа перерізу розтягнутої:

$$A_s = f_{\text{cd}} \cdot b \cdot d \cdot (1 - (1 - 2 \cdot \alpha_m)^{0,5}) / f_{\text{yd}} = 11,5 \cdot 10^6 \cdot 0,98 \cdot 0,125 \cdot (1 - (1 - 2 \cdot 0,026)^{0,5}) / 355 = 104,5$$

мм<sup>2</sup>.

Приймаємо поздовжню арматуру: Ø12 А400 (A<sub>s</sub>=113,1 мм<sup>2</sup>).

### 3.3.3. Розрахунок поперечного ребра на міцність по похилому перерізу на дію поперечної сили

Розрахункова поперечна сила:  $V_{ed}=6,5$  кН.

Згинаючий момент в похилому перерізі:

В підкрановій балці похилих перерізів

$$M_b=1,5 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 \cdot \gamma_{c2}=1,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,075 \cdot 0,125^2 \cdot 0,9=1,424 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$q_1=P-0,5 \cdot P_{bp}=4,59-0,5 \cdot 2,35=3,414 \text{ кН/м.}$$

$$V_{b1}=2 \cdot (M_b \cdot q_1)^{0,5}=2 \cdot (1,424 \cdot 3,41)^{0,5}=4,41 \text{ кН.}$$

$$2 \cdot M_b/d - V_{ed}=2 \cdot 1,424/0,125 - 6,5=16,281 \text{ кН.}$$

$$V_{b1}=4,410 \text{ кН} < 2 \cdot M_b/d - V_{ed}=16,281 \text{ кН} \Rightarrow$$

$$q_{sw}=(V_{ed} - V_{b1})/(1,5 \cdot d)=(6,500 - 16,281)/(1,5 \cdot 0,125)=11,149 \text{ кН/м.}$$

Перевіримо умову:

$$V_{b1} < f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d;$$

$$f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d=0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,075 \cdot 0,125=7,594 \text{ кН}$$

$$V_{b1}=4,41 < f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d=7,594 \text{ кН}$$

$$q_{sw}=(V_{ed} - 0,5 \cdot f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d - 3 \cdot d \cdot q_1)/(1,5 \cdot d)=$$

$$=(6,5 - 0,5 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,075 \cdot 0,125 - 3 \cdot 0,125 \cdot 3,414)/(1,5 \cdot 0,125)=7,58 \text{ кН/м.}$$

Перевіримо умову:

$$q_{sw} \geq 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b$$

$$0,25 \cdot f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b=0,25 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,075=15,1875 \text{ кН/м}$$

$$q_{sw} < 15,187 \text{ кН/м} \Rightarrow q_{sw}=(V_{ed}/d + 8 \cdot q_1)/1,5 - [((V_{ed}/d + 8 \cdot q_1)/1,5)^2 - (V_{ed}/1,5 \cdot d)^2]^{0,5}=$$

$$=(6,5/0,125 + 8 \cdot 3,414)/1,5 - [((6,5/0,125 + 8 \cdot 3,414)/1,5)^2 - (6,5/1,5 \cdot 0,125)^2]^{0,5}=$$

$$=12,950 > (V_{ed}/d + 3 \cdot q_1)/3,5=(6,5/0,125 + 3 \cdot 3,414)/3,5=11,931 \text{ кН/м}$$

Приймаємо  $q_{sw}=11,931$  кН/м.

Крок поперечної арматури  $S \leq d/2=63$  мм,  $S \leq 300$  мм, приймаємо  $S=50$  мм.

$S_1 \leq 0,75 \cdot d=94$  мм,  $S_1 \leq 500$  м, приймаємо  $S_1=50$  м.

$$S_{\max} = f_{ctd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot d^2 / V_{ed} = 0,9 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,075 \cdot 0,125^2 / 6,500 = 146 \text{ мм.}$$

Приймаємо:

$$S = S_1 = 50 \text{ мм,}$$

Розрахунковий опір розтягу поперечної арматури  $f_{ywd} = 545 \text{ МПа.}$

Площа поперечної арматури

$$A_{sw} = q_{sw} \cdot S / f_{ywd} = 11,931 \cdot 50 \cdot 10^{-4} / 545 = 0,011 \text{ см}^2.$$

Підбираємо 1 стержень діаметром  $d_{sw} = 3 \text{ мм.}$

Умова рівності

$$d_{sw} \geq 0,25 \cdot d_{s \max}$$

$$d_{s \max} = 12 \text{ мм.}$$

$$d_{sw} \geq 0,25 \cdot 12 = 3 \text{ мм.}$$

Приймаємо поперечну арматуру: 1 стержень діаметром  $d_{sw} = 3 \text{ мм}$ , площею перерізу  $A_{sw} = 0,07 \text{ см}^2$  з кроком 50 мм.

### 3.3.4. Розрахунок поздовжнього ребра на міцність по нормальних перерізах

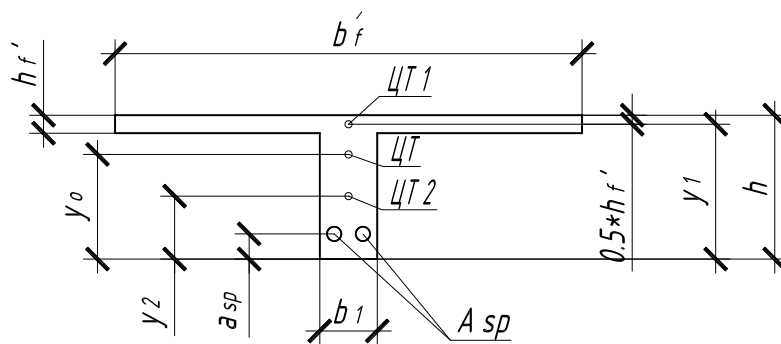


Рис. 3.8. Приведений переріз поздовжнього ребра

Ширина полиці  $b_f' = 3 \text{ м.}$

Товщина полиці  $h_f' = 0,03 \text{ м.}$

Ширина ребра при розрахунку по граничному стані першої групи:

$$b_1 = 2 \cdot b_{\text{реб}}^{\text{низ}} + \delta = (2 \cdot 75 + 30) / 1000 = 0,18 \text{ м.}$$

Ширина ребра при розрахунку по граничному стані другої групи:

$$b_2 = b_{\text{реб}}^{\text{низ}} + b_{\text{реб}}^{\text{вер}} + \delta = (75 + 105 + 30) / 1000 = 0,21 \text{ м.}$$

Висота таврового перерізу  $h=0,3$  м.

Відстань від центра напруженої арматури до нижньої  $a_{sp}=0,05$  м.

Робоча висота перерізу:  $d=h-a_{sp}=0,3-0,05=0,25$  м.

$$f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (d-0.5 \cdot h_f') = 11500 \cdot 3 \cdot 0,03 \cdot (0,25-0.5 \cdot 0,03) = 243,225 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{\max} = 70,31$$

кН\*м

Визначаємо значення  $\alpha_m$ :

$$\alpha_m = M_{\max} / (f_{cd} \cdot b \cdot d^2) = 70,31 / (11500 \cdot 3 \cdot 0,25^2) = 0,0326.$$

Визначаємо значення  $\xi_R$ .

При виборі напруженої арматури, коли невідоме значення  $\sigma_{sp}$ , рекомендується приймати  $\sigma_{sp}/f_{pd}=0,6$ , тоді при класі арматури А600  $\xi_R=0,43$ .

$$\alpha_R = \xi_R \cdot (1 - \xi_R/2) = 0,43 \cdot (1 - 0,43/2) = 0,338 > \alpha_m = 0,0326$$

$$\xi = 1 - (1 - 2 \cdot \alpha_m)^{0.5} = 1 - (1 - 2 \cdot 0,0326)^{0.5} = 0,033,$$

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \cdot \xi / \xi_R = 1,25 - 0,25 \cdot 0,033 / 0,43 = 1,23 > 1,1$$

Тоді при  $A_s = 100,5$  мм<sup>2</sup>:

$$A_{sp} = (\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - f_{yd} \cdot A_s) / (\gamma_{s3} \cdot R_{sp}) = (0,033 \cdot 11,5 \cdot 3 \cdot 0,25 \cdot 10^6 - 355 \cdot 100,5) / (1,1 \cdot 510) = 446,16$$

мм<sup>2</sup>.

Ймаємо поздовжню напружену арматуру: 2Ø18 А600 ( $A_{sp}=508,9$  мм<sup>2</sup>).

### 3.3.5. Розрахунок міцності поздовжнього ребра по похилим перерізам

Похилі тріщини можуть бути нахилені до горизонтальної лінії на кут в межах

$\theta = 22 \div 45^\circ$ . Ординати лінії впливу опорної реакції дорівнюють  $y_1 = 0,8936$ ;  $y_2 = 0,7319$ ;  $y_3 = 0,3514$ .

Величина опорної реакції визначається:

$$R_A = \frac{gl}{2} + P \sum y_i =$$

$$\frac{11,45 \cdot 11,75}{2} + 242(0,8936 + 0,731 + 0,3574) = 67,27 + 479,87 = 547,15 \text{ кН.}$$

Розрахунок міцності поперечного перерізу.  
Міцність бетону на зріз

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} \cdot K(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d. \quad (3.8)$$

$$C_{Rd,c} = 0,18/1,3 = 0,1385; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1250}} = 1,4 < 2;$$

$$\rho_l = A_s / b_w d = 1416 / 140 \cdot 1250 = 0,00809; f_{ck} = 29 \text{ МПа}; k_1 = 0,15.$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1065,49 \cdot 10^3}{367000} = 2,9038; b_w = 140 \text{ мм}; d = 1250 \text{ мм}.$$

$$V_{Rd,c} = [0,1385 \cdot 1,4(100 \cdot 0,00809 \cdot 29)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,9038] 140 \cdot 1250 = 173250 \text{ Н} = 173,25 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + K_1 \sigma_{cp}) b_w d. \quad (3.9)$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot K^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,4^{3/2} \cdot 29^{1/2} = 0,035 \cdot 1,6565 \cdot 5,385 = 0,3122 = 130865 \text{ Н} = 130,86 \text{ кН}.$$

Приймаємо більше значення, тобто  $V_{Rd,c} = 173,25 \text{ кН} < 532,84 \text{ кН}$ .

Потрібна поперечна арматура. Конструктивно приймаємо  $2\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$  ( $A_{cw} = 1,57 \text{ см}^2$ ), крок поперечної арматури  $S_w = 30 \text{ см} \leq 0,75d = 0,75 \cdot 125,0 = 93,75 \text{ см}$ .

Несуча здатність поперечної арматури:

$$V_{Rd,s} = 0,9 A_{sw} f_{ywd} d \text{ctg} \theta / S_w \quad (3.10)$$

Зовнішня сила  $V_{Ed} = 532,2 \text{ кН}$ ;  $f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$ .

При відношенні  $V_{Ed} / b_w d = 532840 / 140 \cdot 1250 = 3,05$

$\text{ctg} \theta = 2,5$ ;  $\text{tg} \theta = 0,4$ ;  $\theta = 45^\circ$ .

$$V_{Rd,s} = 0,9 \cdot 1,57 \cdot 28,5 \cdot 125 \cdot 2,5 / 30 = 419,5 \text{ кН}.$$

$$V_{max} = 0,54 b_w d f_{cd} / (\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta) = 0,54 \cdot 140 \cdot 1250 \cdot 22 / (2,5 + 0,4) = 716896 \text{ Н} = 716,9 \text{ кН}.$$

Приймаємо менше значення  $V_{Rd,s} = 419,5 \text{ кН}$ .

Несуча здатність по похилим перерізам з урахуванням роботи бетону та поперечної арматури :

$$V_u = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 173,25 + 419,5 = 592,75 > 540 \text{ кН}.$$

Тобто умова міцності похилих перерізів задовольняється.

### 3.4. Розрахунок ферми-діафрагми

Ферми-діафрагми розраховуються як плоскі стержневі системи.

Навантаженнями на діаграми є:

- власна вага плит з бетоном замонолічування і діафрагм;
- навантаження від оболонки, яке передається з плити і ребер, рівне по величині сумарних здиhaючим силам в оболонки в опорах.

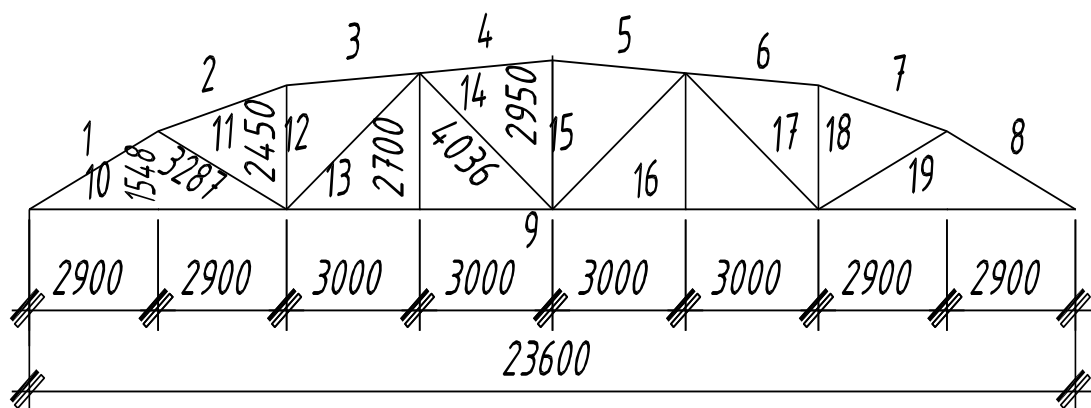


Рис. 3.9. Геометрична схема ферми-діафрагми

**Монтажна стадія.** Вага панелей з замонолічуючим бетоном становить  $145 \text{ кг/м}^2$ . Власна вага діафрагми становить  $12,5 \text{ т}$ . Навантаження на 1 вузол від

$$\text{власної ваги } D_{N.A.} = \frac{12,5}{8,8} \cdot 1,1 = 1,72 \text{ т}$$

Тоді, монтажне навантаження на вузол ферми:  $D = 1,72 + 0,145 \cdot 12 \cdot 3 = 6,94 \text{ т}$ .

Зусилля в елементах ферми-діафрагми від одиничного навантаження (навантаження в кожному вузлі  $P=1 \text{ т}$ ) на половині прольоту визначаємо графічним способом.

Таблиця 3.2.1

Результати визначення зусиль від одиничного навантаження і від монтажного навантаження

Найменування елементів ферми-діафрагми	Номера стержнів	Зусилля від навантаження, т			
		одиничної зліва	одиничної справа	одиничної до всього прольоту	Монтажної $P=6,94$
Верхній пояс	1-10	-5.40	-2.14	-7.54	-52.4

	2-11	-5.04	-2.46	-7.50	-52.1
	3-12	-4.86	-2.38	-7.24	-50.3
	4-14	-4.02	-4.02	-8.04	-55.8
	5-15	-4.02	-4.02	-8.04	-55.8
	6-17	-2.38	-4.86	-7.24	-50.3
	7-18	-2.46	-5.04	-7.50	-52.1
	8-19	-2.14	-5.40	-7.54	-52.4
Нижній пояс	9-10	4.78	1.89	6.67	46.4
	9-13	4.76	3.15	7.91	55.0
	9-16	3.15	4.76	7.91	55.0
	9-19	1.89	4.78	6.67	46.4
Стійки	11-12	0.08	0.48	0.56	3.9
	14-15	0.10	0.10	0.20	1.4
	17-18	0.48	0.08	0.56	3.9
Розкоси	10-11	0.04	0.54	0.58	4.0
	12-13	0.08	-1.08	-1.00	-6.94
	13-14	-1.04	1.2	0.16	1.11
	15-16	1.2	-1.04	0.16	1.11
	16-17	-1.08	0.08	-1.0	-6.94
	18-19	0.54	0.04	0.58	4.0

### 3.4.1. Розрахунок ферми-діафрагми на експлуатаційні навантаження

Таблиця 3.2.2

Визначення здвигаючих сил Т по основних гранях оболонки від експлуатаційних навантажень

Грані	Ребра	Здвигаючі сили від навантаження, кг								
		Сніг рівномірний			Покриття 149кг/м <sup>2</sup>	Сніг нерівномірний			Покриття+ Рівномірний сніг	Покриття+ нерівномірний сніг
		зліва 100кг/ м <sup>2</sup>	справа 100кг/ м <sup>2</sup>	По всьому прольот		зліва 100кг/ м <sup>2</sup>	справа 100кг/ м <sup>2</sup>	По всьому прольот		
I	0	2307	-158	2149	3200	3230	-105	3125	5350	6325
II	1	24435	-887	23548	53200	34000	-590	33410	58750	68610
III	2	2784	-675	2109	3150	3900	-450	3450	5260	6600
IV	3	-127	12422	12295	18300	-178	7450	7272	30595	25570
V	4	2694	16419	19113	28500	3750	9900	13650	47610	42150
VI	5	-16419	-2694	-19113	-28500	-23000	-1620	-24620	-47610	-53120
VII	6	-12422	127	-12295	-18300	-17400	76	-17324	-30595	-35620

VIII	7	675	-2784	-2109	-3150	940	-1670	-730	-5260	-3880
IX	8	887	-24435	-23548	-35200	1240	-14600	-13360	-58750	-48560
X	9	158	-2308	-2149	-3200	221	-1380	-1160	-5350	-4360

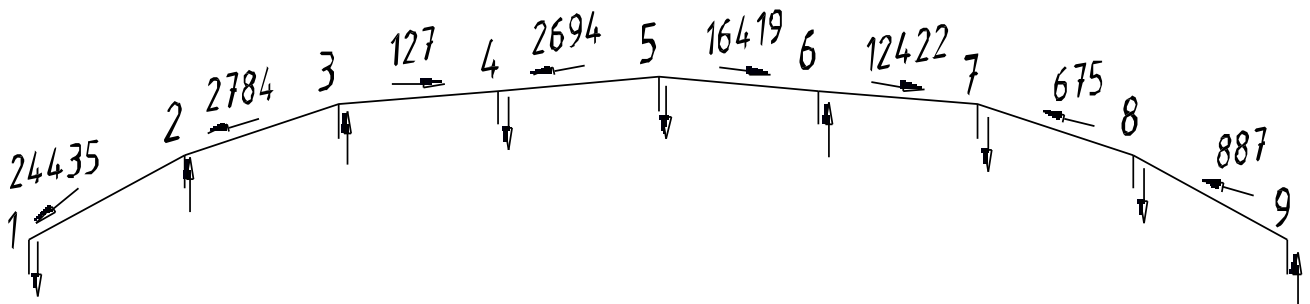


Рис. 3.10. Схема зусиль, які передаються на діафрагму оболонкою при односторонньому одиничному навантаженні  $q=100\text{кг/м}^2$

Основні грані:

$$\begin{array}{l} \text{24.435} \\ \searrow \psi_2 \\ \text{---} \end{array} \quad \dot{O}_A = \dot{O} \cdot \sin 25^\circ 20' = 24.435 \cdot 0.427 = 10.5 \text{ T};$$

$$\dot{O}_A = \dot{O} \cdot \cos 25^\circ 20' = 24.435 \cdot 0.903 = 22.08 \text{ T};$$

$$\begin{array}{l} \text{2.784} \\ \searrow \psi_3 \\ \text{---} \end{array} \quad \dot{O}_A = 2.784 \cdot \sin 17^\circ 17' = 2.784 \cdot 0.297 = 0.83 \text{ T};$$

$$\dot{O}_A = 2.784 \cdot \cos 17^\circ 17' = 2.784 \cdot 0.995 = 2.66 \text{ T};$$

$$\begin{array}{l} \text{0.127} \\ \searrow \psi_4 \\ \text{---} \end{array} \quad \dot{O}_A = -0.127 \cdot \sin 6^\circ 36' = -0.127 \cdot 0.115 = -0.02 \text{ T};$$

$$\dot{O}_A = -0.127 \cdot \cos 6^\circ 36' = -0.127 \cdot 0.993 = -0.12 \text{ T};$$

$$\begin{array}{l} \text{2.694} \\ \searrow \psi_5 \\ \text{---} \end{array} \quad \dot{O}_A = 2.694 \cdot \sin 2^\circ 42' = 2.694 \cdot 0.047 = 0.127 \text{ T};$$

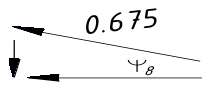
$$\dot{O}_A = 2.694 \cdot \cos 2^\circ 42' = 2.694 \cdot 0.999 = 2.63 \text{ T};$$

$$\begin{array}{l} \text{16.419} \\ \searrow \psi_6 \\ \text{---} \end{array} \quad \dot{O}_A = -16.419 \cdot \sin(-2^\circ 42') = -16.419 \cdot 0.047 = -0.77 \text{ T};$$

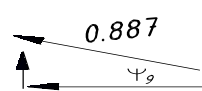
$$\dot{O}_A = -16.419 \cdot \cos(-2^\circ 42') = -16.419 \cdot 0.999 = -16.4 \text{ T};$$

$$\begin{array}{l} \text{12.422} \\ \searrow \psi_7 \\ \text{---} \end{array} \quad \dot{O}_A = -12.422 \cdot \sin(-6^\circ 36') = -12.422 \cdot 0.115 = -1.42 \text{ T};$$

$$\dot{O}_A = -12.422 \cdot \cos(-6^\circ 36') = -12.422 \cdot 0.993 = -12.5 \text{ T};$$



$$\dot{O}_A = -0.675 \cdot \sin(-17^\circ 17') = -0.675 \cdot 0.297 = -0.201 \text{ T};$$

$$\dot{O}_A = -0.675 \cdot \cos(-17^\circ 17') = -0.675 \cdot 0.955 = 0.2645 \text{ T};$$


$$\dot{O}_A = -0.887 \cdot \sin(-25^\circ 20') = -0.887 \cdot 0.427 = -0.38 \text{ T};$$

$$\dot{O}_A = -0.887 \cdot \cos(-25^\circ 20') = -0.887 \cdot 0.903 = 0.79 \text{ T};$$

Додаткові грані:

1.  $\dot{O}_A = 2.308 \text{ T};$
2.  $\dot{O}_A = -0.381 \cdot \cos \beta_2 = -0.381 \cdot 0.932 = -0.35 \text{ T};$   
 $\dot{O}_A = -0.381 \cdot \sin \beta_2 = -0.381 \cdot 0.363 = -0.14 \text{ T};$   
 $\beta_2 = \varphi_2 + \alpha_2 - 90^\circ = -(25^\circ 20' + 85^\circ 58' - 90^\circ) = -21^\circ 18'.$
3.  $\beta_3 = \varphi_3 + \alpha_3 - 90^\circ = -(17^\circ 17' + 84^\circ 40' - 90^\circ) = -11^\circ 57'$   
 $\dot{O}_A = -0.843 \cdot \cos \beta_3 = -0.843 \cdot 0.978 = -0.82 \text{ T};$   
 $\dot{O}_A = -0.843 \cdot \sin \beta_3 = -0.843 \cdot 0.207 = 0.18 \text{ T}.$
4.  $\beta_4 = \varphi_4 + \alpha_4 - 90^\circ = -(6^\circ 36' + 88^\circ 3' - 90^\circ) = -4^\circ 39'$   
 $\dot{O}_A = 2.349 \cdot \cos \beta_4 = 2.349 \cdot 0.997 = 2.34 \text{ T};$   
 $\dot{O}_A = 2.349 \cdot \sin \beta_4 = 2.349 \cdot 0.081 = -0.19 \text{ T}.$
5.  $\dot{O}_A = 0.546 = 0.54 \text{ T}.$
6.  $\beta_4 = 4^\circ 39'$   
 $\dot{O}_A = -0.733 \cdot \cos \beta_4 = -0.733 \cdot 0.997 = -0.73 \text{ T};$   
 $\dot{O}_A = -0.733 \cdot \sin \beta_4 = -0.733 \cdot 0.081 = -0.06 \text{ T}.$
7.  $\beta_3 = 11^\circ 57'$   
 $\dot{O}_A = 0.297 \cdot \cos \beta_3 = 0.297 \cdot 0.978 = 0.29 \text{ T};$   
 $\dot{O}_A = 0.297 \cdot \sin \beta_3 = 0.297 \cdot 0.207 = 0.06 \text{ T}.$
8.  $\beta_2 = 21^\circ 18'$   
 $\dot{O}_A = 0.126 \cdot \cos \beta_2 = 0.126 \cdot 0.932 = 0.12 \text{ T};$   
 $\dot{O}_A = 0.126 \cdot \sin \beta_2 = 0.126 \cdot 0.363 = 0.04 \text{ T}.$
9.  $\dot{O}_A = -0.158$

Навантаження в кожному вузлі ферми

вузол 1  $\dot{O}_A = 5.3 + 2.31 = 7.61 \text{ T};$

$$\dot{O}_{\bar{A}} = 11.0 \text{ T};$$

вузол 2  $\dot{O}_{\bar{A}} = 5.3 + 0.42 - 0.35 = 5.37 \text{ T};$

$$\dot{O}_{\bar{A}} = 11.0 + 1.33 + 0.14 = 12.47 \text{ T};$$

вузол 3  $\dot{O}_{\bar{A}} = 0.42 - 0.01 - 0.82 = -0.41 \text{ T};$

$$\dot{O}_{\bar{A}} = 1.33 - 0.06 + 0.18 = 1.45 \text{ T};$$

вузол 4  $\dot{O}_{\bar{A}} = -0.01 + 0.07 + 2.34 = 2.40 \text{ T};$

$$\dot{O}_{\bar{A}} = -0.06 + 1.31 - 0.19 = 1.06 \text{ T};$$

вузол 5  $\dot{O}_{\bar{A}} = 0.07 + 0.3 - 0.54 = -0.08 \text{ T};$

$$\dot{O}_{\bar{A}} = 1.31 - 8.2 = -6.89 \text{ T};$$

вузол 6  $\dot{O}_{\bar{A}} = 0.39 + 0.71 - 0.73 = 0.36 \text{ T};$

$$\dot{O}_{\bar{A}} = -8.2 - 6.16 - 0.06 = -14.42 \text{ T};$$

вузол 7  $\dot{O}_{\bar{A}} = 0.71 - 0.10 + 0.29 = 0.90 \text{ T};$

$$\dot{O}_{\bar{A}} = -6.16 + 0.32 - 0.06 = -5.78 \text{ T};$$

вузол 8  $\dot{O}_{\bar{A}} = -0.10 - 0.19 + 0.12 = 0.17 \text{ T};$

$$\dot{O}_{\bar{A}} = 0.32 + 0.39 + 0.04 = 0.75 \text{ T};$$

вузол 9  $\dot{O}_{\bar{A}} = -0.19 - 0.16 = -0.35 \text{ T};$

$$\dot{O}_{\bar{A}} = 0.39 \text{ T};$$

Перевірка  $\dot{O}_{\bar{A}}: \sum \dot{O}_{\bar{A}} = 0;$

$$+ \dot{O}_{\bar{A}} = 11 + 12.47 + 1.45 + 1.06 + 0.75 + 0.39 = 27.12 \text{ T};$$

$$- \dot{O}_{\bar{A}} = -(6.89 + 14.42 + 5.78) = -27.09 \text{ T};$$

$$27.12 - 27.09 = 0.03 \text{ T}.$$

Перевірка  $\dot{O}_{\bar{A}}:$

$$R_{\bar{A}} = -100 \cdot 12 \cdot 12 \cdot 1.13 = 16.27 \text{ T}.$$

$$\dot{O}_{\bar{A}} = (7.61 + 5.37 + 2.40 + 0.36 + 0.90) - (0.41 + 0.08 + 0.17 + 0.3) = 16.64 - 1.01 = 15.63 \text{ T};$$

$$16.27 - 15.63 = 0.64 \text{ T};$$

Нев'язка  $\frac{0.64 \cdot 100}{16.64} = 3.9 \%$

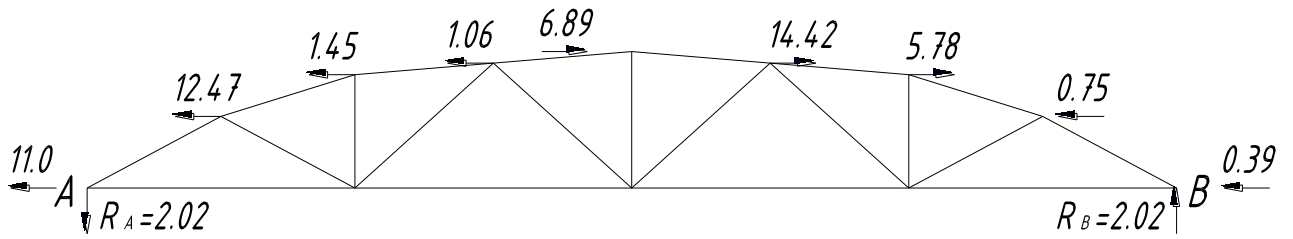


Рис. 2.11. Сумарні горизонтальні навантаження на діафрагму оболонки

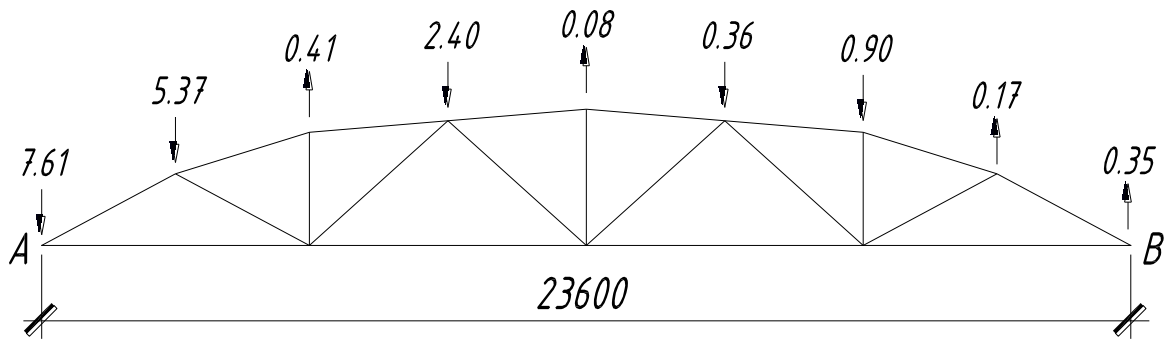


Рис. 2.12. Сумарні вертикальні навантаження на діафрагму оболонки

Таблиця 3.2.3

Розрахунок зусиль в елементах ферми від постійних і тимчасових навантажень

Стержні ферми	Зусилля від одиничного навантаження		Зусилля від навантаження, кН						Зусилля від поєднання навантажень, кН			
	на половин у прольоту	на весь прольот	Власна вага	снігове				Власна вага + снігове короткочасне		Власна вага + снігове довготривале		
				короткочасне		довготривале						
				на половин у прольоту	на весь прольот	на половину прольоту	на весь прольот	на половину прольоту	на весь прольот	на половину прольоту	на весь прольот	
ВП	-5,37	-7,49	-	-231,98	-323,57	-115,99	-161,78	-608,96	<b>-849,37</b>	-492,97	-687,58	
	-4,99	-7,43	-	-215,57	-320,98	-107,78	-160,49	-565,87	-842,56	-458,08	-682,07	
	-4,84	-7,20	-	-209,09	-311,04	-104,54	-155,52	-548,86	-816,48	-444,31	-660,96	
	-4,03	-8,04	-	-174,10	-347,33	-87,05	-173,66	-457,00	<b>-911,74</b>	-369,95	<b>-738,07</b>	
НП	4,76	6,64	399,20	205,63	286,85	102,82	143,42	539,78	<b>752,98</b>	436,97	609,55	
	4,84	8,11	487,57	209,09	350,35	104,54	175,18	548,86	<b>919,67</b>	444,31	744,50	
Р	0,09	0,62	37,27	3,89	26,78	1,94	13,39	10,21	<b>70,31</b>	8,26	<b>56,92</b>	
	-0,90	-2,13	-	-38,88	-92,02	-19,44	-46,01	-102,06	<b>-241,54</b>	-82,62	<b>-195,53</b>	

	-1,13	-0,13	-7,82	-48,82	-5,62	-24,41	-2,81	<b>-128,14</b>	-14,74	<b>-103,73</b>	-11,93
C	0,04	0,60	36,07	1,73	25,92	0,86	12,96	4,54	<b>68,04</b>	3,67	55,08
	0,12	0,23	13,83	5,18	9,94	2,59	4,97	13,61	<b>26,08</b>	11,02	21,11

### 3.4.2. Розрахунок нижнього поясу

#### Розрахунок за I групою граничного стану

Переріз нижнього поясу  $h * b = 300 * 250$  мм.

Найбільше розрахункове зусилля в нижньому поясі  $U_2 = N = 919,67$  кН.

$$M_2 = 0,02 \cdot (P + P_s),$$

$$M_2 = 0,02 \cdot (70,2 + 43,2) = 2,27 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$e_0 = M_2 / N,$$

$$e_0 = 2,27 / 919,67 = 0,00247 \text{ м.}$$

$$e_0 < h / 2 - a = 0,3 / 2 - 0,06 = 0,09 \text{ м} > 0,00247 \text{ м}$$

Необхідна площа перерізу арматури:

$$A_{sp}' = N * e / (\gamma_{sb6} \cdot f_{p0,1k} \cdot (d - a')),$$

$$A_{sp} = N * e' / (\gamma_{sb6} \cdot f_{p0,1k} * (d - a')),$$

$$e = h / 2 - a' - e_0 = 30 / 2 - 6 - 0,247 = 8,75 \text{ см,}$$

$$e' = h / 2 - a' + e_0 = 30 / 2 - 6 + 0,247 = 9,25 \text{ см,}$$

$$h_0 = h - a' = 30 - 6 = 24 \text{ см,}$$

$$A_{sp}' = 919,67 \cdot 10 \cdot 8,75 / (1,15 \cdot 1170 \cdot (24 - 6)) = 3,32 \text{ см}^2,$$

$$A_{sp} = 919,67 \cdot 10 \cdot 9,25 / (1,15 \cdot 1170 \cdot (24 - 6)) = 3,51 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $\emptyset 15$  К1400,  $A_{sp} = A_{sp}' = 1,39 \text{ см}^2$ , тоді число канатів:

$$n' = 3,32 / 1,39 = 2,4;$$

$$n = 3,51 / 1,39 = 2,5.$$

Приймаємо симетричну напружену арматуру: 6 $\emptyset 15$  К1400 з площею поперечного перерізу арматури  $A_{sp} = A_{sp}' = 4,17 \text{ см}^2$ .

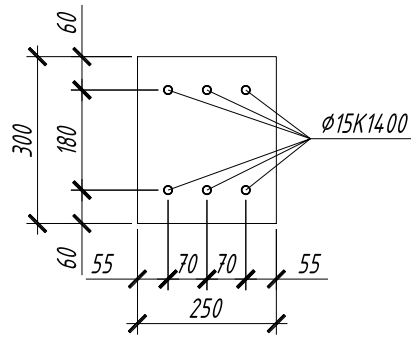


Рис. 3.13. Розташування напружених стержнів в нижньому поясі ферми

### Розрахунок за II групою граничних станів

а). Визначення попереднього напруження натягнутої арматури К1400:

$$0,3 \cdot f_{p0,1k} \leq \sigma_{sp} \leq 0,8 \cdot f_{p0,1k},$$

$$0,3 \cdot 1400 = 420 \text{ МПа} \leq \sigma_{sp} \leq 0,8 \cdot 1400 = 1120 \text{ МПа.}$$

Приймаємо  $\sigma_{sp} = 1120 \text{ МПа}$ .

Передаточна міцність бетону в момент відпуску арматури визначається з умов:

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cp} \geq 15 \text{ МПа;} \\ f_{cp} \geq 0,5 \cdot B, \\ f_{cp} \geq 15 \text{ МПа;} \\ f_{cp} \geq 0,5 \cdot 30 = 15 \text{ МПа.} \end{array} \right.$$

Приймаємо  $f_{cp} = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа}$ .

Розрахункові зусилля в нижньому поясі:

$$U_{2,ser} = N_{ser} = 739,06 \text{ кН,}$$

$$U_{2l,ser} = N_{l,ser} = 616,44 \text{ кН;}$$

$$M_{2,ser} = 0,02 \cdot (60,89 + 30,24) = 1,82 \text{ кН}\cdot\text{м,}$$

$$M_{2l,ser} = 0,02 \cdot (60,89 + 15,12) = 1,52 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Площа приведенного поперечного перерізу:

$$A_{red} = A_b + \alpha \cdot A_{sp} + \alpha \cdot A_{sp}',$$

де  $A_b$  – площа перерізу бетону;

$$\alpha = E_{sp} / E_b,$$

$$\alpha = 180000 / 32500 = 5,54.$$

$$A_{\text{red}} = 30 \cdot 25 + 5,54 \cdot 4,17 + 5,54 \cdot 4,17 = 796,2 \text{ см}^2.$$

### Миттєві втрати

а) втрати від релаксації напружень в арматурі при механічному способі натягу:

$$\sigma_1 = \left( 0,22 \frac{\sigma_{p,max}}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,max};$$

$$\sigma_1 = \left( 0,22 \frac{1176}{1335} - 0,1 \right) 1176 = 110,3 \text{ МПа.}$$

б) втрати від температурного перепаду:

$$\sigma_2 = 0,5 \cdot E_p \alpha_c (T_{max} - T_0),$$

де:  $\alpha_c$  - коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону,  $\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{C}^{-1}$ .  $T_{max} - T_0 = 65^\circ \text{C}$ .  $\sigma_2 = 0,5 \cdot 18 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 58,5 \text{ МПа}$ .

в) втрати в анкерах після натягування і внаслідок деформації самих анкерів:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_p,$$

де:  $\Delta l$  – обтиснення анкерів або зміщення канатів в затискачах анкерів;

$$\Delta l = 2 \text{ мм};$$

$l$  – відстань між зовнішніми гранями упорів;  $l = 12500 \text{ мм}$  (на 500 мм більше прольоту балки);

$$\sigma_3 = \frac{2}{12500} 18 \cdot 10^4 = 28,8 \text{ МПа.}$$

г) втрати внаслідок тертя в арматурі, напружуваній на бетон визначаємо за формулою:

$$\sigma_4 = \sigma_{p,max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}),$$

де:  $\theta$  - сума кутових переміщень на відстані  $x$ ;

$\mu$  - коефіцієнт тертя між арматурою та каналом;  $\mu = 0,24 \div 0,12$ ;

$k$  – випадкове кутове переміщення для арматури;  $k = 0,005 \div 0,01$ ;

$x$  – відстань від точки, де напруження  $\sigma_{p,max}$  до кінцевої точки натягу.

При натягуванні канатів на упори  $\sigma_4 = 0$ .

д) втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм:

$$\sigma_5 = \frac{(n-1)\Delta l}{2nl} E_p,$$

де :  $n$  – число канатів (груп канатів), що натягуються неодноразомно;  
 $\Delta l$  – зближення упорів по лінії дії зусилля натягу;  $\Delta l = 3 \div 5$  мм;  $l$  – відстань між зовнішніми гранями упорів.

За відсутністю даних щодо конструкцій форми  $\sigma_5 = 30$  МПа.

е) втрати напружень в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону:

зусилля в обтиску бетону після чотирьох видів втрати:

$$P_{max} = (\sigma_{p, max} - \sum \sigma_i) (A_p + A'_p) = (1176 - 110,3 - 58,5 - 28,8 - 30)(14,16 - 2,83) = 948,4 \cdot 10^{-1} \cdot 16,99 = 1611,33 \text{ кН}; \sigma_p = \sigma'_p = 94,84 \text{ кН/см}^2.$$

Для переведення МПа в  $\text{см}^2$  в приведеному виразі для напружень в арматурі треба ввести множник  $10^{-1}$ .  
 Ексцентриситет сили  $P_1$  до лінії центра ваги перерізу плити визначаємо за формулою:

$$e_{0p} = \frac{\sigma_p A_p y_p - \sigma'_p A'_p y'_p}{P_1},$$

$$y_p = 768 - 150 = 618 = 61,8 \text{ см}; y'_p = 632 - 90 = 54,2 \text{ см};$$

$$e_{0p} = \frac{98,84 \cdot 14,16 \cdot 61,8 - 94,84 \cdot 2,83 \cdot 54,2}{1611,33} = 42,48 \text{ см};$$

$$\text{Напруження в бетоні на рівні центрів арматури } A_p \text{ та } A'_p : \sigma_{cp} = \frac{P_1}{A_c} + \frac{P_1 e_{0p} y_p}{I_c} \\ = \frac{1611,33}{3670} + \frac{1611,33 \cdot 42,48 \cdot 61,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,439 + 0,595 = 1,034 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 10,34 \text{ Мпа.}$$

$$\sigma'_{cp} = \frac{P_1}{A_c} - \frac{P_1 e_{0p} y'_p}{I_c} = \frac{1611,33}{3670} - \frac{1611,33 \cdot 42,48 \cdot 54,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,439 - 0,430 = 0,009 \text{ кН/см}^2$$

$$= 0,09 \text{ Мпа.}$$

Втрати від миттєвої деформації бетону визначаємо за формулою:

$$\sigma_6 = 0,5 E_p \sigma_{cp} / E_{cm};$$

На рівні арматури  $A_p$  :

$$\sigma_6 = \frac{0,5 \cdot 18 \cdot 10^4 \cdot 10,34}{36 \cdot 10^3} = 25,85 \text{ МПа};$$

На рівні арматури  $A'_p$  :

$$\sigma_6 = \frac{0,5 \cdot 18 \cdot 10^4 \cdot 0,09}{36 \cdot 10^3} = 0,225 \text{ МПа};$$

Якщо величина  $\sigma'_{cp}$  отримується від'ємною, тоді втрати від миттєвої деформації бетону на рівні  $A'_p$  приймаються нульовими, тобто  $\sigma'_6 = 0$ .

Загальні миттєві втрати попереднього напруження дорівнюють на рівні  $A_p$  :

$$\Delta\sigma_{\text{мит.}} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 110,3 + 58,5 + 28,8 + 30 + 25,85 = 253,45 \text{ МПа}$$

$$\text{на рівні } A'_p : \Delta\sigma'_{\text{мит.}} = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 + \sigma'_4 + \sigma'_5 + \sigma'_6 = 110,3 + 58,5 + 28,8 + 30 + 0,225 = 227,83 \text{ МПа}$$

### Втрати, залежні від часу (з урахуванням усадки бетону)

У відповідності до нормативних документів ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010 втрати від усадки та повзучості визначають:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}}\varphi(t,t_0)\sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}}\frac{A_p}{A_c}\left(1 + \frac{A_c}{I_c}z_{cp}^2\right)[1 + 0,8\varphi(t,t_0)]}$$

Деформація усадки  $\varepsilon_{cs}$  може бути прийнята  $\varepsilon_{cs} = 0,00043$ .

Деформація повзучості  $\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 2$  ; вологість 40 – 75%.

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{p,max} - \sigma_{\text{мит.}} - \sigma_{p1} ; z_s \approx 1400 - 150 - 100 = 1150 \text{ мм} = 115 \text{ см.}$$

$$\sigma_p = \frac{M}{z_s A_p} = \frac{1406,08 \cdot 100}{115 \cdot 14,16} = 86,34 \text{ кН/см}^2 = 863,4 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{p1} = 863,4 - 110,3 = 753,1 \text{ МПа.}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 1176 - 253,45 - 753,1 = 169,45 \text{ МПа.}$$

Для верхньої арматури  $A'_p$   $\Delta\sigma_{pr} = 0$ , тому що напруження в ній виникають стискаючі.

На рівні арматури  $A_p$  :

$$\sigma_{c,QP} = \sigma_{cp} - \frac{My_p}{I_c} = 1,034 - \frac{140608 \cdot 61,8}{8,7 \cdot 10^6} = 1,034 - 0,9988 = 0,0352 \text{ кН/см}^2 =$$

0,352 МПа.

На рівні арматури  $A'_p$  :

$$\sigma'_{c,QP} = \sigma'_{cp} + \frac{My'_p}{I_c} = 0,009 + \frac{140608 \cdot 54,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,009 + 0,876 = 0,885 \text{ кН/см}^2 =$$

8,85 МПа.

Втрати на рівні арматури  $A_p$  :

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,00043 \cdot 18 \cdot 10^4 + 0,8 \cdot 169,45 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} \cdot 2 \cdot 0,352}{1 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} \cdot \frac{14,16}{3670} \left(1 + \frac{3670}{8,7 \cdot 10^6} \cdot 61,8^2\right) [1 + 0,8 \cdot 2]} = \frac{77,4 + 135,5 + 3,52}{1 + 0,0193 \cdot (1 + 1,611) \cdot 2,6} =$$

$$\frac{216,48}{1,13} = 191,37 \text{ МПа};$$

Втрати на рівні арматури  $A'_p$  :

$$\Delta\sigma'_{p,c+s+r} = \frac{0,00043 \cdot 18 \cdot 10^4 + 0 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} \cdot 2 \cdot 8,85}{1 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} \cdot \frac{2,83}{3670} \left(1 + \frac{3670}{8,7 \cdot 10^6} \cdot 54,2^2\right) [1 + 0,8 \cdot 2]} = \frac{77,4 + 88,5}{1 + 0,003 \cdot (1 + 1,23) \cdot 2,6} =$$

$$\frac{165,9}{1,017} = 163,12 \text{ МПа};$$

Сумарні втрати – миттєві та довготривалі :  $\Delta\sigma_i = \sigma_{mit.} - \Delta\sigma_{p,c+s+r}$ ;

На рівні арматури  $A_p$  :  $\Delta\sigma_i = 253,45 + 191,57 = 445,02$  МПа;

На рівні арматури  $A'_p$  :  $\Delta\sigma'_i = 227,83 + 163,12 = 390,95$  МПа;

Напруження в арматурах  $A_p$  та  $A'_p$  після всіх втрат:

$$\sigma_p = 1176 - 445,02 = 730,98 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_p = 1176 - 390,95 = 785,05 \text{ МПа};$$

Напруження в конструктивній ненапруженій арматурі:

$$\sigma_s = 191,57 \text{ МПа}; \sigma'_s = 163,12 \text{ МПа}.$$

Кінцеве значення зусилля обтиснення бетону:

$$P_2 = \sigma_p A_p + \sigma'_p A'_p - \sigma_s A_s + \sigma'_s A'_s = 730,98 \cdot 10^{-1} \cdot 14,16 + 785,05 \cdot 10^{-1} \cdot 2,83 - 191,57 \cdot 10^{-1} \cdot 6,16 - 163,12 \cdot 10^{-1} \cdot 4,52 = 1035,06 + 222,169 - 118,007 - 73,730 = 1065,49 \text{ кН}.$$

Уточнюємо значення ексцентриситету  $e_{0p}$

$$e_{0p} = \frac{\sigma_p A_p y_p + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_p A'_p y'_p - \sigma_s A_s y_s}{P_2}; \quad (6)$$

$$e_{0p} = \frac{73,098 \cdot 14,16 \cdot 61,8 + 16,32 \cdot 4,52 \cdot 54,2 - 78,505 \cdot 2,83 \cdot 54,2 - 19,157 \cdot 6,16 \cdot 61,8}{1065,49} =$$

$$\frac{63967,177 + 3996,179 - 12041,567 - 7292,840}{1065,49} = 45,64 \text{ см.}$$

Напруження у верхній та нижній зонах бетону:

$$\text{а) нижня зона } \sigma_{cp} = \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 e_{0p} y_p}{I_c} = \frac{1065,49}{3670} + \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 61,8}{8,7 \cdot 10^6}$$

$$= 0,290 + 0,345 = 0,635 \text{ кН/см}^2 = 6,35 \text{ МПа};$$

$$\text{б) верхня зона } \sigma'_{cp} = \frac{P_2}{A_c} - \frac{P_2 e_{0p} y'_p}{I_c} = \frac{1065,49}{3670} - \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 54,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,290 - 0,302 =$$

$$- 0,012 \text{ кН/см}^2 = - 0,12 \text{ МПа.}$$

### 3.5. Розрахунок верхнього пояса

Переріз верхнього поясу  $h \times b = 280 \times 250$  мм.

$$O_3 = N = 911,74 \text{ кН};$$

$$O_{3,1} = N_1 = 738,07 \text{ кН};$$

$$M_3 = M_{3,1} = 0.$$

$$l_0 = 0,9 \cdot l,$$

$$l_0 = 0,9 \cdot 301 = 271 \text{ см.}$$

1) Згинаючі моменти відносно осі арматури:

$$M_1 = M_3 + 0,5 \cdot N \cdot (d - a'),$$

$$M_{11} = M_{31} + 0,5 \cdot N_1 \cdot (d - a'),$$

$$d = h - a_3,$$

$$d = 0,28 - 0,035 = 0,245 \text{ м,}$$

$$M_1 = 0 + 0,5 \cdot 911,74 \cdot (0,245 - 0,035) = 95,73 \text{ кН*м,}$$

$$M_{11} = 0 + 0,5 \cdot 738,07 \cdot (0,245 - 0,035) = 77,49 \text{ кН*м.}$$

2) Гнучкість поясу:

$$l_0 / h = 271 / 28 = 9,68 < 10.$$

3) Згинаючі моменти  $M_1$  и  $M_{11}$  одного знаку.

4) Коефіцієнт  $\varphi_1$ , який враховує вплив довготривалої дії навантаження на прогиу пояса:

$$\varphi_1 = 1 + M_{11} / M_1,$$

$$\varphi_1 = 1 + 77,49 / 95,73 = 1.81 < 2.$$

5) Пояс є статично визначеною конструкцією.

6) Випадкові ексцентриситети:

$$e_a = l_0 / 600,$$

$$e_a = d / 30,$$

$$e_a = 271 / 600 = 0,45 \text{ см},$$

$$e_a = 24,5 / 30 = 0.82 \text{ см}.$$

Приймаємо  $e_0 = e_a = 0,82 \text{ см}$ .

7) Коефіцієнти:

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 * l_0 / h - 0,01 * \gamma_{b2} * R_b,$$

$$\delta_e = e_0 / h,$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 * 271 / 28 - 0,01 * 0,9 * 17 = 0,25,$$

$$\delta_e = 0,82 / 28 = 0.029.$$

Приймаємо  $\delta_e = 0,25$ .

$$8) \alpha_1 = 200000 / 32500 = 6,15.$$

9)  $\varphi_p = 1$ , так як в верхньому поясі відсутня напружена арматура.

10) Визначимо жорсткість, прийнявши в першому наближенню поздовжню арматуру 2Ø12 A400 ( $A_s = A_s' = 2,26 \text{ см}^2$ ), при коефіцієнті армування

$$\mu = (A_s' + A_s) / (b * d) = (2,26 + 2,26) / (25 * 24,5) = 0,0074:$$

$$D = E_{sm} * b * h^3 * [0,0125 / (\varphi_1 * (0,3 + \delta_e)) + 0,175 * \mu * \alpha_1 * ((d - a') / h)^2],$$

$$D = 32500 * 25 * 28^3 * [0,0125 / (1,81 * (0,3 + 0,25)) + 0,175 * 0,0074 * 6,15 * ((24,5 - 3,5) / 28)^2] / 100000 = 3037 \text{ кН*м}.$$

Умовна критична сила:

$$N_{cr} = \pi^2 * D / l_0^2,$$

$$N_{cr} = \pi^2 * 3037 / 2,71^2 = 4081 \text{ кН}.$$

$$N = 911,74 \text{ кН} < N_{cr} = 4081 \text{ кН}.$$

11) Коефіцієнт:

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}),$$

$$\eta = 1 / (1 - 911,74 / 4081) = 1,29.$$

12) Відстань від зусилля N до арматури:

$$e = \eta * e_0 + 0,5 * (d - a'),$$

$$e = 1,29 * 0,82 + 0,5 * (24,5 - 3,5) = 11,55 \text{ см.}$$

13) Відносна величина поздовжньої сили:

$$\alpha_n = N / (\gamma_{b2} * f_{cd} * b * d),$$

$$\alpha_n = 911,74 * 10 / (0,9 * 17 * 25 * 24,5) = 0,97.$$

14) Гранична відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = 0,8 / (1 + R_s / 700),$$

$$\xi_R = 0,8 / (1 + 355 / 700) = 0,531.$$

15)  $\alpha_n = 0,97 > \xi_R = 0,531$ .

16)  $\delta = a' / d = 3,5 / 24,5 = 0,143$ .

$$17) \alpha_m = N * e / (\gamma_{b2} * f_{cd} * b * d^2) = 911,74 * 11,55 * 10 / (0,9 * 17 * 25 * 24,5^2) = 0,46.$$

18)  $\alpha = (\alpha_m - \alpha_n * (1 - 0,5 * \alpha_n)) / (1 - \delta) = (0,46 - 0,97 * (1 - 0,5 * 0,97)) / (1 - 0,143) = - 0,047 < 0 \Rightarrow$  приймаємо поздовжню арматуру верхнього поясу 4Ø12 A400,  $A_s = A_{sc} = 2,26 \text{ см}^2$ .

19) Коефіцієнт армування  $\mu_1 = 0,0074$ .

20) Перевіряємо умову

$$\mu_{min} \leq \mu_1 \leq \mu_{max},$$

$$\text{Гнучкість } \lambda = l_0 / i = l_0 / (0,289 * h) = 271 / (0,289 * 28) = 33,5.$$

$$17 < \lambda = 33,5 < 35 \Rightarrow \mu_{min} = 0,0015.$$

$$\mu_{min} = 0,0015 \leq \mu_1 = 0,0074 \leq \mu_{max} = 0,035.$$

21) Діаметр поперечних стержнів:

$$d_{sw} \geq 0,25 * d_s,$$

$$d_{sw} \geq 6 \text{ мм},$$

$$d_{sw} = 0,25 * 12 = 3 \text{ мм.}$$

Приймаємо поперечні стержні Ø6 A240.

21) Крок поперечних стержнів:

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 15 * d_s, \\ S \leq 500 \text{ мм.} \\ S \leq 15 * 12 = 180 \text{ мм;} \\ S \leq 500 \text{ мм.} \end{array} \right.$$

Остаточно приймаємо поперечні стержні верхнього пояса  $\text{Ø}6$  А240 з кроком  $S = 150$  мм.

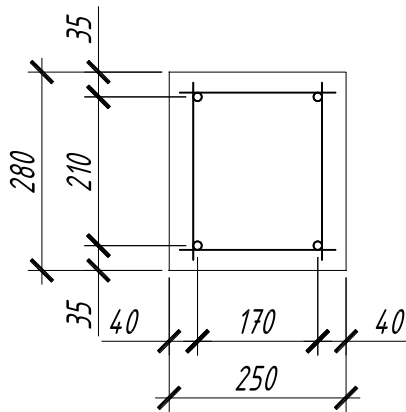


Рис. 3.14. Армування верхнього поясу ферми

### 3.6. Розрахунок розкосів

Переріз розкосів  $h \times b = 150 \times 150$  мм.

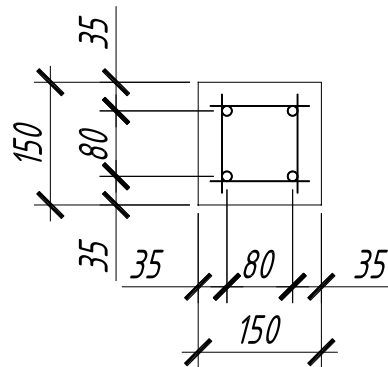


Рис. 3.15. Армування розкосів

#### 3.6.1. Розрахунок розтягнутого розкосу D1

а) Розрахунок на міцність

Розрахункове розтягуючі зусилля в розкосі  $N = D_1 = 70,31$  кН.

Необхідна площа робочої поздовжньої арматури:

$$A_s = N / f_{yd},$$

$$A_s = 70,31 * 10 / 355 = 1,98 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з урахуванням конструктивних вимог поздовжньої арматуру розтягнутого розкоосу D1 4Ø12 A400 с  $A_s = 4,52 \text{ см}^2$ .

Крок поперечних стержнів:

$$S \leq 15 * 12 = 180 \text{ мм};$$

$$S \leq 500 \text{ мм}.$$

Приймаємо крок поперечних стержній  $S = 150 \text{ мм}$ .

Діаметр поперечних стержнів приймаємо з умови:  $d_{sw} \geq 0,25 * d_s = 0,25 * 12 = 3 \text{ мм}$ ,  $d_{sw} \geq 6 \text{ мм}$ .

Остаточню приймаємо поперечні стержні розтягнутого розкоосу D1 Ø6 A240 з кроком  $S = 200 \text{ мм}$ .

б) Розрахунок за розкриттям тріщин

Коефіцієнт армування розкоосу:

$$\mu = A_s / b * d,$$

$$\mu = 4,52 / (15 * (15 - 3,5)) = 0,026.$$

Напруження в арматурі від недовготривалої і довготривалої дії навантаження:

$$\sigma_s = N_{ser} / A_s,$$

$$\sigma_{s,l} = N_{l,ser} / A_s,$$

$$\sigma_s = 56,5 * 10 / 4,52 = 125 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{s,l} = 47,13 * 10 / 4,52 = 104,27 \text{ МПа}.$$

### 3.6.2. Розрахунок на тріщиностійкість

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

Спершу визначимо момент тріщиноутворення. Формула для його визначення має вигляд:

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

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

$$f_{ctm} = 3,0 \text{ МПа} = 0,3 \text{ кН/см}^2; W^h_c = 113,3 \cdot 10^3 \text{ см}^3; A_c = 3670 \text{ см}^2;$$

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

$r'$  - відстань від верхньої ядрової точки;

$$r' = W^h_c / A_c; P_2 = 1065,49 \text{ кН}; e_{op} = 45,64 \text{ см.}$$

$$r' = 113,3 \cdot 10^3 / 3670 = 30,87 \text{ см.}$$

$$M_{rp} = 1065,49(45,64 + 30,87) = 81522,7 \text{ кН} \cdot \text{см} = 815,23 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = 0,3 \cdot 1,5 \cdot 113,3 \cdot 10^3 + 81522,7 = 50985 + 81522,7 = 132507 \text{ кН} \cdot \text{см} = 1325,07 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Зовнішній розрахунковий момент  $M = 1406,08 \text{ кН} \cdot \text{м.}$

Зовнішній характеристичний момент  $M = 1278,39 \text{ кН} \cdot \text{м.}$

Таким чином, при використанні розрахункового моменту ( $M = 1406,08 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = 1325,07 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ) тріщини утворюються і треба визначити ширину розкриття тріщин, а при врахуванні характеристичного моменту ( $M = 1278,39 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crc} = 1325,07 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ) тріщини не утворюються.

### 3.6.3. Розрахунок стиснутого розкосу D2

Найбільше стискаюче зусилля і момент в стиснутому розкосі D2:

$$D_2 = N = 241,54 \text{ кН};$$

$$D_{2,1} = N_1 = 195,53 \text{ кН};$$

$$M_2 = M_{2,1} = 0.$$

$$l_0 = 0,9 * l,$$

$$l_0 = 0,9 * 403,6 = 363,2 \text{ см.}$$

При гнучкості розкосу  $l_0 / h = 363,2 / 15 = 24 > 4$  слід враховувати вплив прогину пояса на величину згинаючого моменту.

1) Згинаючі моменти відносно осі арматури:

$$M_1 = M_3 + 0,5 * N * (d - a'),$$

$$M_{11} = M_{31} + 0,5 * N_1 * (d - a'),$$

$$d = h - a_3,$$

$$d = 0,15 - 0,035 = 0,115 \text{ м,}$$

$$M_1 = 0 + 0,5 * 241,54 * (0,115 - 0,035) = 9,66 \text{ кН*м},$$

$$M_{11} = 0 + 0,5 * 195,53 * (0,115 - 0,035) = 7,82 \text{ кН*м}.$$

2) Гнучкість розкошу:

$$l_0 / h = 24 > 10.$$

3) Згинаючі моменти  $M_1$  і  $M_{11}$  одного знаку.

4) Коефіцієнт  $\varphi_1$ , який враховує вплив довготривалої дії навантаження на прогиб розкошу:

$$\varphi_1 = 1 + M_{11} / M_1,$$

$$\varphi_1 = 1 + 7,82 / 9,66 = 1.81 < 2.$$

5) Розкіс є статично визначеною конструкцією.

6) Випадкові ексцентриситети:

$$e_a = l_0 / 600,$$

$$e_a = d / 30,$$

$$e_a = 363,2 / 600 = 0,61 \text{ см},$$

$$e_a = 0,115 / 30 = 0.004 \text{ см}.$$

Приймаємо  $e_0 = e_a = 0,61 \text{ см}$ .

7) Коефіцієнти:

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 * l_0 / h - 0,01 * \gamma_{b2} * R_b,$$

$$\delta_e = e_0 / h,$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 * 363,2 / 15 - 0,01 * 0,9 * 17 = 0,105,$$

$$\delta_e = 0,61 / 15 = 0,04.$$

Приймаємо  $\delta_e = 0,105$ .

$$8) \alpha_1 = 200000 / 32500 = 6,15.$$

9)  $\varphi_p = 1$ , так як в верхньому поясі відсутня напружена арматура а.

10) Визначаємо жорсткість, прийнявши в першому наближенні поздовжню арматуру 2Ø12 А400 ( $A_s = A_s' = 2,26 \text{ см}^2$ ), при коефіцієнті армування  $p_f = (A_s' + A_s) / (b * d) = (2,26 + 2,26) / (15 * 11,5) = 0,026$ :

$$D = E_{cm} * b * h^3 * [0.0125 / (\varphi_1 * (0.3 + \delta_e)) + 0.175 * p_f * \alpha_1 * ((d - a') / h)^2],$$

$$D = 32500 * 15 * 15^3 * [0,0125 / (1,81 * (0,3 + 0,105)) + 0,175 * 0,026 * 6,15 * ((11,5 - 3,5)/15)^2] / 100000 = 411,5 \text{ кН*м}.$$

Умовна критична сила:

$$N_{cr} = \pi^2 * D / l_0^2,$$

$$N_{cr} = \pi^2 * 411,5 / 3,632^2 = 307,9 \text{ кН.}$$

$$N = 241,54 \text{ кН} < N_{cr} = 307,9 \text{ кН.}$$

11) Коефіцієнт:

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}),$$

$$\eta = 1 / (1 - 241,54 / 307,9) = 4,64.$$

12) Відстань від зусилля N до арматури:

$$e = \eta * e_0 + 0,5 * (d - a'),$$

$$e = 4,64 * 0,61 + 0,5 * (11,5 - 3,5) = 6,83 \text{ см.}$$

13) Відносна величина поздовжньої сили:

$$\alpha_n = N / (\gamma_{b2} * f_{cd} * b * d),$$

$$\alpha_n = 241,54 * 10 / (0,9 * 17 * 15 * 11,5) = 0,92.$$

14) Гранична відносна висота стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = 0,8 / (1 + f_{yd} / 700),$$

$$\xi_R = 0,8 / (1 + 355 / 700) = 0,531.$$

15)  $\alpha_n = 0,92 > \xi_R = 0,531$ .

16)  $\delta = a' / d = 3,5 / 11,5 = 0,3$ .

$$17) \alpha_m = N * e / (\gamma_{b2} * f_{cd} * b * d^2) = 241,54 * 6,83 * 10 / (0,9 * 17 * 15 * 11,5^2) = 0,54.$$

$$18) \alpha = (\alpha_m - \alpha_n * (1 - 0,5 * \alpha_n)) / (1 - \delta) = (0,54 - 0,92 * (1 - 0,5 * 0,92)) / (1 - 0,3) = 0,062.$$

$$A_s = A_s' = f_{cd} * b * d * (\alpha_m - \xi * (1 - \xi / 2)) / (f_{yd} * (1 - \delta));$$

$$\xi = (\alpha_n * (1 - \xi_R) + 2 * \alpha_s * \xi_R) / (1 - \xi_R + 2 * \alpha_s);$$

$$\alpha_s = f_{yd} * A_s / (\gamma_{b2} * f_{cd} * b * d),$$

$$\alpha_s = 355 * 2,26 / (0,9 * 17 * 15 * 11,5) = 0,304.$$

$$\xi = (0,92 * (1 - 0,531) + 2 * 0,304 * 0,531) / (1 - 0,531 + 2 * 0,304) = 0,7.$$

$$A_s = A_s' = 17 * 15 * 11,5 * (0,54 - 0,7 * (1 - 0,7 / 2)) / (355 * (1 - 0,3)) = 1,0 \text{ см}^2.$$

Приймаємо поздовжню арматуру розкошу D2 2Ø12 A400,  $A_s = A_{sc} = 2,26 \text{ см}^2$ .

19) Коефіцієнт армування  $\rho_f = 0,026$ .

20) Перевіряємо умову

$$p_{f \min} \leq p_{f1} \leq p_{f \max},$$

$$\text{Гнучкість } \lambda = l_0 / i = l_0 / (0,289 * h) = 363,2 / (0,289 * 15) = 83,7.$$

$$\lambda = 83,7 > 83 \Rightarrow p_{f \min} = 0,0025.$$

$$p_{f \min} = 0,0025 \leq p_{f1} = 0,026 \leq p_{f \max} = 0,035.$$

21) Діаметр поперечних стержнів:

$$\left\{ \begin{array}{l} d_{sw} \geq 0,25 * d_s, \\ d_{sw} \geq 6 \text{ мм}, \end{array} \right.$$

$$d_{sw} = 0,25 * 12 = 3 \text{ мм}.$$

Приймаємо поперечні стержні Ø6 A240.

21) Крок поперечних стержнів:

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 15 * d_s, \\ S \leq 500 \text{ мм}. \end{array} \right.$$

$$S \leq 15 * 12 = 180 \text{ мм}; S \leq 500 \text{ мм}.$$

Остаточню приймаємо поперечні стержні розкосу D2 Ø6 A240 з кроком S=150мм.

### 3.6.4. Розрахунок стиснутого розкосу D3

Найбільше стискаюче зусилля і момент в стиснутому розкосі D3:

$$D_2 = N = 128,14 \text{ кН};$$

$$D_{2,1} = N_1 = 103,73 \text{ кН};$$

$$M_2 = M_{2,1} = 0.$$

Так як зусилля в стиснутому розкосі D3 менше ніж в розкосі D2, інші їх характеристики однакові і армування раскоса D2 прийнято за конструктивним вимогам, то армування раскоса D3 аналогічно армуванню раскоса D2.

### 3.7. Розрахунок стояків

Так як зусилля розтягнутих стійках V1 і V2 менше ніж в розкосі D1, інші їх характеристики однакові і армування раскоса D2 прийнято за

конструктивним вимогам, то армування розтягнутих стійок V1 і V2 аналогічно армуванню раскоса D1.

### 3.8. Розрахунок вузлів

#### 3.8.1. Розрахунок опорного вузла ферми

Опорний вузол ферми армується самоанкеруючою попередньо напруженою арматурою, натягнутої на упори.

Розраховуємо: а) нижній пояс на відрив в місці з'єднання з опорним вузлом, б) поперечну арматуру на міцність з умови забезпечення надійності анкерування поздовжньої арматури, в) поперечну арматуру на міцність по похилому перерізі на дію згинального моменту.

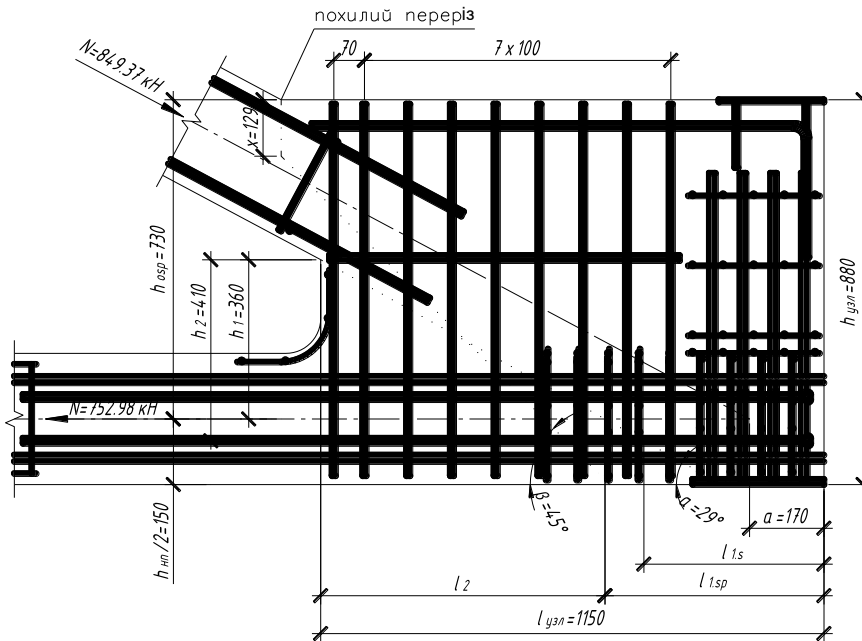


Рис. 3.16. Опорний вузол ферми

а) Розрахунок нижнього поясу на відрив в місці з'єднання з опорним вузлом  
Розрахункове розтягуючи зусилля в приопорній панелі нижнього поясу  
 $N = 752,98$  кН. Необхідна поперечного перерізу поздовжніх ненапружених стержнів:

$$A_s = 0,2 * N / f_{yd},$$

$$A_s = 0,2 * 752,98 * 10 / 355 = 4,24 \text{ см}^2.$$

Приймаємо поздовжні ненапружені стержні опорного вузла ферми 4Ø12 A400 з  $A_s = 4.52 \text{ см}^2$ .

б) Розрахунок поперечної арматури на міцність з умови забезпечення надійності анкерівки поздовжньої арматури

Довжина заробки напруженої арматури  $l_{an,sp}$  забезпечуючи повне використання розрахункового опору, для канатів Ø15 K1400 приймаємо не менше 1500 мм.

Фактична величина закладення канатів

$$l_{1,sp} = l_{узл} - l_2 = l_{узл} - h_1 * ctg\alpha,$$

де  $\alpha$  – кут нахилу лінії тріщини до поздовжньої осі розтягнутої панелі

$$(\alpha = 29^\circ 30').$$

$$l_{1,sp} = 115 - 36 * 1,77 = 51,3 \text{ см.}$$

Величина закладення ненапруженої арматури, яка забезпечує повне використання її розрахункового опору :

$$l_{an,s} = 35 * d_s,$$

$$l_{an,s} = 35 * 1,2 = 42 \text{ см.}$$

Фактична довжина заробки ненапруженої арматури:

$$l_{1,s} = l_{узл} - l_2 = l_{узл} - h_2 * ctg\alpha,$$

$$l_{1,s} = 115 - 41 * 1,77 = 42,4 \text{ см.}$$

Число поперечних стержнів в вузлі, при двох каркасах  $n = 9 * 2 = 18$  шт.

Площа перерізу одного поперечного стержня:

$$A_{sw}^{(1)} = (N - f_{p0,1k} * A_{sp} * l_{1,sp} / l_{an,sp} - f_{yd} * A_s * (l_{1,s} / l_{an,s})) / (n * f_{ywd} * ctg\alpha),$$

$$A_{sw}^{(1)} = (752,98 * 10 - 1170 * 4,17 * 2 * 51,3 / 150 - 355 * 4,52 * 42,4 / 42) / (18 * 285 * 1,77) = 0,28 \text{ см}^2.$$

в) Розрахунок поперечної арматури на міцність по похилих перерізах на дію згинаючого моменту

Зусилля в приопорній панелі верхнього поясу  $N = 849,37$  кН.

Відстань від верхньої грані вузла до центра ваги напруженої і ненапруженої арматури:

$$h_{o,s} \approx h_{o,sp} = h_{узл} - h_{нп} / 2,$$

$$h_{o,s} = 88 - 30 / 2 = 73 \text{ см.}$$

Відстань від торця ферми до точки перетину осей верхнього и нижнього

поясів

$$a = 17 \text{ см.}$$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = (f_{p0,1k} * A_{sp} * l_{1,sp} / l_{an,sp} + f_{yd} * A_s) / (\gamma_{b2} * f_{cd} * b),$$

$$x = (1170 * 2 * 4,17 * 51,3 / 150 + 355 * 4,52) / (0,9 * 17 * 25) = 12,9 \text{ см}$$

$$z_x = 0,6 * d_{.sp},$$

$$z_x = 0,6 * 73 = 43,8 \text{ см.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу одного стержня:

$$A_{sw}^{(2)} = [N * (l_{y3л} - a) * \sin\beta - f_{p0,1k} * A_{sp} * (l_{1,sp} / l_{an,sp}) * (h_{o,sp} - x / 2) - f_{yd} * A_s * (l_{1,s} / l_{an,s}) * (h_{o,sp} - x / 2)] / (n * f_{ywd} * z_x),$$

$$A_{sw}^{(2)} = [849,37 * 10 * (115 - 17) * 0,5 - 1170 * 2 * 4,17 * (51,3 / 150) * (73 - 12,9 / 2) - 355 * 4,52 * (42,4 / 42) * (73 - 12,9 / 2)] / (18 * 285 * 43,8) = 0,38 \text{ см}^2.$$

Приймаємо поперечні стержні в опорному вузлі Ø8 A400,  $A_{sw} = 0,502 \text{ см}^2$ .

Для попередження руйнування від розтягуючи зусиль вузол повинен мати поперечні стержні, приварені до закладної деталі з площею перерізу

$$A_{s,o} = p_{f0} * N / R_s,$$

де  $p_{f0}$  – імпиричний коефіцієнт.

$$A_{s,o} = 0,2 * 752,98 * 10 / 355 = 4,24 \text{ см}^2.$$

Приймаємо поперечні стержні опорної закладної деталі 4Ø12 A400 с  $A_s = 4,52 \text{ см}^2$ .

### 3.8.2. Розрахунок проміжних вузлів ферми

Розрахунок проведений для вузла з найбільшим зусиллям - вузол верхнього поясу с прилеглим розкосом D1.

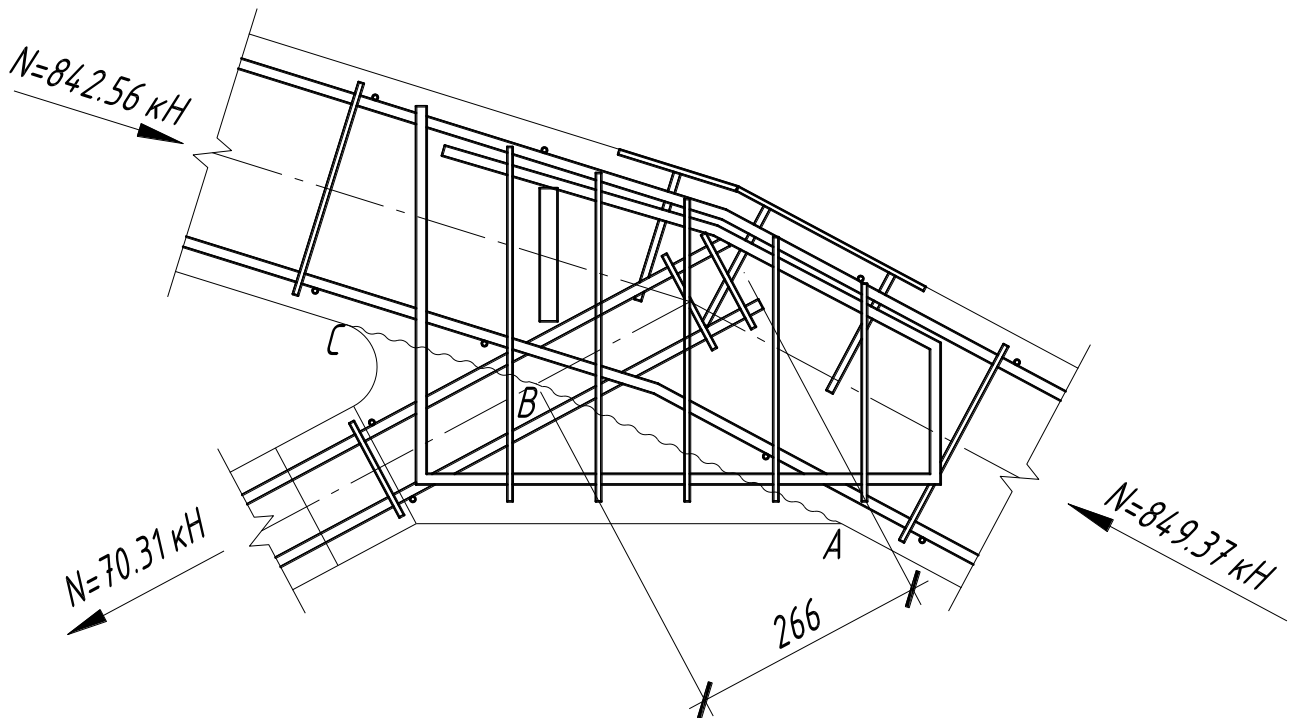


Рисунок 3.17. Вузол прилеглий до верхнього поясу

а) Розрахунок поперечної арматури

Фактична довжина заробки поздовжніх стержнів розкосу за лінію АВС

$$l_1 = 26,6 \text{ см.}$$

Довжина заробки стержнів з умови повного використання розрахункового опору арматури:

$$l_{an,sp} = 35 * d_s,$$

$$l_{an,sp} = 35 * 1,2 = 42 \text{ см.}$$

Перевіряємо умову:

$$l_1' = 16 * d_s * N / (214 * A_s) > l_1,$$

$l_1' = 16 * 1,2 * 70,31 * 10 / (214 * 4,52) = 13,95 \text{ см} < l_1 = 26,6 \text{ см}$ , тобто, з'єднання поздовжніх стержнів верхнього поясу в вузлі по розрахунку не вимагається, приймаємо їх конструктивно - 4Ø6 А400.

Необхідна площа поперечного сперерізу поперечних стержнів визначається з умови:

$$A_{sw} \geq [N * (1 - (\gamma_2 * l_1 + a) / (\gamma_1 * l_{an,s}))] / n * f_{ywd} * \cos\varphi,$$

$$\text{где } \gamma_1 = N / (f_{yd} * A_s) = 70,31 * 10 / (355 * 4,52) = 0,43;$$

$$a = 5 * d_s = 5 * 12 = 60 \text{ мм}$$

$A_{sw} = [70,31 * 10 * (1 - (1 * 26,6 + 6) / (0,43 * 42))] / (2 * 285 * 0,47) = - 2,11 \text{ см}^2 < 0$ , тобто, поперечні стержні в вузлі по розрахунку не потрібні, приймаємо конструктивно поперечні стержні в верхньому вузлі  $\text{Ø}6 \text{ A400}$  з кроком 100 мм.

б) Розрахунок додаткових стержнів

Площа поперечного перерізу додаткового стержня:

$$A_s = k * N / (n_0 * f_{yd}),$$

де  $n_0 = 2$  – число стержнів в вузлі;

$f_{yd} = 90 \text{ МПа}$  – розрахунковий опір арматури

$k = 0,04$  – імпиричний коефіцієнт.

$$A_s = 0,04 * 70,31 * 10 / (2 * 90) = 0,156 \text{ см}^2.$$

З урахуванням конструктивних вимог приймаємо стержні  $2\text{Ø}12 \text{ A400}$  з

$$A_s = 2,26 \text{ см}^2.$$

Армування інших вузлів приймаємо конструктивно з урахуванням менших розрахункових зусиль в вузлах.

### 3.9. Розрахунок підкранової балки прольотом 12 м за I групою граничних станів

Розрахуємо підкранову балку прольотом 12 м, розроблену в типовій серії КЭ-01-50, випуски 2,4. Всі параметри цієї балки та конструктивні рішення наведені на рис. 3.18.

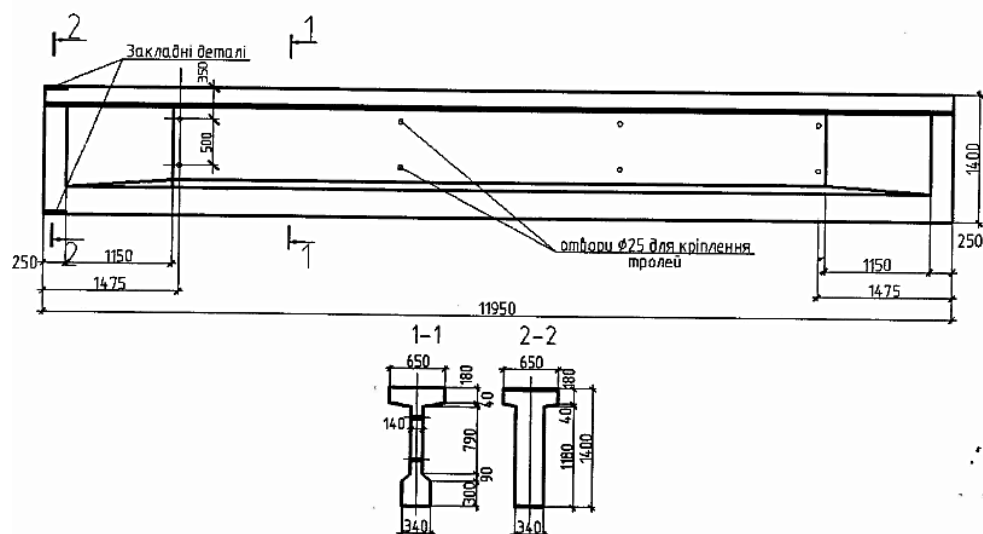


Рисунок 3.18 – Опалубка підкранової балки прольотом 12 м

### 3.9.1. Визначення навантаження на підкранову балку і її статичний розрахунок

Розрахункова схема підкранової балки прольотом 12 м наведена на рис. 3.19. Кран вантажопідйомністю  $Q=200/50$  кН. Згідно з довідковими даними, максимальний тиск на одне колесо для цього крану складає 220 кН.

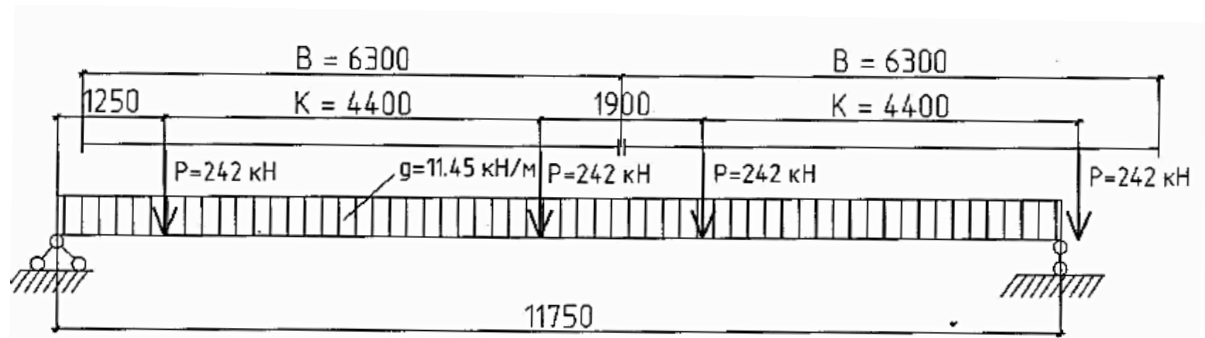


Рисунок 3.19 – Розрахункова схема підкранової балки  $L = 12$  м

Оскільки на підкранову балку діє пересувне навантаження, то внутрішні зусилля  $M$  і  $V$  слід визначати згідно з побудованою огинаючою епюрою  $M$  і  $V$  (див. додаток, табл.1). Користуючись цими епюрами, зусилля можна знайти, використовуючи спрощені формули:

$$M = k_g g l_0^2 + n_s k_F k_l P_{max} l_0 \quad (1)$$

де :  $k_g = 0,125$ ;

$g$  – власна вага 1 м підкранової балки разом з підкрановою рейкою;  
 $k_F$  і  $k_l$  – табличні коефіцієнти залежно від положення крана (див.табл. 1,2 додатку 1);

$n_s$  – коефіцієнт сполучення (залежить від кількості кранів, що входять до розрахунку; для одного крану  $n_s = 1$ , для двох –  $n_s = 0,85$ );

$P_{max}$  – розрахункове зусилля, що діє на одне колесо крану (тобто характеристичне, помножене на коефіцієнт 1,1).

Для визначення поперечної сили  $V$  використовуємо формулу:

$$V = 0,5 g l_0 + k_0 P_{max} \quad (2)$$

де:  $k_0$  – коефіцієнт, що приймається за табл.2 додатку 1.

Розрахунковий прольот:

$$l_0 = l - 250 \text{ (мм)}; l_0 = 12000 - 250 = 11750 \text{ мм.}$$

Для середини прольоту  $k_F = 1$ ;  $k_l$  визначається за табл. 2.

Для наведеного прикладу: база крану  $K = 4400$  мм; ширина крану  $B = 6300$  мм. Змінне навантаження від тиску колеса крану: характеристичне –  $P_{max}^n = 220$  кН; розрахункове –  $P_{max} = 220 \cdot 1,1 = 242$  кН.

$$\alpha = \frac{K}{l_0} = \frac{4,4}{11,75} = 0,374; \beta = \frac{B - K}{l_0} = \frac{6,3 - 4,4}{11,75} = 0,16; k_l \approx 0,5; k_0 = 2,4.$$

Вага підкранової балки прольотом 12 м складає 115 кН.

Характеристичне значення :

$$g_{n.б.} = \frac{115}{11,75} = 9,79 \text{ кН/м,}$$

розрахункове:

$$g_{n.б.} = \frac{115 \cdot 1,1}{11,75} = 10,76 \text{ кН/м,}$$

Підкрановою рейкою для заданого крану може бути прийнята рейка КР-70, її вага 0,527 кН/п.м. З урахуванням коефіцієнта надійності  $\gamma_f = 1,1$  і ваги кріплення 0,10 кН/п.м; загальна вага рейкового обладнання :

$$g_{n.p.} = (0,527 + 0,1) \cdot 1,1 = 0,6897 \text{ кН/м,}$$

Розрахункове навантаження підкранової балки

$$g = g_{n.б.} + g_{n.p.} = 10,76 + 0,69 = 11,45 \text{ кН/п.м.}$$

величина навантаження на 1 пог. метр з урахуванням ваги підкранової рейки КР-70 та її кріплення:

$$g = g_{n.б.} + g_{n.p.} = 42 \cdot 1,1 / 5,75 + 0,69 = 8,73 \text{ кН/п.м.}$$

Коефіцієнти  $\alpha$  і  $\beta$ ,  $k_l$  і  $k_0$  приймаються за табл.2 додатку з коригуванням їх значення для прольоту  $l_0 = 5,75$  м.

Для крана  $Q = 200/50$

$$\alpha = \frac{4,4}{5,75} = 0,765; \beta = \frac{6,3 - 4,4}{5,75} = 0,33; k_l = 0,35; k_0 = 1,68.$$

Визначимо тепер значення внутрішніх зусиль  $M$  і  $V$  для підкранової балки прольотом 12 м, користуючись формулами (1) і (2).

Характеристичні значення зусиль:

$$M = 0,125 \cdot (9,79+0,527+0,1) \cdot 11,75^2 + 0,85 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 220 \cdot 11,75 = 179,77+1098,62 = 1278,39 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V = 0,5 \cdot (9,79+0,527+0,1) \cdot 11,75 + 2,4 \cdot 220 = 61,20+528 = 589,2 \text{ кН}.$$

Розрахункові значення зусиль:  
 $M = 0,125 \cdot 11,45 \cdot 11,75^2 + 0,85 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 242 \cdot 11,75 = 197,60+1208,488 = 1406,0875$   
 кН·м;

$$V = 0,5 \cdot 11,45 \cdot 11,75 + 2,4 \cdot 242 = 648,1 \text{ кН}.$$

### 3.9.2. Попереднє визначення площі робочої арматури та призначення конструктивної арматури і основних розмірів підкранової балки

В якості попередньо напруженої арматури використовуємо канати К1400 діаметром 15 мм, площа одного канату складає  $1,416 \text{ см}^2$ ;  $f_{pk} = 1470 \text{ МПа}$ ;  $f_{pk} = 1470 \text{ МПа}$ ;  $f_{p0,1k} = 1335 \text{ МПа}$ ;

$$E_p = 18 \cdot 10^4 \text{ МПа}; \varepsilon_{uk} = 0,014.$$

Робочу висоту  $d$  приймаємо :  $d = 1400 - 150 = 1250 \text{ мм}$ ; розташування центра ваги робочої арматури приймається посередині нижньої полиці, тому  $a = 150 \text{ мм}$  (рис. 3.20).

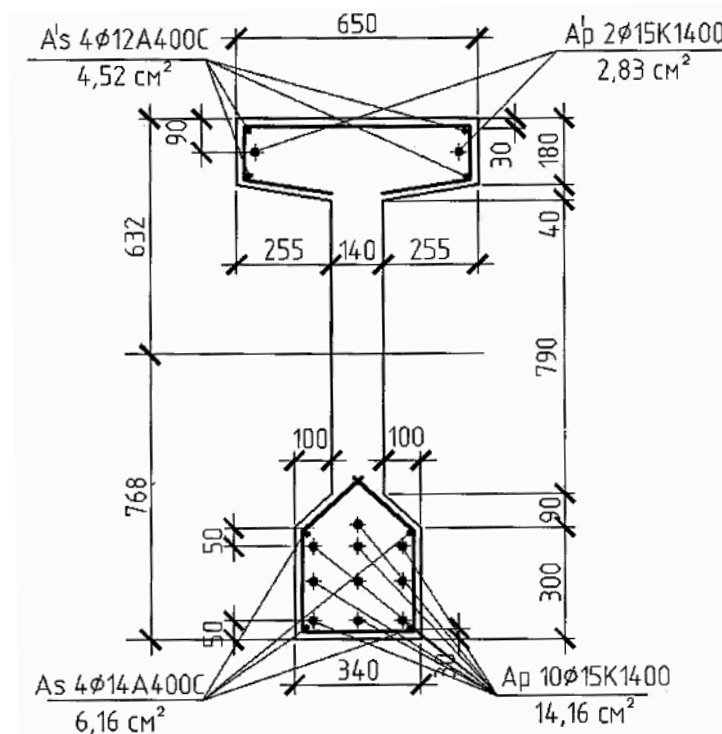


Рисунок 3.20 – Переріз підкранової балки та її армування

В приблизному розрахунку площа робочої нижньої арматури може призначатись за формулою:

$$A_p = \frac{M}{f_{pk} \left( d - \frac{h'}{2} \right)}$$

$$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s; \gamma_s = 1,2; f_{pd} = 1335 / 1,2 = 1112,5 \text{ МПа.}$$

$$A_p = \frac{1406,1 \cdot 100}{111,25(125 - 18/2)} = 10,895 \text{ см}^2 \approx 10,9 \text{ см}^2.$$

Виходячи з умов тріщиностійкості та деформативності, отриману площу арматури збільшуємо на 30%.

$$A_p = 10,9 + 0,3 \cdot 10,9 = 14,17 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 10Ø15 К1400 -  $A_p = 10 \cdot 1,416 = 14,16 \text{ см}^2 \approx 14,17 \text{ см}^2$ .

Верхня арматура, що розташовується в завісах верхньої, приймається в кількості 20% від нижньої арматури:

$$A'_p = 0,2 A_p = 0,2 \cdot 14,16 = 2,83 \text{ см}^2.$$

Конструктивна ненапружена арматура, що встановлюється для захисту попередньо напруженої арматури та покращення умов її експлуатації, приймаємо:

для нижньої полиці 4Ø14 (по контуру) А400С  $A_s = 6,16 \text{ см}^2$ .

для верхньої полиці 4Ø12 (2 на кожний завіс) А400С  $A'_s = 4,52 \text{ см}^2$ .

Захисний шар бетону  $c_{b,min}$  для попередньо напруженої арматури повинен складати не менше  $d$  і не менше діаметра заповнювача + 5 мм. Він дорівнює 42 ( $50 - 7,5 = 42,5 \approx 42$ ) мм; для ненапруженої арматури захисний шар дорівнює 24 ( $30 - 6 = 24$ ) мм. Відстані від центру арматурних елементів до нижньої грані складають 50 і 30 мм відповідно.

### 3.9.3. Геометричні характеристики перерізу підкранової балки

До основних геометричних характеристик перерізу, що будуть враховуватись в наступних розрахунках, відносимо :

площа перерізу  $A_c$  ;

статичний момент  $S_c$  ;

момент інерції  $I_c$  ;

положення центру ваги перерізу  $y_c = S_c/A_c$ ;

момент опору нижньої зони перерізу  $W_c^h = I_c/y_c$ ;

момент опору верхньої зони перерізу  $W_c^b = I_c/(h - y_c)$ .

Для наступних розрахунків треба задатись основними міцностними та деформативними параметрами матеріалів підкранової балки.

Бетон балки класу С32/40 ( $f_{ck} = 29$  МПа,  $f_{cd} = 22$  Мпа,  $f_{ctk} = 2,1$  МПа,  $E_{cm} = 36 \cdot 10^3$  МПа;  $\varepsilon_{uk3,cd} = 2,64\%$ ).

Арматура класу К1400 ( $f_{pk} = 1470$  МПа,  $f_{p0,1k} = 1335$  МПа,  $E_p = 18 \cdot 10^4$  МПа;  $\varepsilon_{uk} = 0,014$ ).

Ненапружена арматура класу А400С ( $f_{yd} = 365$  Мпа,  $f_{ycd} = 365$  Мпа,  $E_s = 21 \cdot 10^4$  МПа;  $\varepsilon_{ud} = 0,025$ ).

Використовуючи рис. 3.20, визначимо усі геометричні характеристики перерізу. Для спрощення розрахунків складний переріз розбиваємо на прості фігури (прямокутники, трикутники) і виконуємо відповідні обчислення:

$$A_c = 65 \cdot 18 + 14 \cdot 92 + 30 \cdot 34 + 4 \cdot 25,5 + 10 \cdot 9 = 1170 + 1288 + 1020 + 102 + 90 = 3670 \text{ см}^2.$$

$$S_c = 65 \cdot 18 \cdot 131 + 14 \cdot 92 \cdot 76 + 30 \cdot 34 \cdot 15 + 4 \cdot 25,5 \cdot 120 + 10 \cdot 9 \cdot 34,5 = 153270 + 97888 + 15300 + 12240 + 3105 = 281803 \text{ см}^2.$$

$$y_c = S_c/A_c = 281803 / 3670 = 76,8 \text{ см} = 768 \text{ мм. } h - y_c = 1400 - 768 = 632 \text{ мм.}$$

$$I_c = \frac{65 \cdot 18^3}{12} + 65 \cdot 18 \cdot 54,2^2 + \frac{14 \cdot 92^3}{12} + 14 \cdot 92 \cdot 0,8^2 + \frac{34 \cdot 30^3}{12} + 34 \cdot 30 \cdot 61,8^2 + \frac{25,5 \cdot 4^3}{12} + 25,5 \cdot 4 \cdot 43,2^2 + \frac{10 \cdot 9^3}{12} + 10 \cdot 9 \cdot 42,3^2 = 31590 + 3437038,8 + 908469,33 + 824,32 + 76500 + 3895624,8 + 136 + 190356,48 + 607,5 + 161036,1 = 8702183,2$$

$$\text{см}^4 = 8,7 \cdot 10^6 \text{ см}^4.$$

Моменти опору визначаються :

$$W_c^h = \frac{I_c}{y_c} = \frac{8,7 \cdot 10^6}{76,8} = 1,133 \cdot 10^5 \text{ см}^3. \quad W_c^b = \frac{I_c}{h - y_c} = \frac{8,7 \cdot 10^6}{63,2} = 1,377 \cdot 10^5 \text{ см}^3$$

Геометричні характеристики перерізу обчислюємо з урахуванням присутності арматури.

### 3.9.4. Визначення втрат попереднього напруження

Втрати попереднього напруження в арматурі можуть бути миттєвими та залежним від часу. Миттєві втрати враховують їхній короткочасний прояв, а залежні від часу – тривалий.

До миттєвих втрат відносяться :

- втрати від релаксації арматури –  $\sigma_1$ ;
- втрати від температурного перепаду –  $\sigma_2$ ;
- втрати від обтиснення анкерів –  $\sigma_3$ ;
- втрати від тертя арматури об стінки каналів та на згинаючих пристроях –  $\sigma_4$ ;
- втрати від деформацій опалубочних форм –  $\sigma_5$ ;
- втрати від миттєвої деформації бетону –  $\sigma_6$ .

Прояв цих втрат суттєво залежить від способу натягу попередньо напруженої арматури. Таких основних способів може бути два: 1) натяг на упори; 2) натяг на бетон.

Для канатної арматури К1400 спосіб натягу арматури прийнятий механічний «на упори». Сила попереднього напруження не повинна перевищувати величини:

$$P_{max} = A_p \sigma_{p, max},$$

де :  $\sigma_{p, max}$  – максимальні напруження, менші з двох  $0,8 f_{pk}$  або  $0,9 f_{p0,1k}$  ;

$$0,8 f_{pk} = 0,8 \cdot 1470 = 1176 \text{ МПа};$$

$$0,9 f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 1335 = 1201,5 \text{ МПа}.$$

Приймаємо для розрахунків втрат попереднього напруження  $\sigma_{p, max} = 1176 \text{ МПа}$ .

#### Миттєві втрати

а) втрати від релаксації напружень в арматурі при механічному способі натягу:

$$\sigma_1 = \left( 0,22 \frac{\sigma_{p,max}}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,max};$$

$$\sigma_1 = \left( 0,22 \frac{1176}{1335} - 0,1 \right) 1176 = 110,3 \text{ МПа.}$$

б) втрати від температурного перепаду:

$$\sigma_2 = 0,5 \cdot E_p \alpha_c (T_{max} - T_0),$$

де:  $\alpha_c$  - коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону,  
 $\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{C}^{-1}$ .  $T_{max} - T_0 = 65^\circ \text{C}$ .

$$\sigma_2 = 0,5 \cdot 18 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 58,5 \text{ МПа.}$$

в) втрати в анкерах після натягування і внаслідок деформації самих анкерів:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_p,$$

де:  $\Delta l$  – обтиснення анкерів або зміщення канатів в затискачах анкерів;

$$\Delta l = 2 \text{ мм};$$

$l$  – відстань між зовнішніми гранями упорів;  $l = 12500$  мм (на 500 мм більше прольоту балки);

$$\sigma_3 = \frac{2}{12500} 18 \cdot 10^4 = 28,8 \text{ МПа.}$$

г) втрати внаслідок тертя в арматурі, напружуваній на бетон визначаємо за формулою:

$$\sigma_4 = \sigma_{p, max} (1 - e^{-\mu(\theta+kx)}),$$

де:  $\theta$  - сума кутових переміщень на відстані  $x$ ;

$\mu$  - коефіцієнт тертя між арматурою та каналом;  $\mu = 0,24 \div 0,12$ ;

$k$  – випадкове кутове переміщення для арматури;  $k = 0,005 \div 0,01$ ;

$x$  – відстань від точки, де напруження  $\sigma_{p, max}$  до кінцевої точки натягу.

При натягуванні канатів на упори  $\sigma_4 = 0$ .

д) втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм:

$$\sigma_5 = \frac{(n-1)\Delta l}{2nl} E_p,$$

де :  $n$  – число канатів (груп канатів), що натягуються неодноразомно;

$\Delta l$  – зближення упорів по лінії дії зусилля натягу;  $\Delta l = 3 \div 5$  мм;

$l$  – відстань між зовнішніми гранями упорів.

За відсутністю даних щодо конструкцій форми  $\sigma_5 = 30$  МПа.

е) втрати напружень в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону:

зусилля в обтиску бетону після чотирьох видів втрати:

$$P_{max} = (\sigma_{p, max} - \sum \sigma_i) (A_p + A'_p) = (1176 - 110,3 - 58,5 - 28,8 - 30)(14,16 - 2,83) =$$

$$948,4 \cdot 10^{-1} \cdot 16,99 = 1611,33 \text{ кН}; \sigma_p = \sigma'_p = 94,84 \text{ кН/см}^2.$$

Для переведення МПа в  $\text{см}^2$  в приведенному виразі для напружень в арматурі треба ввести множник  $10^{-1}$ .

Ексцентриситет сили  $P_1$  до лінії центра ваги перерізу балки визначаємо за формулою:

$$e_{op} = \frac{\sigma_p A_p y_p - \sigma'_p A'_p y'_p}{P_1};$$

$$y_p = 768 - 150 = 618 = 61,8 \text{ см}; y'_p = 632 - 90 = 54,2 \text{ см};$$

$$e_{op} = \frac{98,84 \cdot 14,16 \cdot 61,8 - 94,84 \cdot 2,83 \cdot 54,2}{1611,33} = 42,48 \text{ см};$$

Напруження в бетоні на рівні центрів арматури  $A_p$  та  $A'_p$  :

$$\sigma_{cp} = \frac{P_1}{A_c} + \frac{P_1 e_{op} y_p}{I_c} = \frac{1611,33}{3670} + \frac{1611,33 \cdot 42,48 \cdot 61,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,439 + 0,595 = 1,034 \text{ кН/см}^2$$

= 10,34 Мпа.

$$\sigma'_{cp} = \frac{P_1}{A_c} - \frac{P_1 e_{op} y'_p}{I_c} = \frac{1611,33}{3670} - \frac{1611,33 \cdot 42,48 \cdot 54,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,439 - 0,430 = 0,009 \text{ кН/см}^2$$

= 0,09 Мпа.

Втрати від миттєвої деформації бетону визначаємо за формулою :

$$\sigma_6 = 0,5 E_p \sigma_{cp} / E_{cm};$$

На рівні арматури  $A_p$  :

$$\sigma_6 = \frac{0,5 \cdot 18 \cdot 10^4 \cdot 10,34}{36 \cdot 10^3} = 25,85 \text{ Мпа};$$

На рівні арматури  $A'_p$  :

$$\sigma_6 = \frac{0,5 \cdot 18 \cdot 10^4 \cdot 0,09}{36 \cdot 10^3} = 0,225 \text{ МПа};$$

Якщо величина  $\sigma'_{cp}$  отримується від'ємною, тоді втрати від миттєвої деформації бетону на рівні  $A'_p$  приймаються нульовими, тобто  $\sigma'_6 = 0$ . Загальні миттєві втрати попереднього напруження дорівнюють на рівні  $A_p$ :

$$\Delta\sigma_{мит.} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 110,3 + 58,5 + 28,8 + 30 + 25,85 = 253,45 \text{ МПа}$$

на рівні  $A'_p$ :

$$\Delta\sigma'_{мит.} = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3 + \sigma'_4 + \sigma'_5 + \sigma'_6 = 110,3 + 58,5 + 28,8 + 30 + 0,225 = 227,83 \text{ МПа}$$

### Втрати, залежні від часу (з урахуванням усадки бетону)

У відповідності до нормативних документів ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010 втрати від усадки та повзучості визначають:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c, QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

Деформація усадки  $\varepsilon_{cs}$  може бути прийнята  $\varepsilon_{cs} = 0,00043$ .

Деформація повзучості  $\varphi(t, t_0) = \varphi(\infty, t_0) = 2$ ; вологість 40 – 75%.

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{p, max} - \sigma_{мит.} - \sigma_{p1}; z_s \approx 1400 - 150 - 100 = 1150 \text{ мм} = 115 \text{ см.}$$

$$\sigma_p = \frac{M}{z_s A_p} = \frac{1406,08 \cdot 100}{115 \cdot 14,16} = 86,34 \text{ кН/см}^2 = 863,4 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{p1} = 863,4 - 110,3 = 753,1 \text{ МПа.}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 1176 - 253,45 - 753,1 = 169,45 \text{ МПа.}$$

Для верхньої арматури  $A'_p$   $\Delta\sigma_{pr} = 0$ , тому що напруження в ній виникають стискаючі.

На рівні арматури  $A_p$ :

$$\sigma_{c,QP} = \sigma_{cp} - \frac{My_p}{I_c} = 1,034 - \frac{140608 \cdot 61,8}{8,7 \cdot 10^6} = 1,034 - 0,9988 = 0,0352 \text{ кН/см}^2 =$$

0,352 МПа.

На рівні арматури  $A'_p$  :

$$\sigma'_{c,QP} = \sigma'_{cp} + \frac{My'_p}{I_c} = 0,009 + \frac{140608 \cdot 54,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,009 + 0,876 = 0,885 \text{ кН/см}^2 =$$

8,85 МПа.

Втрати на рівні арматури  $A_p$  :

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{0,00043 \cdot 18 \cdot 10^4 + 0,8 \cdot 169,45 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} \cdot 2 \cdot 0,352}{1 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} \cdot \frac{14,16}{3670} \left(1 + \frac{3670}{8,7 \cdot 10^6} \cdot 61,8^2\right) [1 + 0,8 \cdot 2]} = \frac{77,4 + 135,5 + 3,52}{1 + 0,0193 \cdot (1 + 1,611) \cdot 2,6}$$

$$= \frac{216,48}{1,13} = 191,37 \text{ МПа};$$

Втрати на рівні арматури  $A'_p$  :

$$\Delta\sigma'_{p,c+s+r} = \frac{0,00043 \cdot 18 \cdot 10^4 + 0 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} \cdot 2 \cdot 8,85}{1 + \frac{18 \cdot 10^4}{36 \cdot 10^3} \cdot \frac{2,83}{3670} \left(1 + \frac{3670}{8,7 \cdot 10^6} \cdot 54,2^2\right) [1 + 0,8 \cdot 2]} = \frac{77,4 + 88,5}{1 + 0,003 \cdot (1 + 1,23) \cdot 2,6}$$

$$\frac{165,9}{1,017} = 163,12 \text{ МПа};$$

Сумарні втрати – миттєві та довготривалі :  $\Delta\sigma_i = \sigma_{мит.} - \Delta\sigma_{p,c+s+r}$ ;

На рівні арматури  $A_p$  :  $\Delta\sigma_i = 253,45 + 191,57 = 445,02 \text{ МПа}$ ;

На рівні арматури  $A'_p$  :  $\Delta\sigma'_i = 227,83 + 163,12 = 390,95 \text{ МПа}$ ;

Напруження в арматурах  $A_p$  та  $A'_p$  після всіх втрат:

$$\sigma_p = 1176 - 445,02 = 730,98 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_p = 1176 - 390,95 = 785,05 \text{ МПа};$$

Напруження в конструктивній ненапруженій арматурі:

$$\sigma_s = 191,57 \text{ МПа}; \sigma'_s = 163,12 \text{ МПа}.$$

Кінцеве значення зусилля обтиснення бетону:

$$P_2 = \sigma_p A_p + \sigma'_p A'_p - \sigma_s A_s + \sigma'_s A'_s = 730,98 \cdot 10^{-1} \cdot 14,16 + 785,05 \cdot 10^{-1} \cdot 2,83 - 191,57 \cdot 10^{-1} \cdot 6,16 - 163,12 \cdot 10^{-1} \cdot 4,52 = 1035,06 + 222,169 - 118,007 - 73,730 = 1065,49 \text{ кН}.$$

Уточнюємо значення ексцентриситету  $e_{0p}$

$$\epsilon_{0p} = \frac{\sigma_p A_p y_p + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_p A'_p y'_p - \sigma_s A_s y_s}{P_2};$$

$$\epsilon_{0p} = \frac{73,098 \cdot 14,16 \cdot 61,8 + 16,32 \cdot 4,52 \cdot 54,2 - 78,505 \cdot 2,83 \cdot 54,2 - 19,157 \cdot 6,16 \cdot 61,8}{1065,49}$$

$$= \frac{63967,177 + 3996,179 - 12041,567 - 7292,840}{1065,49} = 45,64 \text{ см.}$$

Напруження у верхній та нижній зонах бетону:

а) нижня зона

$$\sigma_{cp} = \frac{P_2}{A_c} + \frac{P_2 \epsilon_{0p} y_p}{I_c} = \frac{1065,49}{3670} + \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 61,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,290 + 0,345 = 0,635 \text{ кН/см}^2 =$$

$$= 6,35 \text{ МПа};$$

б) верхня зона

$$\sigma'_{cp} = \frac{P_2}{A_c} - \frac{P_2 \epsilon_{0p} y'_p}{I_c} = \frac{1065,49}{3670} - \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 54,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,290 - 0,302 = -0,012 \text{ кН/см}^2$$

$$= -0,12 \text{ МПа.}$$

### 3.9.5. Перевірка несучої здатності підкранової балки по нормальному перерізу

Максимальне напруження, яке може витримати стиснута арматура  $A'_p$ :

$$\sigma_{pu} = \epsilon_{pu3} E_p = 0,00264 \cdot 18 \cdot 10^4 = 475,2 \text{ МПа. } \epsilon_{pu3} = 0,00264 \text{ для бетону С32/40.}$$

Напруження в цій арматурі з урахуванням попереднього напруження:

$$\sigma_{pc} = \sigma_{pu} - \gamma_{sp} \sigma'_p = 475,2 - 1,05 \cdot 785,05 = -349,10 \text{ МПа.}$$

Враховуючи роботу в перерізі підкранової балки тільки попередньо напружену арматуру і нехтуючи роботою арматури  $A_s$  та  $A'_s$ , можна визначити відносну висоту стиснутої зони:

$$\xi = \frac{f_{pd} A_p - \sigma_{pc} A'_p}{f_{cd} b d} = \frac{\frac{133,5}{1,2} \cdot 14,16 - 34,91 \cdot 2,83}{2,2 \cdot 65 \cdot 125} = 0,0936.$$

Несуча здатність згинаючого елемента може бути визначена за формулою:

$$M_u = a_m f_{cd} b d^2 + \sigma_{pc} A'_p (d - a'_p); \quad (7)$$

$$a_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi) = 0,8 \cdot 0,0936(1 - 0,4 \cdot 0,0936) = 0,072;$$

$$M_u = 0,072 \cdot 2,2 \cdot 65 \cdot 125^2 - 34,91 \cdot 2,83 (125 - 9) = 160875 - 11460,25 = 149415$$

$$\text{кН}\cdot\text{см} = 1494,15 \text{ кН}\cdot\text{м} > 1406,08 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Таким чином, міцність нормального перерізу за згинаючим моментом забезпечена з певним запасом.

### Розрахунок міцності верхньої полиці

Величина гальмівного зусилля при вантажопід'ємності крану 200кН та вазі візка 85кН визначається:

$$H = \frac{Q + Q_{\text{виз.}}}{40} = \frac{200+85}{40} = 7,125 \text{ кН.}$$

$$\text{Розрахункове значення } H = 7,125 \cdot 1,1 = 7,84 \text{ кН.}$$

Максимальний розрахунковий момент від горизонтального поперечного гальмування в середині прольоту без врахування власної ваги полиці ( $K_l = 0,5$ ):

$$M = n_s K_F K_1 H l_0 = 0,85 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 7,84 \cdot 11,75 = 39,15 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Ширина прямокутного перерізу полиці  $b = h'_f = 18$  см. Висота перерізу  $h = 65$  см.

Робоча висота  $d = 650 - 50 = 600$  мм = 60 см. Висота стиснутої зони (при  $\sigma_{pc} = -349,1$  МПа;  $f_{cd} = 1112,5$  МПа):

$$x = \frac{f_{pd}A_p - \sigma_{pc}A'_p + \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s}{f_{cd}b} = \frac{111,25 \cdot 1,416 + 34,9 \cdot 1,416 + 36,5 \cdot 2,26 - 36,5 \cdot 2,26}{2,2 \cdot 18} =$$

$$\frac{157,53 + 49,43}{39,6} = 5,22 \text{ см.}$$

$$\xi = \frac{5,22}{60} = 0,087; a_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi) = 0,8 \cdot 0,087(1 - 0,4 \cdot 0,087) = 0,067;$$

$$M_u = a_m f_{cd} b d^2 + \sigma_{pc} A'_p (d - a'_p) = 0,067 \cdot 2,2 \cdot 18 \cdot 60^2 - 34,91 \cdot 1,416 \cdot 55 =$$

$$= 9551,5 - 2718,79 = 6832,73 \text{ кН}\cdot\text{см} = 68,32 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

$$68,32 > 39,15. M_u > M.$$

### 3.9.6. Розрахунок міцності балки по похилим перерізам

Похили тріщини можуть бути нахилені до горизонтальної лінії на кут в межах  $\theta = 22 \div 45^\circ$ , тому найбільш небезпечне розташування коліс крану буде тоді, якщо перше колесо розташоване на відстані  $c_1 = d = 1250$  мм, друге – на відстані  $B = 1900$  мм ( $c_2 = 1250 + 1900 = 3150$  мм), третє – на розмірі бази колес 4400 мм ( $c_3 = 4400$  мм).

При такому розташуванні колес (рис. 3.21) ординати лінії впливу опорної реакції дорівнюють  $y_1 = 0,8936$ ;  $y_2 = 0,7319$ ;  $y_3 = 0,3514$ .

Величина опорної реакції визначається :

$$R_A = \frac{gl}{2} + P \sum y_i =$$

$$\frac{11,45 \cdot 11,75}{2} + 242(0,8936 + 0,731 + 0,3574) = 67,27 + 479,87 = 547,15 \text{ кН.}$$

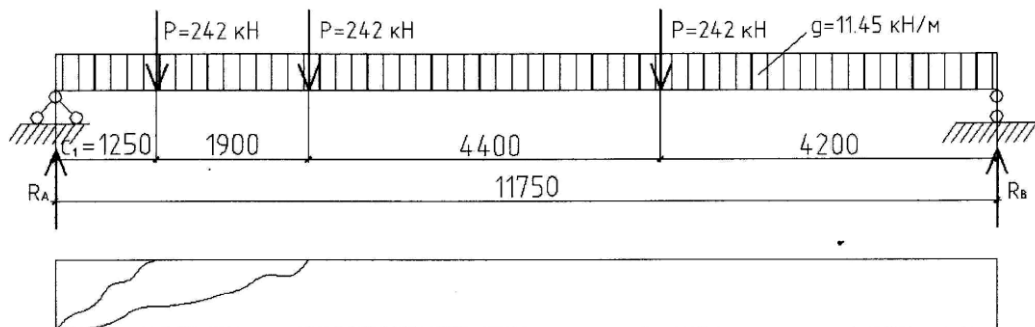


Рисунок 3.21 – Схема 1 розташування коліс крану

Поперечні сили в розрахункових перерізах :

в перерізі 1 – 1

$$V_1 = R_A - gc_1 = 547,15 - 11,45 \cdot 1,25 = 532,84 \text{ кН;}$$

в перерізі 2 – 2

$$V_2 = R_A - gc_1 - P = 547,15 - 11,45 \cdot 1,25 - 242 = 269,08 \text{ кН;}$$

В перерізі 3 – 3 реакція  $R_A$  в цьому випадку  $R_A = 594,34$  кН.

Кран розміщується таким чином, щоб його крайня сила стала на ліву опору (рис. 3.22)

$$V_3 = 594,34 - 11,45 \cdot 4,4 - 242 = 301,96 \text{ кН.}$$

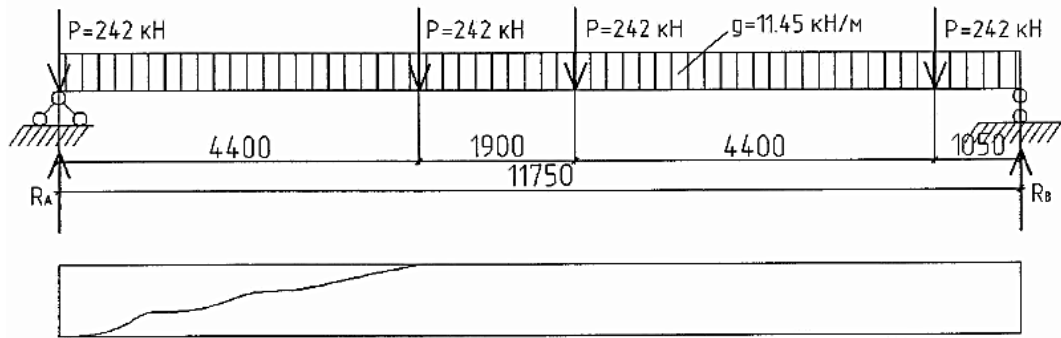


Рисунок 3.22 - Схема 2 розташування коліс крана

Розрахунок міцності поперечного перерізу.

Міцність бетону на зріз

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

$$C_{Rd,c} = 0,18/1,3 = 0,1385; K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1250}} = 1,4 < 2;$$

$$\rho_l = A_{sl}/b_w d = 1416/140 \cdot 1250 = 0,00809; f_{ck} = 29 \text{ МПа}; k_1 = 0,15.$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1065,49 \cdot 10^3}{367000} = 2,9038; b_w = 140 \text{ мм}; d = 1250 \text{ мм}.$$

$$V_{Rd,c} = [0,1385 \cdot 1,4(100 \cdot 0,00809 \cdot 29)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,9038] 140 \cdot 1250 = 173250 \text{ Н} = 173,25 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + K_1 \sigma_{cp}) b_w d.$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot K^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,4^{3/2} \cdot 29^{1/2} = 0,035 \cdot 1,6565 \cdot 5,385 = 0,3122 = 130865 \text{ Н} = 130,86 \text{ кН}.$$

Приймаємо більше значення, тобто  $V_{Rd,c} = 173,25 \text{ кН} < 532,84 \text{ кН}$ .

Потрібна поперечна арматура. Конструктивно приймаємо  $2\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$  ( $A_{cw} = 1,57 \text{ см}^2$ ), крок поперечної арматури  $S_w = 30 \text{ см} \leq 0,75d = 0,75 \cdot 125,0 = 93,75 \text{ см}$ .

Несуча здатність поперечної арматури:

$$V_{Rd,s} = 0,9 A_{sw} f_{ywd} d c t g \theta / S_w$$

Зовнішня сила  $V_{Ed} = 532,2 \text{ кН}$ ;  $f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$ .

При відношенні  $V_{Ed}/b_w d = 532840/140 \cdot 1250 = 3,05$  у відповідності до графіка рис. 3.23  $c t g \theta = 2,5$ ;  $t g \theta = 0,4$ ;  $\theta = 45^\circ$ .

$$V_{Rd,s} = 0,9 \cdot 1,57 \cdot 28,5 \cdot 125 \cdot 2,5 / 30 = 419,5 \text{ кН.}$$

$$V_{max} = 0,54 b_w d f_{cd} / (\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta) = 0,54 \cdot 140 \cdot 1250 \cdot 22 / (2,5 + 0,4) = 716896 \text{ Н} = 716,9 \text{ кН.}$$

Приймаємо менше значення  $V_{Rd,s} = 419,5 \text{ кН.}$

Несуча здатність по похилим перерізам з урахуванням роботи бетону та поперечної арматури :

$$V_u = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 173,25 + 419,5 = 592,75 > 540 \text{ кН.}$$

Тобто умова міцності похилих перерізів для 1 – 1 задовольняється.

В перерізі 2 – 2 зовнішня поперечна сила  $V_{Ed} = 269,08 \text{ кН.}$

Приймаємо поперечну арматуру  $2\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$  з кроком 40 см.

$$V_{Rd,c} = 173,25 \text{ кН}; V_{Rd,s} = 0,9 \cdot 1,57 \cdot 28,5 \cdot 125 \cdot 2,5 / 40 = 314,6 \text{ кН.}$$

Несуча здатність перерізу:

$$V_u = 173,25 + 314,6 = 487,85 > 269,08 \text{ кН (умова міцності витримана).}$$

Для перерізу 3 – 3  $V_{Ed} = 301,96 \text{ кН.}$

Зовнішня сила менша ніж несуча здатність перерізу по похилим перерізам з кроком поперечної арматури 40 см.

$$301,96 < 487,85.$$

Тобто для перерізу 3 – 3 поперечна арматура приймаємо такою ж , як для перерізу 2 – 2 , тобто  $2\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$  з кроком 40 см.

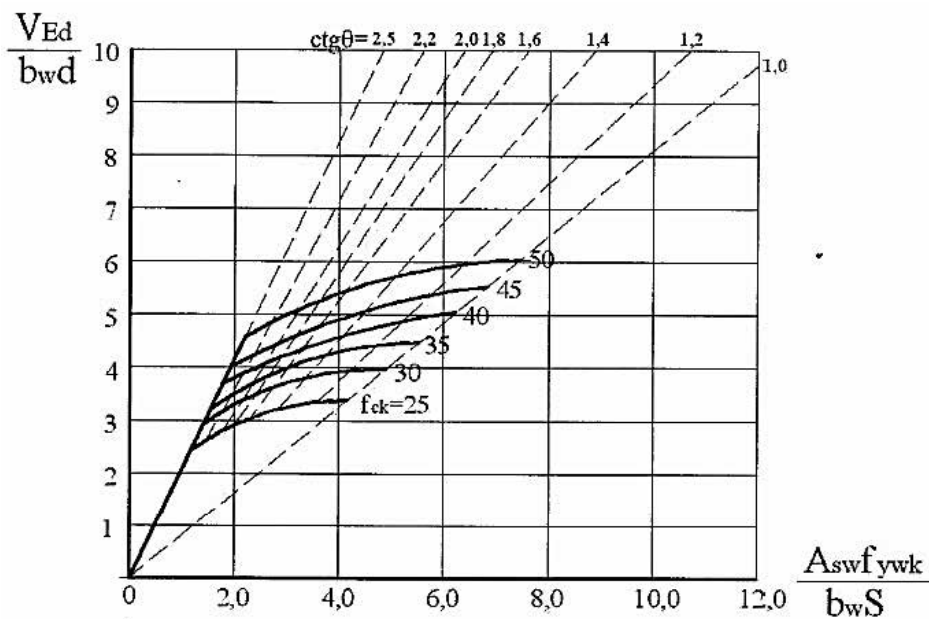


Рисунок 3.23 - Графік для визначення  $\text{ctg} \theta$

### 3.9.7. Розрахунок підкранової балки за другою групою граничних станів

#### Розрахунок балки на тріщиностійкість

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

Спершу для заданої попередньо напруженої підкранової балки прольотом 12 м визначимо момент тріщиноутворення. Формула для його визначення має вигляд:

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

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

$$f_{ctm} = 3,0 \text{ МПа} = 0,3 \text{ кН/см}^2; W^h_c = 113,3 \cdot 10^3 \text{ см}^3; A_c = 3670 \text{ см}^2;$$

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

$r'$  - відстань від верхньої ядрової точки;

$$r' = W^h_c / A_c; P_2 = 1065,49 \text{ кН}; e_{op} = 45,64 \text{ см.}$$

$$r' = 113,3 \cdot 10^3 / 3670 = 30,87 \text{ см.}$$

$$M_{rp} = 1065,49(45,64 + 30,87) = 81522,7 \text{ кН} \cdot \text{см} = 815,23 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = 0,3 \cdot 1,5 \cdot 113,3 \cdot 10^3 + 81522,7 = 50985 + 81522,7 = 132507 \text{ кН} \cdot \text{см} = 1325,07 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Зовнішній розрахунковий момент  $M = 1406,08 \text{ кН} \cdot \text{м.}$

Зовнішній характеристичний момент  $M = 1278,39 \text{ кН} \cdot \text{м.}$

Таким чином, при використанні розрахункового моменту ( $M = 1406,08 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = 1325,07 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ) тріщини утворюються і треба визначити ширину розкриття тріщин, а при врахуванні характеристичного моменту ( $M = 1278,39 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crc} = 1325,07 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ) тріщини не утворюються.

Максимальна ширина розкриття тріщини для підкранової балки повинна складати 0,2 мм.

#### Розрахунок балки за деформаціями

При розрахунку прогинів балки вважаємо, що тріщини відсутні. Згинаючий момент від постійного навантаження характеристичного значення:

$$M_l = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{10,417 \cdot 11,75^2}{8} = 179,775 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент від кранового навантаження :

$$M_{кр} = M - M_l = 1278,39 - 179,775 = 1098,62 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Кривизна від тривалої дії постійного навантаження:

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M_l \varphi(\infty, 0)}{E_{cm} I_c} = \frac{17977,5 \cdot 2}{3600 \cdot 8,7 \cdot 10^6} = 1,148 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Кривизна від нетривалої дії кранового навантаження:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M_{кр}}{E_{cm} I_c} = \frac{109862}{3600 \cdot 8,7 \cdot 10^6} = 3,5 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Кривизна від вигину від попереднього напруження:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{P_2 e_{0p} \varphi(\infty, 0)}{E_{cm} I_c} = \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 2}{3600 \cdot 8,7 \cdot 10^6} = 3,10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{см}}.$$

Прогин від загального експлуатаційного навантаження:

$$f_m = (k_{m1} \frac{1}{r_1} + k_{m2} \frac{1}{r_2} - k_{m3} \frac{1}{r_3}) l_0^2;$$

$$f_m = (\frac{5}{48} 1,148 \cdot 10^{-6} + 0,1 \cdot 3,5 \cdot 10^{-6} - \frac{1}{8} 3,10 \cdot 10^{-6}) 1175^2 = (0,1196 + 0,35 - 0,38) \cdot 1,175^2 \cdot 10^6 \cdot 10^{-6} = 0,1237 \text{ см}.$$

Якщо  $l/h < 10$ , необхідно враховувати додатковий вплив на прогин поперечної сили  $V$ . В даному випадку  $12/1,4 = 8,5$ .

Повний прогин

$$f_{tot} = f_m [1 + k(h/l)^2]. \quad k = 0,5 / k_{m.серед}.$$

$$k_{m.серед} = (k_{m1} M_l + k_{m2} M_{кр} + k_{m3} P_2 e_{0p}) / (M_l + M_{кр} + P_2 e_{0p});$$

$$k_{m.серед} = \frac{\frac{5}{48} \cdot 179,75 + 0,1 \cdot 1098,62 + 0,125 \cdot 1065,49 \cdot 0,45}{179,75 + 1098,62 + 1065,49 \cdot 0,45} = \frac{18,72 + 109,86 + 59,93}{1757,42} = 0,1073.$$

$$k = 0,5 / 0,1073 = 4,66.$$

$$f_{tot} = 0,1237 [1 + 4,66 \cdot (1,4/12)^2] = 0,1237 (1 + 0,0908) = 0,135 \text{ см}.$$

Відносний дозволений нормами прогин складає:

$$\frac{1}{600}l_0 = \frac{1}{600} \cdot 1175 = 1,958 \text{ см.}$$

Розрахунковий прогин  $f_{tot} = 0,135$  см, тобто він набагато менший допустимого прогину.

### Розрахунок балки на витривалість

Для розрахунку приймається тільки один кран, а його загальний момент перемножується на коефіцієнт  $n = 0,6$ .

Момент від власної ваги балки та рельсу  $M_l = 179,75$  кН·м.

Момент від одного крану в середині прольоту:

$$M'_{кр} = nk_f k_l P l_0,$$

де:  $n = 0,6$ ;  $k_f = 1$ ;  $k_l = 0,33$  (табл.2 додатку 1).

$$M'_{кр} = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,33 \cdot 220 \cdot 11,75 = 511,83 \text{ кН·м.}$$

Напруження в бетоні від сили стиску у крайньому нижньому волокні :

$$\sigma_{ср} = \frac{P_2}{A_c} - \frac{P_2 e_{оп} y_c}{I_c} = \frac{1065,49}{3670} - \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 76,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,7127 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск).}$$

Напруження в бетоні у крайньому верхньому волокні:

$$\sigma'_{ср} = \frac{P_2}{A_c} - \frac{P_2 e_{оп} y'_c}{I_c} = \frac{1065,49}{3670} - \frac{1065,49 \cdot 45,64 \cdot 63,2}{8,7 \cdot 10^6} = - 0,0699 \text{ кН/см}^2 \text{ (розтяг).}$$

Значення напруження в бетоні від зовнішнього навантаження з урахуванням попереднього напруження в загальному вигляді:

$$\sigma_c = \sigma_{ср} \pm \frac{M_y}{I_c}.$$

При присутності крану на балці напруження в нижньому волокні:

$$\sigma_c = \sigma_{ср} - \frac{y_0 M_{\Sigma}}{I_c} = 0,7127 - \frac{(179,75 + 511,83) \cdot 100 \cdot 76,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,1022 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск).}$$

Напруження на верхньому волокні:

$$\sigma'_c = - 0,0699 - \frac{(179,75 + 511,83) \cdot 100 \cdot 63,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,4326 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск).}$$

При відсутності крану на балці і завантаження її тільки власною вагою та попереднім напруженням (нижнє волокно):

$$\sigma_c = 0,7127 - \frac{179,75 \cdot 100 \cdot 76,8}{8,7 \cdot 10^6} = 0,554 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск)}.$$

Для верхнього волокна:

$$\sigma'_c = -0,0699 - \frac{179,75 \cdot 100 \cdot 63,2}{8,7 \cdot 10^6} = 0,0607 \text{ кН/см}^2 \text{ (стиск)}.$$

Коефіцієнт асиметрії циклу:

$$\text{для нижнього волокна: } p_1 = 0,1022/0,554 = 0,1845;$$

$$\text{для верхнього волокна: } p_2 = 0,0607/0,4326 = 0,1403.$$

Якщо на елемент діє циклічне навантаження, коефіцієнт умови роботи для бетону  $\gamma_{c2} = a_{cc}$ ; де  $a_{cc} = 0,8 \div 1,0$  (чим нижче  $p$ , тим менше  $a_{cc}$ ); приймаємо  $a_{cc} = 0,8$ .

$$\text{Допустимі напруження в бетоні } [\sigma_c] = 0,8f_{cd} = 0,8 \cdot 2,2 = 1,98 \text{ кН/см}^2.$$

$$\text{Найбільше напруження в бетоні } 0,554 \text{ кН/см}^2 < 1,98 \text{ кН/см}^2.$$

Тобто витривалість по бетону забезпечена.

Визначаємо витривалість арматури при циклічному навантаженні краном.

Напруження в арматурі  $A_p$  після обтиснення бетону

$$\sigma_p = 730,98 \text{ МПа} = 73,1 \text{ кН/см}^2.$$

Від дії повного завантаження одного крану та власної ваги балки

$$M_{\Sigma} = 179,75 + 511,83 = 691,58 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Визначаємо табличні коефіцієнти  $\alpha_m$  та  $\xi$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{691,58 \cdot 100}{2,2 \cdot 65 \cdot 125^2} = 0,0309; \xi = 0,988.$$

$$A_{s1} = \frac{M}{\xi f_{pd} d} = \frac{691,58 \cdot 100}{0,988 \cdot 111,25 \cdot 125} = 5,03 \text{ см}^2.$$

Напруження в арматурі

$$\sigma_{sp} = \sigma_p + f_{pd} \frac{A_s}{A_{s1}} = 73,1 + 111,25 \cdot 5,03/14,16 = 112,62 \text{ кН/см}^2 > 111,25$$

кН/см<sup>2</sup>.

Від завантаження тільки власною вагою балки:

$$\alpha_m = \frac{17975}{2,2 \cdot 65 \cdot 125^2} = 0,008; \xi = 0,988$$

$$A_{s2} = \frac{17975}{0,988 \cdot 111,25 \cdot 125} = 1,295 \text{ см}^2.$$

Напруження в арматурі:

$$\sigma_{sp} = 73,1 + 111,25 \cdot 1,295/14,16 = 83,27 \text{ кН/см}^2.$$

Коефіцієнт асиметрії циклу

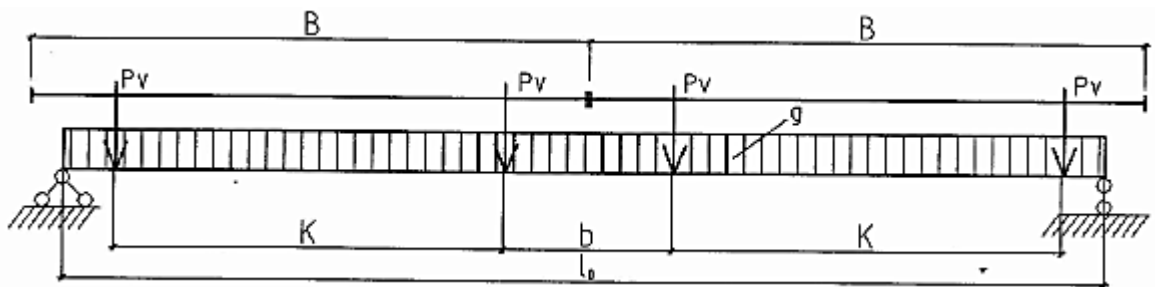
$$p = \frac{\sigma_{s,min}}{\sigma_{s,max}} = \frac{83,27}{112,62} = 0,7394.$$

Допустиме напруження може бути знижене на 10% по відношенню до характеристичного його значення:

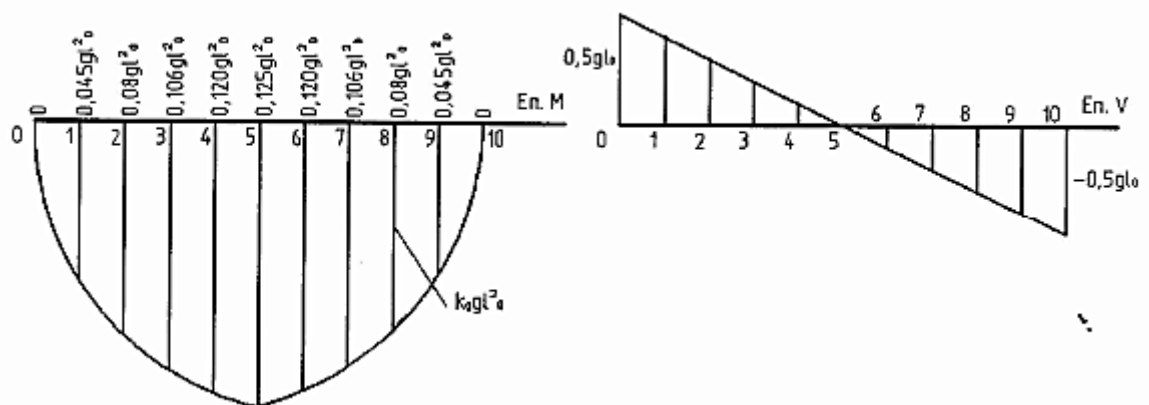
$$[\sigma_p] = 0,9f_{p0,1k} = 0,8 \cdot 1335 = 120,15 \text{ кН/см}^2.$$

Максимальні напруження  $\sigma_{sp} = 112,62 \text{ кН/см}^2$  менші від допустимих напружень  $120,15 \text{ кН/см}^2$ .

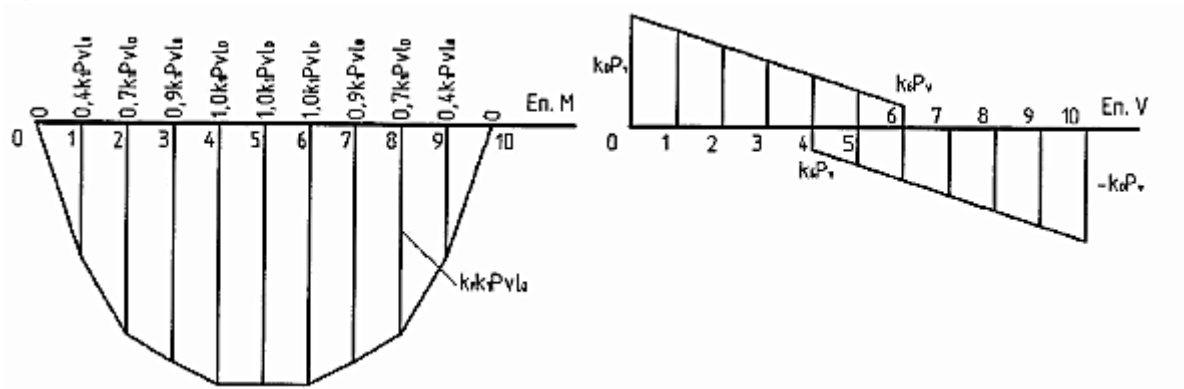
Витривалість по арматурі забезпечена.



Розрахункова схема підкранової балки при завантаженні її двома кранами  
а)



б)



Огинаючи епюри  $M$  та  $V$  для однопрольотної підкранової балки при завантаженні її власною вагою та двома кранами а) від власної ваги; б) від двох кранів

Опорні реакції з урахуванням завантаження сусідніх прольотів

$$R = gl_0 + k_1 P_v.$$

## 4. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

### 4.1. Інженерно-геологічні умови

З метою одержання вихідних даних для розробки проектів фундаментів нашої будівлі та технології її зведення проводимо дослідження.

Отже, основою для фундаментів служать ґрунти:

**ІГЕ-2** – зв’язний із фізико-механічними характеристиками:  $\rho_s = 2,67 \text{ г/см}^3$ ;  
 $\rho = 1,71 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 22 \%$ ;  $\omega_L = 29,0 \%$ ;  $\omega_P = 18,0 \%$ . Товщина шару 5,1...5,6 м.

**ІГЕ-3** – зв’язний ґрунт із фізико-механічними характеристиками:  $\rho_s = 2,69 \text{ г/см}^3$ ;  
 $\rho = 1,95 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 25,3 \%$ ;  $\omega_L = 35 \%$ ;  $\omega_P = 22 \%$ . Товщина шару 1,5 м.

**ІГЕ-4** – пнезв’язний ґрунт фізико-механічними характеристиками:  $\rho_s = 2,60 \text{ г/см}^3$ ;  
 $\rho = 1,97 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 24 \%$ ;  $E = 32 \text{ МПа}$ ;  $\varphi = 35 \text{ град}$ ;  $c = 1 \text{ кПа}$ . Товщина шару 4,6...4,7 м.

**ІГЕ-5** – зв’язний ґрунт із фізико-механічними характеристиками:  $\rho_s = 2,73 \text{ г/см}^3$ ;  
 $\rho = 1,93 \text{ г/см}^3$ ;  $\omega = 31 \%$ ;  $\omega_L = 53,2 \%$ ;  $\omega_P = 30,1 \%$ ;  $E = 12 \text{ МПа}$ ;  $\varphi = 18 \text{ град}$ ;  
 $c = 47 \text{ кПа}$ . Товщина шару 2,7...4,3 м.

Товщина рослинного шару становить 0,4 м.

Рівень підземних вод знаходиться на позначці  $W_L = 105,3 \text{ м}$ .

### 4.2. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Аналізуємо результати лабораторних досліджень ґрунтів.

**ІГЕ-1** – ґрунтово-рослинний шар, товщиною 0,4 м.

**ІГЕ-2** – зв’язний ґрунт, товщиною 5,1...5,6 м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 4.2.1

Таблиця 4.2.1.

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

ІГЕ-2

Фізико-механічні характеристики ґрунту								
$\rho_s$ ,	$\rho$ ,	$W$ ,	$W_L$ ,	$W_P$ ,	$E$ ,	$\varphi$ ,	$c$ ,	Відносне просідання $\epsilon_{st}$ при тиску $p$ , кПа
г/см <sup>3</sup>	г/см <sup>3</sup>	%	%	%	МПа	град.	кПа	

								100	200	300
2,67	1,71	22,0	29,0	18,0	8	16	15	---	---	---

Виразуємо **число пластичності**:  $I_p = W_L - W_P = 29,0 - 18,0 = 11,0 \%$ . Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – суглинок ( $7 < I_p = 11,0 \leq 17$ ).

Виразуємо **показник текучості**:  $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{22,0 - 18,0}{29,0 - 18,0} = 0,36$ . Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **суглинок** називається **тугопластична** ( $I_L = 0,36 > 0,25$ ).

Виразуємо **коефіцієнт пористості**  $e$ :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,67}{1,71} (1 + 0,22) - 1 = 0,90.$$

Виразуємо **коефіцієнт водонасичення**  $S_r$ :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,67 \cdot 0,22}{0,90 \cdot 1,00} = 0,65.$$

**Остаточна назва ґрунту: суглинок тугопластичний.**

Визначаємо **розрахункові характеристики** ґрунту (питому вагу  $\gamma = \rho \cdot g$ ;  $g = 9,81 \approx 10 \text{ м/с}^2$  – прискорення вільного падіння, кут внутрішнього тертя  $\varphi$ , питоме зчеплення  $c$ ) для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів. Розрахункове значення характеристики ґрунту визначаємо за формулою

$$Y = \frac{Y_n}{\gamma_g}, \text{ де}$$

$Y_n$  – нормативне значення характеристики (під час курсового і дипломного проектування **допускається** приймати за  $Y_n$  відповідне значення  $\rho$ ,  $\varphi$ ,  $c$  з табл. 2 і 3);  $\gamma_g$  – коефіцієнт надійності. При визначенні розрахункових значень характеристик для розрахунків за деформаціями (II група граничних станів)  $\gamma_g = 1,0$ . Для розрахунків за несучою здатністю (I група граничних станів)  $\gamma_g = 1,5$  - для питомого зчеплення,  $\gamma_g = 1,15$  – для кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів і  $\gamma_g = 1,1$  – для кута внутрішнього тертя пісків,  $\gamma_g = 1,05$  – для питомої ваги ґрунту.

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,71 \cdot 10}{1,05} = 16,3 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,71 \cdot 10}{1,0} = 17,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{\text{tg} 16}{1,15} = 14^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{\text{tg} 16}{1,0} = 16$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{15,0}{1,5} = 10,0 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{15,0}{1,0} = 15,0 \text{ кПа} .$$

**ІГЕ-3** – зв’язний ґрунт, товщиною 1,5м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 4.2.2.

Таблиця 4.2.2

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

## ІГЕ-3

Фізико-механічні характеристики ґрунту										
$\rho_s,$ $г/см^3$	$\rho,$ $г/см^3$	$W,$ %	$W_L,$ %	$W_P,$ %	$E,$ МПа	$\varphi,$ град.	$c,$ кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску $p,$ кПа		
								100	200	300
2,69	1,95	25,3	35,0	22,0	14	23	25	---	---	---

Вираховуємо **число пластичності**:  $I_p = W_L - W_P = 35,0 - 22,0 = 13,0\%$ . Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – суглинок ( $7 < I_p = 13 \leq 17$ ).

Вираховуємо **показник текучості**:  $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{25,3 - 22,0}{35,0 - 22,0} = 0,254$ . Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **суглинок** називається **туго пластичний** ( $I_L = 0,254 > 0,25$ ).

Вираховуємо **коефіцієнт пористості**  $e$ :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,69}{1,95} (1 + 0,253) - 1 = 0,73 .$$

Вираховуємо **коефіцієнт водонасичення**  $S_r$ :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,69 \cdot 0,253}{0,73 \cdot 1,00} = 0,93.$$

**Остаточна назва ґрунту: суглинок тугопластичний.**

Визначаємо **розрахункові характеристики ґрунту** для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

Отже,

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,95 \cdot 10}{1,05} = 18,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,95 \cdot 10}{1,0} = 19,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{\text{tg} 23}{1,15} = 20^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{\text{tg} 23}{1,0} = 23^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{25}{1,5} = 16,7 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{25,0}{1,0} = 25,0 \text{ кПа}.$$

**ІГЕ-4 – незв'язний ґрунт**, товщиною 4,6...4,7м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 4.2.3.

Таблиця 4.2.3

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

#### ІГЕ-4

Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
≥ 10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	E, МПа	$\varphi$ , град	c, кПа
---	---	17,0	13,0	28,0	14,0	12,0	12,0	4,0	---	2,60	1,97	24,0	32	35	1

Це незв'язний ґрунт, в складі якого є 58% частинок крупніших 0,25мм (17,0+13,0+28,0=58%>50%). Згідно з табл. Б10 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – **пісок середньої крупності**.

Вираховуємо **коефіцієнт пористості e** :

$$e = \frac{2,60}{1,97} (1 + 0,24) - 1 = 0,64. \text{ Згідно з табл. Б18 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що}$$

**пісок середньої крупності буде середньої щільності** ( $0,55 \leq e = 0,64 \leq 0,70$ ).

Вираховуємо **коефіцієнт водонасичення  $S_r$**  :

$$S_r = \frac{2,6 \cdot 0,24}{0,64 \cdot 1,00} = 0,975. \text{ Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що}$$

**пісок є насиченим водою** ( $0,8 < S_r = 0,975 \leq 1,0$ ).

**Остаточна назва ґрунту: пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою.**

Визначаємо **розрахункові характеристики ґрунту** для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,97 \cdot 10}{1,05} = 18,76 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,97 \cdot 10}{1,0} = 19,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{\text{tg} 35}{1,1} = 32^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\text{tg} \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{\text{tg} 35}{1,0} = 35^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{1,0}{1,5} = 0,67 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{1,0}{1,0} = 1,0 \text{ кПа}.$$

**ІГЕ-5 – зв'язний ґрунт**, товщиною 2,7...4,3м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 4.2.4.

Таблиця 4.2.4.

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

#### ІГЕ-5

Фізико-механічні характеристики ґрунту										
$\rho_s,$ г/см <sup>3</sup>	$\rho,$ г/см <sup>3</sup>	$W,$ %	$W_L,$ %	$W_P,$ %	$E,$ МПа	$\varphi,$ град.	$c,$ кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{st}$ при тиску $p,$ кПа		
								100	200	300
2,73	1,93	31,0	53,2	30,1	12	18	47	---	---	---

Вираховуємо **число пластичності**:  $I_p = W_L - W_P = 53,2 - 30,1 = 23,1\%$ . Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – **глина** ( $I_p = 23,1 \geq 17$ ).

Вираховуємо **показник текучості**:  $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{31,0 - 30,1}{53,2 - 30,1} = 0,04$ . Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що **глина** називається **напівтверда** ( $0 \leq I_L = 0,04 \leq 0,25$ ).

Виразуємо коефіцієнт пористості  $e$ :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,73}{1,93} (1 + 0,31) - 1 = 0,85.$$

Виразуємо коефіцієнт водонасичення  $S_r$ :

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,73 \cdot 0,31}{0,85 \cdot 1,00} = 0,996.$$

**Остаточна назва ґрунту:** глина напівтверда.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,93 \cdot 10}{1,05} = 18,4 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,93 \cdot 10}{1,0} = 19,3 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 18}{1,15} = 16^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 18}{1,0} = 18^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{47,0}{1,5} = 31,3 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{47,0}{1,0} = 47,0 \text{ кПа}$$

Отримані дані про фізико-механічні характеристики ґрунтів заносимо в таблицю 4.2.5 і викреслюємо план будмайданчика та інженерно-геологічний розріз (аркуш 7).

Таблиця 4.2.5

## Фізико-механічні характеристики ґрунтів будівельного майданчика

№ ґЕ	Назва ґрунту	Товщина ґЕ, м	Основні фізичні					Похідні фізичні характеристики						Міцнісні				Деформативні				
			$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$W$ , %	$W_L$ , %	$W_P$ , %	$I_P$ , %	$I_L$ , д.о.	$e$ , д.о.	$S_r$ , д.о.	$\gamma_1$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{II}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\varphi_I$ , град	$\varphi_{II}$ , град	$c_I$ , кПа	$c_{II}$ , кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{st}$ при тиску $p$ , кПа			$E$ , кПа	
			100	200	300																	
ґЕ-1	ґрунтово-рослинний	0,4	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
ґЕ-2	Суглинок тугопластичний	5,1...5,6	2,67	1,71	22,0	29,0	18,0	11,0	0,36	0,90	0,65	16,3	17,1	14	16	10	15	---	---	---	8000	
ґЕ-3	Суглинок тугопластичний	1,5	2,69	1,95	25,3	35,0	22,0	13,0	0,25	0,73	0,93	18,6	19,5	20	23	16,7	25	---	---	---	14000	
ґЕ-4	Пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	4,6...4,7	2,60	1,97	24,0	---	---	---	---	0,64	0,98	18,8	19,7	33	35	0,67	1	---	---	---	32000	
ґЕ-5	Глина напівтверда	2,7...4,3	2,73	1,93	31,0	53,2	30,1	23,1	0,04	0,85	0,99	18,4	19,3	16	18	31,3	47	---	---	---	12000	

### 4.3. Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика

Для будівництва виділено вільний від забудови майданчик прямокутної форми в плані розмірами  $b=72,75\text{м}$ ,  $l=90,75\text{м}$ . За аналізом результатів лабораторних досліджень встановлено, що геолого-літологічна будова майданчика має такий вигляд:

**ІГЕ-1** – ґрунт рослинний, товщиною 0,4м;

**ІГЕ-2** – суглинок тугопластичний, товщиною 5,1...5,6м;

**ІГЕ-3** – суглинок туго пластичний, товщиною 1,5м;

**ІГЕ-4** – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, товщиною 4,6...4,7 м;

**ІГЕ-5** – глина напівтверда, товщиною 2,7...4,3м;

Ґрунтові води знайдені на глибині 5,5...6м.

#### Рекомендації

1. У випадку спорудження фундаментів мілкого закладення основою буде слугувати **ІГЕ-2** – суглинок тугопластичний.
2. У випадку спорудження пальових фундаментів палі доцільно занурювати в **ІГЕ-4** – пісок середньої крупності, середньої щільності насичений водою або **ІГЕ-5** – глина напівтверда .

#### 4.4. Визначення навантажень на основи фундаментів

Вантажна площа на фундамент на перетині осей “7” та”А” (див. рис. 4.3.1).

$$A_{7-A} = 12 \cdot 12 = 144 \text{ м}^2$$

Вантажна площа на фундамент на перетині осей “7” та”Д” (див. рис. 4.3.1).

$$A_{7-D} = 12 \cdot 24 = 288 \text{ м}^2$$

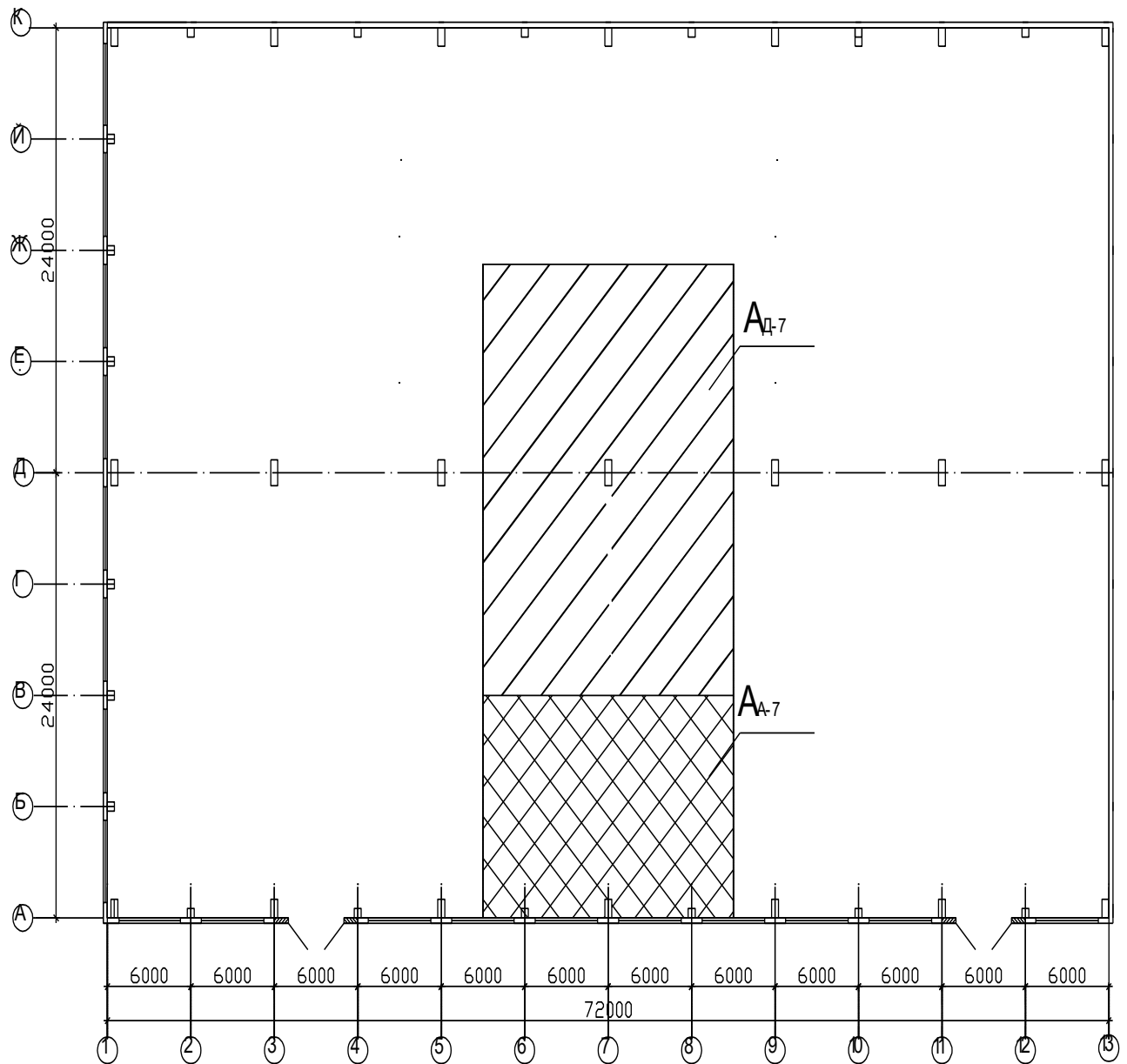


Рис. 4.3.1. Схема визначення вантажних площ



<b><u>Фундамент в осях "А" та "7"</u></b>				
<b><u>Вантажна площа 12*12=144 м<sup>2</sup></u></b>				
<b><u>Постійні навантаження</u></b>				
<b>1</b>	<b>Вага покриття</b>	<b>N<sub>п</sub>, кН</b>	<b>γ<sub>ф</sub></b>	<b>N<sub>г</sub>, кН</b>
	<b>-чотири шари руберойду на бітумній мастиці:</b> $\delta=(0,004+0,002)*4=0,024$ ; $\gamma=6$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,024*6=0,144$	0,144	1,3	0,187
	<b>-шар гравію:</b> $\delta=0,020$ ; $\gamma=20$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,020*20=0,400$	0,400	1,3	0,520
	<b>-плитний утеплювач:</b> $\delta=0,15$ ; $\gamma=4$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,15*4=0,600$	0,600	1,3	0,780
	<b>-пароізоляція-шар руберойду</b> $\delta=0,006$ м; $\gamma=6$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,006*6=0,036$	0,036	1,3	0,047
	<b>-залізобетонна плита:</b> 1,75кН/м <sup>2</sup>	1,75	1,1	1,93
	<b>Σ</b>	2,93		3,46
	<b>*А<sub>А-7</sub></b>	<b>421,92</b>		<b>498,24</b>
<b>2</b>	<b>Вага ферми покриття:</b> 125/2=62,50	<b>62,50</b>	1,1	<b>68,75</b>
<b>3</b>	<b>Вага колони</b>	<b>90,20</b>	1,1	<b>99,22</b>
<b>4</b>	<b>Вага стінових панелей:</b> ((12*14,1*0,3)- (5,4*4,5+0,5*4,5))*8=193,68/2-96,84	<b>96,84</b>	1,1	<b>106,52</b>
<b>5</b>	<b>Вага віконних блоків:</b> 1,5+0,5=2,00	<b>2,00</b>	1,1	<b>2,20</b>
<b>6</b>	<b>Вага фундаментної балки</b>	<b>14,00</b>	1,1	<b>15,40</b>
<b><u>Тимчасові навантаження</u></b>				
<b>1</b>	<b>Снігове для розрахунків:</b>			
	<b>-за ІІ-ю групою граничних станів:</b> $S_p=(0,4*S_0-$ $\bar{S})C=0,4*1,34-0,16)*1=0,376$ ; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$ ; $0,376*144*0,95=51,44$	<b>51,44</b>		
	<b>-за І-ю групою граничних станів:</b> $S_m=\gamma_{fm}*S_0*C=1,14*1,34*1,0=1,528$ ; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$ ; $1,528*144=220,03$			<b>220,03</b>
<b>2</b>	<b>Кранове для розрахунку:</b>			
	<b>-за ІІ групою граничних станів:</b> $(200/2+200/2)*\gamma_{fe}*\psi=200*1*0,95=190,00$	<b>190,00</b>		
	<b>-за І групою граничних станів:</b> $(200/2+200/2)*\gamma_{fm}*\psi=200*1,1*0,90=198,00$			<b>198,00</b>

	<b>Всього на фундамент на осях "А" та "7"</b>	<b>928,90</b>		<b>1208,36</b>
<b><u>Фундамент в осях "Д" та "7"</u></b>				
<b><u>Вантажна площа 12*24=288 м<sup>2</sup></u></b>				
<b><u>Постійні навантаження</u></b>				
<b>1</b>	<b>Вага покриття</b>			
	-чотири шари руберойду на бітумній мастиці: $\delta=(0,004+0,002)*4=0,024$ ; $\gamma=6$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,024*6=0,144$	0,144	1,3	0,187
	-шар гравію: $\delta=0,020$ ; $\gamma=20$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,020*20=0,400$	0,400	1,3	0,520
	-плитний утеплювач: $\delta=0,15$ ; $\gamma=4$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,15*4=0,600$	0,600	1,3	0,780
	-пароізоляція-шар руберойду $\delta=0,006$ м; $\gamma=6$ кН/м <sup>3</sup> ; $0,006*6=0,036$	0,036	1,3	0,047
	-залізобетонна плита: $1,75$ кН/м <sup>2</sup>	1,75	1,1	1,93
	<b>Σ</b>	2,93		3,46
	<b>*АД-7</b>	<b>843,84</b>		<b>996,48</b>
<b>2</b>	<b>Вага ферми покриття: 125/2=62,50</b>	<b>62,50</b>	1,1	<b>68,75</b>
<b>3</b>	<b>Вага колони</b>	<b>97,20</b>	1,1	<b>106,92</b>
<b><u>Тимчасові навантаження</u></b>				
<b>1</b>	<b>Снігове для розрахунків:</b>			
	-за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4*S_0-\bar{S})C=0,4*1,34-0,16)*1=0,376$ ; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$ ; $0,376*288*0,95=102,87$	<b>102,87</b>		
	-за I-ю групою граничних станів: $S_m=\gamma_{fm}*S_0*C=1,14*1,34*1,0=1,528$ ; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$ ; $1,528*288=440,06$			<b>440,06</b>
<b>2</b>	<b>Кранове для розрахунку:</b>			
	-за II групою граничних станів: $(200/2+200/2)*\gamma_{fe}*\psi=200*1*0,95=190,00$	<b>190,00</b>		
	-за I групою граничних станів: $(200/2+200/2)*\gamma_{fm}*\psi=200*1,1*0,90=198,00$			<b>198,00</b>
	<b>Всього на фундамент на осях "Д" та "7"</b>	<b>1296,41</b>		<b>1810,21</b>

## 4.5. Проектування основ фундаментів мілкового закладення

### 4.5.1. Визначення глибини закладення фундаментів

При проектуванні фундаментів слід дотримуватись такого основного принципу: конструкція в першу чергу повинна бути надійна.

Визначаємо глибину закладення фундаменту, виходячи з глибини сезонного промерзання ґрунтів.

Отже, розрахункову глибину промерзання ґрунту визначаємо за формулою  $d_f = k_h \cdot d_{fn}$ , де

$k_h = 1,1$  - враховуємо ймовірність припинення будівництва на зимовий період

(табл. Г.1 ДБН В.2.1-10-2009);

$d_{fn}$  - нормативна глибина промерзання ґрунту, яку визначаємо за формулою  $d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}$ , де

$d_0 = 0,23 \text{ м}$  – прийнято як для глин та суглинків .

Згідно з з табл.1 СНиП 2.01.01-82 для м. Павлоград сума абсолютних значень середньомісячних від'ємних температур за зиму становить: .

$$M_t = 3,1 + 5,4 + 4,8 = 13,3$$

$$\text{Отже } d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \cdot \sqrt{13,3} = 0,84 \text{ м.}$$

Розрахункова глибина промерзання ґрунту становитиме  $d_f = 1,1 \cdot 0,84 = 0,92 \text{ м.}$

### 4.5.2. Конструювання тіла фундаменту

Збірний центрально навантажений фундамент під колону конструюємо у вигляді суцільного блоку, що складається з плити і підколонника (рис. 3.4.1) і проектуємо квадратним в плані.

Верх фундаменту (верх підколонника) приймаємо на глибині 150мм від рівня підлоги першого поверху, тобто на відмітці -0,15.

Відстань між подошвою і верхом обрізу фундаменту складає його висоту ***H***.

Попередньо висоту фундаменту призначаємо з таких міркувань:

1) з умов замурування колони у фундаменті:

$$H \geq h_c \cdot 2 + 250\text{мм} = 400 \cdot 2 + 250 = 950\text{мм},$$

де  $h_c = 400\text{мм}$  – розмір поперечного перерізу колони;  $250\text{мм}$  – мінімально допустима товщина днища фундаменту під колоною;

2) виходячи з вимог анкерування стиснутої арматури в стакані фундаменту:

$$H \geq n \cdot d + 250\text{мм} = 15 \cdot 12 + 250\text{мм} = 430\text{мм},$$

де  $d=12\text{мм}$  – діаметр поздовжньої арматури колони;  $n = 15$  при бетоні класу В15 і арматурі колони класу А600,  $n = 10$  при В20 і вище і А600,  $n = 18$  при В15 і А400,  $n = 15$  при В20 і вище і А400.

3) за заданою з конструктивних міркувань відміткою підосви фундаменту

$$H \geq H_1 - 150\text{мм} = 1800 - 150 = 1650\text{мм};$$

4) за нормативною глибиною промерзання ґрунту

$$H \geq H_n + 150\text{мм} - 150\text{мм} = H_n = 1400\text{мм},$$

де  $150\text{мм}$  – у першому випадку величина, яку додають до нормативної глибини промерзання, а у другому – відстань від нульової відмітки до верху обрізу фундаменту.

З чотирьох отриманих значень вибираємо максимальне і заокруглюємо його у більшу сторону кратно 300мм.

Отже, призначаємо висоту тіла фундаменту  $H = 1800\text{мм}$ . Тоді його глибина закладання становитиме  $H_{\text{закл.}} = 1800 + 150 = 1950\text{мм}$ .

Необхідна площа підосви фундаменту при  $\gamma_f = 1$ :

$$A = \frac{N_{\text{ser}}}{R_0 - \rho_m \cdot H_{\text{закл.}}} = \frac{956 \cdot 10^3}{0,25 \cdot 10^6 - (20 \cdot 1,95) \cdot 10^3} = 4,53\text{м}^2$$

де  $N_{\text{ser}} = N/\gamma_f^m = 1110/1,15 = 965 \text{кН}$  – нормативне навантаження на фундамент ( $\gamma_f^m = 1,15$  – усереднений коефіцієнт надійності щодо навантаження);  $R_0 = 0,25 \text{МПа}$  – умовний розрахунковий опір ґрунту основи;

$\rho=20$  кН/м – усереднена об’ємна вага залізобетону і ґрунту;  $H_{закл}$  – глибина закладання фундаменту.

При квадратному плані фундаменту його розміри будуть:

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{4,53} = 2,13\text{ м}$$

Отримане значення приймається кратним 250 мм. Приймаємо  $a = b = 2,25\text{ м}$ .

Визначаємо розрахунковий тиск на ґрунт:

$$P_g = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{1110}{2,25 \cdot 2,25} = 220\text{ кН/м}^2$$

Робоча висота плитної частини фундаменту:

$$h_0 = -\frac{h_{cf}}{2} + 1/2 \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_g}} = -\frac{850}{2} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{1110 \cdot 10^3}{0,75 + 0,22}} = 110\text{ мм},$$

де  $h_{cf} = h_c + 500 = 400 + 450 = 850\text{ мм}$  - розмір сторони підколонника, мм (приймається конструктивно, див. рис. 3.4.1).

Повна висота плитної частини фундаменту, з урахуванням захисного шару 70 мм,  $h = h_0 + 70 = 110 + 70 = 180\text{ мм}$ , приймається кратною 150 мм і не менш за 600 мм. Приймаємо для нашого випадку висоту плитної частини фундаменту  $h=600\text{ мм}$ .

Глибину стакана фундаменту призначають з умови:

$$h_{ст} = 2h_c + 50 = 2 \cdot 400 + 50 = 850\text{ мм},$$

де  $h_c$  - більший розмір поперечного перерізу колони.

Стінки стакана повинні мати товщину не менше як 150 мм. Зазор між колоною і стінкою стакана вверху приймають 75 мм, внизу 50 мм.

За обрахованими вище даними конструюємо тіло фундаменту (див. рис. 2.18 і додаток 22).

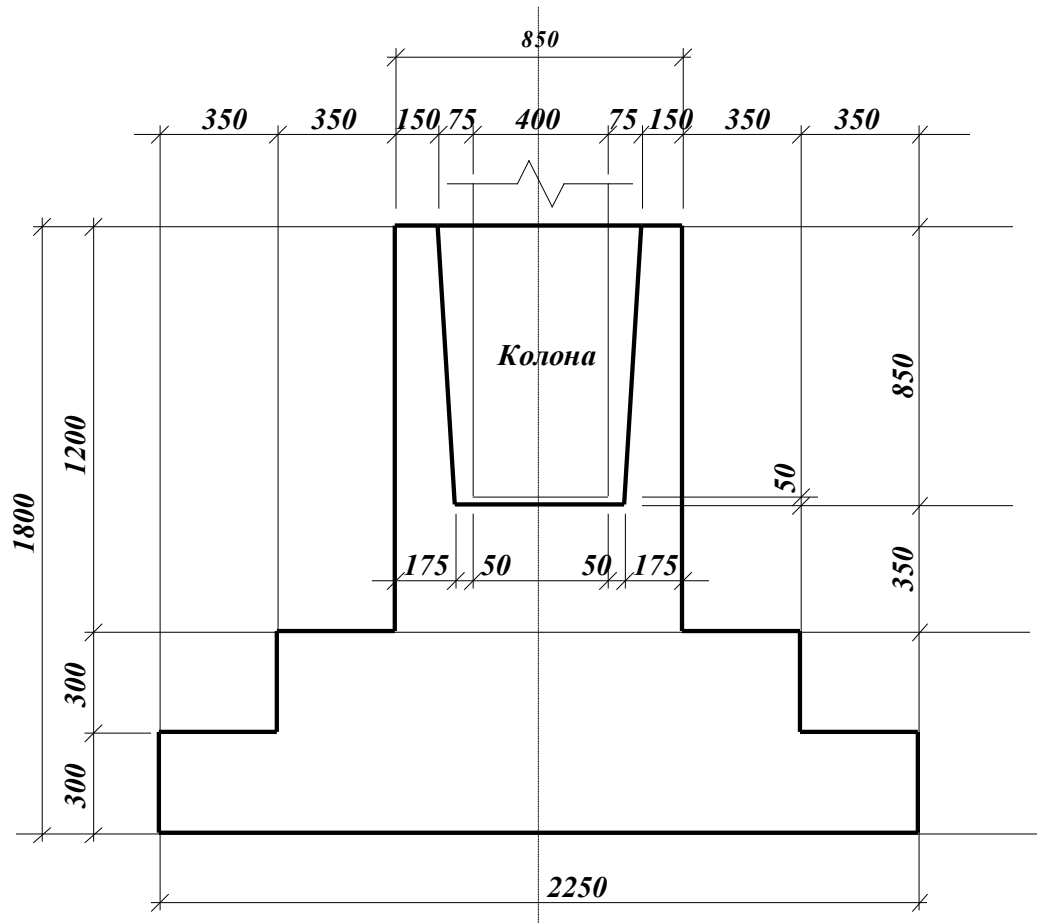


Рис. 4.4.1 Опалубкове креслення фундаменту

Перевіряємо висоту нижнього уступу за умовою міцності на поперечну силу без поперечного армування в нахилому перерізі:

$$Q \leq 0,6 \cdot R_{bt} \cdot h_{01} \cdot b$$

де  $Q = 0,5 \cdot (a - h_c - 2 \cdot h_0) \cdot P_g = 0,5 \cdot (2,25 - 0,4 - 2 \cdot 0,53) \cdot 220 = 86,9 \text{ кН}$ ;

$a$  – розмір підшви фундаменту;  $h_c$  – розмір поперечного перерізу колони;  $h_0$  – робоча висота плитної частини фундаменту;  $h_0 = 600 - 70 = 530 \text{ мм}$ ;  $h_{01}$  – робоча висота нижнього уступу фундаменту:  $h_{01} = 300 - 70 = 230 \text{ мм}$ ;  $b = 1000 \text{ мм}$  – ширина розрахункового прямокутного перерізу.

Тоді  $Q = 86,9 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,6 \cdot 0,75 \cdot 230 \cdot 1000 = 103500 \cdot 10^3 \text{ Н}$  – умова міцності виконується.

За конструктивними особливостями будівлі фундаменти під двогілкові колони з глибиною защемлення колони у фундаменті 0,95 м і враховуючи те, що фундамент двоступінчастий приймаємо глибину закладення  $d=1,8$  м.

#### 4.5.3. Визначення розмірів підшви фундаментів

Стовпчастий фундамент на перетині осей "А" і "7". Глибина закладення фундаменту  $d = 1,8$  м. Навантаження на рівні планувальної відмітки:  $N_{II} = 928,9$  кН;  $Q_{II} = 85$  кНм;  $M_{II} = 170$  кНм.

Визначаємо в першому наближенні площу підшви стовпчастого фундаменту за формулою:  $A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma d}$ , прийнявши  $R_0 = 180$  кПа.

$$A = \frac{928,9}{180 - 20 \cdot 1,8} = 6,45 \text{ м}^2.$$

Приймаємо найближчий більший по площі типовий фундамент за серією 1.412-2/77 з розмірами підшви  $b \times l = 2,4 \times 3,0$  м,  $A = 7,2 \text{ м}^2$ .

Уточнюємо розрахунковий опір  $R$  за формулою:

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

складові, які входять в цю формулу:  $\gamma_{c1} = 1,2$ ,  $\gamma_{c2} = 1,0$ ;  $k_z = 1$ .

Оскільки обчислена ширина підшви фундаменту  $b = 2,4 < 10$  м, то усереднене значення міцнісних характеристик ( $\phi$ ,  $c$ ) і питомої ваги  $\gamma$  ґрунту, який залягає нижче підшви фундаменту, визначаємо в межах глибини

$z = b/2 = 2,4/2 = 1,2$  м. Для подальших розрахунків приймаємо:  $\phi_{II} = 16^0$ ,  $c_z = 15$  кПа,  $\gamma_{II} = 17,1$ ,  $M_\gamma = 0,36$ ,  $M_q = 2,43$ ,  $M_c = 4,99$ ;  $\gamma'_{zz} = 17,1$  кН/м<sup>3</sup>; Отже,

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} \cdot [0,36 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 17,1 + 2,43 \cdot 1,8 \cdot 17,1 + 4,99 \cdot 15] = 197,3 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо виконання першої умови виразу:

$$p = \begin{cases} \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d \leq R \\ p_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d + \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot h}{W} \leq 1,2R \\ p_{\min} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d - \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot h}{W} \geq 0 \end{cases}$$

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d = \frac{928,9}{7,2} + 20 \cdot 1,8 = 161,0 \text{ кПа} < R = 197,3 \text{ кПа.}$$

Умова виконується. Перевіряємо виконання другої умови виразу

$$p_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d + \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot h}{W} = \frac{928,9}{7,2} + 20 \cdot 1,8 + \frac{170 + 85 \cdot 1,8}{(2,4 \cdot 3,0^2)/6} = 254,7 \text{ кПа}$$

$$> 1,2R = 236,8 \text{ кПа}$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-2/77 з розмірами підшви  $b \times l = 2,7 \times 3,3 \text{ м}$ ,  $A = 8,91 \text{ м}^2$  і знову перевіряємо виконання цієї умови.

$$p_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d + \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot h}{W} = \frac{928,9}{8,91} + 20 \cdot 1,8 + \frac{170 + 85 \cdot 1,8}{(2,7 \cdot 3,3^2)/6} = 206,2 \text{ кПа}$$

$$< 1,2R = 239,4 \text{ кПа}$$

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} \cdot [0,36 \cdot 1,0 \cdot 2,7 \cdot 17,1 + 2,43 \cdot 1,8 \cdot 17,1 + 4,99 \cdot 15] = 199,5 \text{ кПа.}$$

Умова виконується. Перевіряємо виконання третьої умови виразу

$$p_{\min} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma} \cdot d - \frac{M_{II} + Q_{II} \cdot h}{W} = \frac{928,9}{8,91} + 20 \cdot 1,8 - \frac{170 + 85 \cdot 1,8}{(2,7 \cdot 3,3^2)/6} = 74,3 \text{ кПа} > 0$$

Умова виконується. Остаточо приймаємо типовий фундамент з розмірами підшви в плані  $b \times l = 2,7 \times 3,3 \text{ м}$ , висотою  $h = 1,8 \text{ м}$ , марка фундаменту ФГ10-п.

Стовпчастий фундамент на перетині осей "Д" і "7". Глибина закладення фундаменту  $d = 1,8 \text{ м}$ . Навантаження на рівні планувальної відмітки:  $N_{II} = 1296,41 \text{ кН}$ .

Визначаємо в першому наближенні площу підшви стовпчастого фундаменту за формулою:  $A = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma d}$ , прийнявши  $R_0 = 180 \text{ кПа}$ .

$$A = \frac{1296,41}{180 - 20 \cdot 1,8} = 9,0 \text{ м}^2.$$

Приймаємо найближчий більший по площі типовий фундамент за серією 1.412-2/77 з розмірами підшви  $b \times l = 3,0 \times 3,6 \text{ м}$ ,  $A = 10,8 \text{ м}^2$

Уточнюємо розрахунковий опір  $R$  за формулою:

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

складові, які входять в цю формулу:  $\gamma_{c1} = 1,2$ ,  $\gamma_{c2} = 1,0$ ;  $k_z = 1$

Оскільки обчислена ширина підшви фундаменту  $b = 3,0 < 10 \text{ м}$ , то усереднене значення міцнісних характеристик ( $\phi$ ,  $c$ ) і питомої ваги  $\gamma$  ґрунту, який залягає нижче підшви фундаменту, визначаємо в межах глибини

$z = b/2 = 3,0/2 = 1,5 \text{ м}$ . Для подальших розрахунків приймаємо:  $\phi_{II} = 16^\circ$ ,  $c_z = 15 \text{ кПа}$ ,  $\gamma_{II} = 17,1$ ,  $M_\gamma = 0,36$ ,  $M_q = 2,43$ ,  $M_c = 4,99$ ;  $\gamma'_{z2} = 17,1 \text{ кН/м}^3$ ; Отже,

$$R = \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,0} \cdot [0,36 \cdot 1,0 \cdot 3,0 \cdot 17,1 + 2,43 \cdot 1,8 \cdot 17,1 + 4,99 \cdot 15] = 201,7 \text{ кПа}.$$

Перевіряємо виконання умови:  $p = \frac{N_{II}}{A} + \gamma \cdot d \leq R$ .

$$p = \frac{1296,41}{10,8} + 20 \cdot 1,8 = 156,0 \text{ кПа} < R = 201,7 \text{ кПа}$$

Умова виконується. Остаточо приймаємо типовий фундамент з розмірами підшви в плані  $b \times l = 3,0 \times 3,6 \text{ м}$ , висотою  $1,8 \text{ м}$ , марка фундаменту ФГ11-п

#### 4.5.4. Визначення деформацій фундаментів

Розрахунки осідань фундаментів будемо вести методом пошарового підсумовування.

Стовпчастий фундамент на перетині осей "А" і "7". Визначаємо вихідні дані:

- тиск на рівні підшви фундаменту:

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \gamma \cdot d = \frac{928,9}{8,91} + 20 \cdot 1,8 = 140,3 \text{ кПа} < R = 199,5 \text{ кПа.};$$

- додаткові напруження в ґрунті на рівні підшви фундаменту  
 $p_0 = p - \sigma_{zg0} = 140,3 - 17,1 \cdot 1,8 = 109,47 \text{ кПа};$
- товщина розрахункового шару  $h_i = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 2,7 = 1,08 \text{ м};$   
Подальші розрахунки ведемо в табличній формі.

Стовпчастий фундамент на перетині осей "Д" і "7". Визначаємо

вихідні дані:

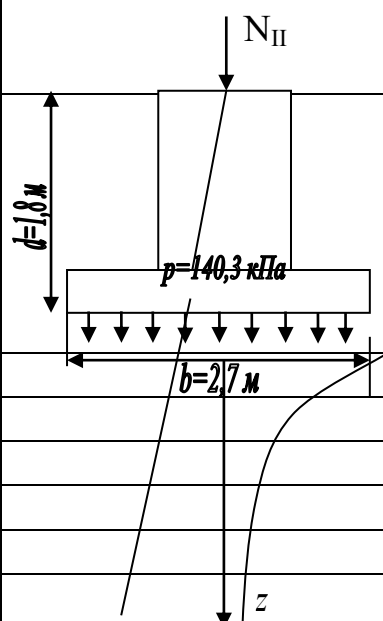
- тиск на рівні підшви фундаменту:

$$p = \frac{1296,41}{10,8} + 20 \cdot 1,8 = 156,0 \text{ кПа} < R = 201,7 \text{ кПа};$$

- додаткові напруження в ґрунті на рівні підшви фундаменту  
 $p_0 = p - \sigma_{zg0} = 156,0 - 17,1 \cdot 1,8 = 125,26 \text{ кПа};$
- товщина розрахункового шару  $h_i = 0,4 \cdot b = 0,4 \cdot 3,0 = 1,2 \text{ м};$   
Подальші розрахунки ведемо в табличній формі.

Таблиця 4.4.1

До розрахунку осідання стовпчастого фундаменту на перетині осей "А" і "7"

№ ПЕ	Назва ПЕ	Товщина ПЕ, м	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$\dot{A}$ , кПа		$h_i$ , м	$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i$ , кПа	$z_i$ , м	$\xi = 2z/b$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0$ , кПа	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$S_i$ , см
ПЕ-2	Суглино к тугоплас тичний	5,1	17,1		1,80	30,78	0,00	0,00	1,000	109,47	----	----	
					8000	1,08	49,25	1,08	0,80	0,812	88,89	99,18	1,07
						1,08	67,72	2,16	1,60	0,470	51,45	70,17	0,76
						1,08	86,19	3,24	2,40	0,274	29,99	40,72	0,44
						0,06	87,22	3,30	2,44	0,268	29,34	29,67	0,02
ПЕ-3	Суглино к тугоплас тичний	1,5	9,58		1,08	97,57	4,80	3,24	0,170	18,61	24,14	0,15	
					14000							$\Sigma$	2,44

Сумарне осідання фундаменту  $S = 2,44$  см, що менше гранично допустимої величини  $S_u = 10$  см.

Таблиця 4.4.2

До розрахунку осідання стовпчастого фундаменту на перетині осей “Д” і “7”

№ ПГЕ	Назва ПГЕ	Товщина ПГЕ, $m$	$\gamma$ , кН/ $m^3$	$\bar{A}$ , кПа	$h_i$ , м	$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i$ , кПа	$z_i$ , м	$\xi = 2z/b$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0$ , кПа	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$S_i$ , см	
ПГЕ-2	Суглинок тугопласт ичний	5,1	17,1	8000		1,80	30,78	0,00	0,00	1,000	125,26	----	----
						1,20	51,30	1,20	0,80	0,824	103,21	114,24	1,37
						1,20	71,82	2,40	1,60	0,491	61,50	82,36	0,99
						0,90	87,21	3,30	2,20	0,333	41,71	51,61	0,46
						1,20	98,71	4,50	3,00	0,201	25,18	33,45	0,23
ПГЕ-3	Суглинок тугопласт ичний	1,5	9,58	14000	0,30	101,58	4,80	3,20	0,185	23,17	24,18	0,10	
					1,20	113,06	6,00	4,00	0,127	15,91	19,54	0,06	
ПГЕ-4	Пісок середньої крупності	4,7	9,57	32000							$\Sigma$	3,21	

Сумарне осідання фундаменту  $S = 3,21$  см, що менше гранично допустимої величини  $S_u = 10$  см.

## 5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

### 5.1. ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА НА МОНТАЖ КОРОТКОЇ ЦИЛІНДРИЧНОЇ ОБОЛОНКИ

Технологічна карта розроблена на монтаж короткої циліндричної оболонки, яка складається з залізобетонних елементів: ферма-діафрагма, плита-оболонка, бортовий елемент для одноповерхової промислової будівлі з наступними параметрами:

- довжина – 72 м;
- ширина – 24 м;
- висота – 14,1 м;
- кількість поверхів – 1;
- товщина зовнішніх стін – 0,30 м;

Температурний режим території забудови характеризують:

- середньорічна температура зовнішнього повітря  $t_{\text{річ.сер}}=6,9$  °С;
- середня температура повітря найбільш холодного місяця (січня)  $t=5,4$  °С;
- середня температура повітря найбільш теплого місяця (липня)  $t=18,5$  °С;
- абсолютна максимальна температура повітря  $t_{\text{max}}= 38$  °С;
- абсолютна мінімальна температура повітря  $t_{\text{min}}= -33$  °С;

Будівництво відбувається в м. Павлоград. Початок виконання робіт по монтажу конструкцій покриття 2 липня 2025 р. Монтаж виконується краном краном МКТ-40 (виліт стріли 25 м) і бригадою робітників в складі 6 чоловік.

Запроектована кількість змін – 2

Для монтажу оболонки виконати наступні роботи:

1. Монтаж ферм-діафрагм.
2. Монтаж бортових елементів.
3. Влаштування стикових накладок.
4. Вкладання плит-оболонок.
5. Заповнення швів плит-оболонок.

### 5.1.1. Організація і технологія будівельного виробництва

1. До початку монтажу оболонки повинні бути закінчені наступні роботи:

- перевірено якість конструкцій, їх розміри і розташування закладних деталей;
- підготовлені місця опирання;
- конструкції оснащені необхідними монтажними пристосуваннями;
- нанесені риси настановних поздовжніх осей на фермах-діафрагмах і опорних поверхнях колон;
- підготовлені майданчики для складування та роботи крана;
- конструкції перевезені і розміщені на приоб'єктному складі;
- в зону монтажу доставлено необхідні випробувані монтажні вироби, пристосування та інструменти.

2. До підйому ферми з фермовозу і плити-оболонки з плитовозу потрібно:

- прикріпити до ферми інвентарну розпірку і відтягнення ;
- призвести строповку ферм за допомогою траверси, а плит покриття за допомогою стропа;
- перевірити стійкість крана, відповідність вильоту стріли із заданою вантажопідйомністю, вертикальність і надійність стропування після натягу вантажних канатів.

3. Ферми, подані на місце монтажу, повинні надійно прикріплюватися до колон, за допомогою анкерних болтів, випущених з колон, розчалками або інвентарними розпірками. Перша встановлювана ферма розкріплюється двома парами розчалок, а наступні - інвентарними розпірками, прикріпленими до верхнього поясу ферми струбцинами. Інвентарна розпірка може бути знята тільки після укладання і приварки прилеглої до розпірки плити покриття, а розчальовання - після остаточного монтажу плит покриття торцевої ячейки.

4. Для підйому монтажників до вузлів кріплення ферми і виконання монтажних робіт застосовуються монтажні площадки з драбинами .

5. Після монтажу ферм на оголовки колон і тимчасового закріплення її виконується горизонтальна вивірка шляхом суміщення рисок опорних частин ферм і оголовків колон. Вертикальність перевіряється за допомогою відвісів. Вивірка ферм проводиться в процесі їх влаштування під краном.

6. Остаточне закріплення ферми на оголовках колон проводиться зварюванням закладних деталей ферми до закладних деталей оголовків колон. Для зварювання застосовується електроди Е-42. Зварений шов кутовий Н1 з катетом 6 мм.

Розстропування ферми і розпірки проводиться з землі шляхом висмикування запірних штирів (за допомогою тросів) після остаточного закріплення ферми.

### 5.1.2. Організація праці робітників

Монтаж циліндричної оболонки виконує 6 чоловік, їх професія і розряд приведені в таблиці 5.4.1.

Таблиця 5.4.1

Професія и розряд рабiтників зайнятих при монтажі оболонки

№ п/п	Професія		Розряд професії основної (суміщеної)	Умовне позначення
	основная	смежная		
1	Монтажник конструкцій	електрозварщик	6 (5)	М1
2	Монтажник конструкцій	електрозварщик	5 (5)	М2
3	Монтажник конструкцій	-	4	М3
4	Монтажник конструкцій	такелажник	3 (2)	М4
5	Монтажник конструкцій	такелажник	2 (2)	М5
6	Машиніст крана	-	6	М6

Розподіл обов'язків між робочими:

- вивантаження конструкцій виконує ланка та келажників М4, М5 і

машиніст крана М6;

- монтаж ферм-діафрагм виконує звено монтажників М1, М2, М3, М4 ,М5 і машиніст крана М6, при цьому ланка монтажників розділяється на 2 півланки: перша півланка в складі М3, М4 і М5 виконує роботу по перестановці драбини, навішує на крюки крана траверсу, закріплюють розпірку на фермі і після увлаштування ферми на колони закріплюють ліву опору розпірки, друга півланка в складі М1 і М2 перевіряють геометричні розміри ферми, наносить монтажні риси, стропає ферму, проводить вивірку її влаштування на колонах і проводить остаточне закріплення шляхом електрозварки закладних деталей ферми і колон;

- влаштування бортового елемента виконує ланка в складі М1, М2, М4 ,М5 і машиніст крана М6, електрозварку бортового елемента до країв однохвильової оболонки проводять електрозварщики М1 і М2;

- влаштування плит-оболонок виконує ланка монтажників М2, М3, М4 ,М5 і машиніст крана М6, електрозварку плит до верхніх поясів ферм-діафрагм проводять електрозварщики М1 і М2;

- влаштування швів плит виконують ланка монтажників М1, М2.

## 5.1.3. Калькуляція трудових витрат та заробітної плати

Таблиця 5.4.2

## Калькуляція трудових витрат та заробітної плати

N п/п	Нормати вне джерело згідно ДБН	Назва робіт	Вимірник	Обсяг робіт	Середній розряд виконавців	На одиницю об'єму			На весь обсяг		
						Тарифна ставка грн.-коп	Норма часу		Вартість грн.-коп	Трудомісткість	
							люд. год	маш. год		люд. год	люд. дн.
7	8	9	10	11	12						
1	7-12-21	Влаштування в одноповерхових будівлях при довжині плит покриття до 12 м ферм прольотом до 24 м, масою до 15 т і висотою будівлі до 25 м	100шт	0,07	4,4	22-14	<u>2611,02</u> <u>651,87</u>	57807-98	4046-56	<u>182,77</u> <u>45,63</u>	<u>22,29</u> <u>5,56</u>
2	7-9-4	Влаштування балок в одноповерхових будівлях масою елемента до 3 т при висоті будівлі до 25 м	100шт	0,12	3,8	20-39	<u>410,29</u> <u>98,77</u>	8365-81	1003-90	<u>49,23</u> <u>11,85</u>	<u>6,00</u> <u>1,45</u>
3	7-20-1	Влаштування арматурних стикових накладок	т	0,024	4,4	22-14	<u>253,02</u> <u>69,98</u>	5601-86	134-44	<u>6,07</u> <u>1,68</u>	<u>0,75</u> <u>0,20</u>
4	7-13-21	Вкладання панелей оболонки розміром 3x12 м при висоті будівлі до 25 м	100шт	0,48	3,3	19-21	<u>1548,5</u> <u>326,22</u>	29746-69	14278-41	<u>743,28</u> <u>156,59</u>	<u>90,64</u> <u>19,10</u>
5	7-19-1	Заповнення швів плит-оболонки	100м шва	5,04	3,4	19-44	<u>34,76</u> <u>0,39</u>	675-73	3405-68	<u>175,19</u> <u>1,97</u>	<u>21,36</u> <u>0,24</u>
Σ=									22868-99	Σ=	<u>141,04</u> <u>26,55</u>

#### 5.1.4. Заходи з техніки безпеки

1. При виконанні монтажних робіт слід керуватися діючими нормативними документами:

СНиП 12-03-2001. Безпека праці в будівництві. Частина 1. Загальні вимоги;

СНиП 12-04-2002. Безпека праці в будівництві. Частина 2. Будівельне виробництво .

2. Відповідальність за виконання заходів з техніки безпеки, охорони праці, промсанітарії , пожежної та екологічної безпеки покладається на керівників робіт, призначених наказом . Відповідальна особа здійснює організаційне керівництво монтажними роботами безпосередньо або через бригадира . Розпорядження і вказівки відповідальної особи є обов'язковими для всіх працюючих на об'єкті.

3. Охорона праці робітників повинна забезпечуватися видачею адміністрацією необхідних засобів індивідуального захисту ( спеціального одягу , взуття та ін ) , виконанням заходів щодо колективного захисту робітників ( огороження , освітлення, вентиляція , захисні і запобіжні пристрої і пристосування тощо ), санітарно - побутовими приміщеннями та пристроями відповідно до діючих норм і характером виконуваних робіт. Робітникам повинні бути створені необхідні умови праці , харчування та відпочинку . Роботи виконуються в спецвзуття та спецодязі. Всі особи , що знаходяться на будівельному майданчику , зобов'язані носити захисні каски.

4. Монтаж ферм повинні проводити монтажники , які пройшли спеціальне навчання і ознайомлені зі специфікою монтажу конструкцій.

5. Роботи з монтажу конструкцій дозволяється проводити тільки справним інструментом при дотриманні умов його експлуатації.

6. Перед допуском до роботи з монтажу конструкцій керівники організацій зобов'язані забезпечити навчання і проведення інструктажу з техніки безпеки на робочому місці. Відповідальність за правильну

організацію безпечного ведення робіт на об'єкті покладається на виконавця робіт і майстра.

7. Робітники, які виконують монтажні роботи , зобов'язані знати :

- Небезпечні та шкідливі для організму виробничі фактори виконуваних робіт;

- Правила особистої гігієни;

- Інструкції з технології виробництва монтажних робіт , стану робочого місця , з техніки безпеки , виробничої санітарії , протипожежної безпеки;

- Правила надання першої медичної допомоги.

8. В цілях безпеки ведення робіт на об'єкті бригадир зобов'язаний :

- Перед початком зміни перевірити стан техніки безпеки у всіх робочих місцях керованої ним бригади і негайно усунути виявлені порушення. Якщо порушення не можуть бути усунені силами бригади , бригадир повинен доповісти про це майстру або виробнику робіт і не приступати до роботи ;

- Постійно в процесі роботи навчати членів бригади безпечним прийомам праці , контролювати правильність їх виконання , забезпечувати трудову дисципліну серед членів бригади і дотримання ними правил внутрішнього розпорядку та негайно усувати порушення техніки безпеки членами бригади ;

- Організувати роботи відповідно до проекту виробництва робіт ;

- Не допускати до роботи членів бригади без засобів індивідуального захисту , спецодягу і спецвзуття ;

- Стежити за чистотою робочих місць , огорожею небезпечних місць і дотриманням необхідних габаритів ;

- Не допускати знаходження в небезпечних зонах членів бригади або сторонніх осіб. Не допускати до роботи осіб з ознаками захворювання або в нетверезому стані , видаляти їх з території будівельного майданчика.

### 5.1.5. Техніко економічні показники

Термін виконання робіт – 21 день;

Витрати праці на виконання робіт – 141,04 люд/дн.;

Витрати часу роботи машин – 26,55 маш/зм.;

Сума заробітної плати – 22868-99 грн.;

Коефіцієнт нерівномірності –  $K_{нер.} = N_{max}/N_{сер.сп.} = 7/6 = 1,17$ ,

де  $N_{сер.сп.} = \sum T/t_{кр.} = 141,04/21 = 6$ .

### 5.1.6. Матеріально-технічні ресурси

Таблиця 5.4.3

Потреба в будівельних конструкціях, деталей, напівфабрикатів, матеріалів і устаткування

№ п/п	Будівельні конструкції, деталі напівфабрикати, матеріали, устаткування	Марка	Одиниця вимірювання	Кількість
2	Ферма-діафрагма	ФДК-24-В2	шт	7
3	Бортовий елемент		шт	12
5	Плита-оболонка		шт	48
6	Болт з шестигранною поверхнею оцинкований, діаметр різьби 12 мм		т	0,00176
7	Цвях будівельний з оцинкованою головною 1,6x50 мм		т	0,00004
8	Канати пенькові		т	0,00155
9	Кисень технічний		м <sup>3</sup>	7,8
10	Швелер із гарячекатаного прокату із сталі вуглекислої звичайної якості	Ш40	т	0,00776
11	Електроди, діаметром 2 мм	Э42	т	0,0012
12	Електроди, діаметром 4мм		т	0,001
13	Бруски обрізані із хвойних порід	I сорт	м <sup>3</sup>	0,00812
14	Грунтовка	ГФ-021	т	0,00124
15	Розчин	Р-4	т	0,00024
16	Канат подвійної звивки	ТК	10м	0,2748
17	Пропан-бутан технічний		м <sup>3</sup>	2,36

18	Катанка гарячекатана в мотках		т	0,00009
----	-------------------------------	--	---	---------

Таблиця 5.4.4

## Потреба в машинах , механізмах, інструменті

№ п/п	Найменування	Марка, тип	К-ть	Призначення
1	2	3	4	5
1	Монтажний кран	МКТ-40	1 шт	Подйом матеріалів
2	Строп	4СК-4,0/4000 ГОСТ 25573-82*	1 шт	Стропування плит покриття
3	Траверса	ТС-12	шт	Стропування ферм
4	Драбина з площадкою	Л-1	2 шт	Забезпечення робочого місця на висоті
5	Відтяжки	Пенькові	2 шт	Вивірка ферм
6	Розчалка	№ 1798М-10	2 шт	Тимчасове кріплення крайніх стропильних ферм
7	Розпірка		2 шт	Тимчасове кріплення стропильних ферм при кроці 12 м
8	Нівелір	2Н-КЛ	шт	Контроль якості робіт
9	Теодоліт	2Т-30П	2 шт	Контроль якості робіт
10	Електрозварювальний апарат	СТЭ-24	2 шт	Зварка конструкцій
11	Рулетка із нержавіючої сталі	Р30Н2К ГОСТ 7502-98	1 шт	Заміри, контроль якості робіт
12	Урівень будівельний	УС2-П ГОСТ 9416-83	2 шт	Заміри, контроль якості робіт
13	Лінійка металева	3000 - ГОСТ 427-75	2 шт	Заміри, контроль якості робіт
14	Відвіс сталевий будівельний	ОТ50-1 ГОСТ 7948-80	2 шт	Ппровірка вертикальності, контроль якості робіт
15	Лом сталевий		1 шт	Вивірка конструкцій
16	Окуляри захисні	ГОСТ Р 12.4.230.1-2007	2 шт	Забезпечення вимог техніки безпеки
17	Каска будівельна	В - Пк ГОСТ 12.4.087-84	6 шт	Забезпечення вимог техніки безпеки
18	Жилет оранжевий		6 шт	Забезпечення вимог техніки безпеки

Таблиця 5.4.5

## Потреба в експлуатаційних матеріалах

№	Експлуатаційні матеріали	Одиниця виміру	Норма на 1 год. роботи машини	Кількість на прийнятий обсяг робіт
1	Електроенергія	кВт	42	див. РП
2	Вода	м <sup>3</sup>	0,425	див. РП
3	Пальне	т	0,24	див. РП

## 6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

### 6.1. Визначення трудомісткості

#### 6.1.1. Визначення номенклатури та об'ємів робіт

Вихідні дані доставки будівельних матеріалів (вид транспорту, дальність перевезення, методи завантаження, розвантаження, джерела забезпечення будмайданчика водою, електроенергією, стиснутим повітрям) зазначені в завданні на дипломне проектування.

Забезпеченість робітників на період будівництва інвентарно-побутовими приміщеннями розраховується при розробці бюджету плану.

Підрахунок об'ємів будівельно-монтажних робіт зведений в таблицю 6.1.1.

Таблиця 6.1.1

#### Відомість підрахунку об'ємів робіт

Найменування робіт	Одиниця виміру	Коефіцієнт одиниці виміру	Об'єм робіт
Роботи в середині будівельного майданчика	%	6	
Основний період			
А. Підземна частина			
Планування території бульдозерами потужністю до 79 кВт з переміщенням ґрунту до 10м, група ґрунтів 2	м <sup>2</sup>	1000	1,05
Розробка ґрунту з навантаженням в на автомобілі самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,5-0,63 м <sup>3</sup> , група ґрунтів 2	м <sup>3</sup>	1000	3,4
Розробка ґрунту вручну в котлованах площею перерізу до 5 м <sup>2</sup> з кріпленнями при глибині котлованів до 3 м, група ґрунтів 2	м <sup>3</sup>	100	0,86
Влаштування піщаних подушок товщиною 15 см з подачею матеріалів авт. краном	м <sup>3</sup>	1	120
Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення	м <sup>3</sup>	100	1,18
Засипка вручну траншей, пазух котлованів і ям, група	м <sup>3</sup>	100	0,27

грунтів 2			
Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	м <sup>3</sup>	1000	2,7
Б. Надземна частина			
Влаштування гідроізоляції	м <sup>2</sup>	100	4,5
Укладання балок фундаментних	шт.	100	0,34
Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів	шт	100	0,75
Установлення колон на нижчестоящі колони, капітелі	шт	100	1,5
Укладання в багатоповерхових будівлях ригелів перекриття і покриття, балок	шт	100	0,6
Укладання плит перекриття і покриття в багатоповерхових будівлях	шт	100	2,6
Установлення панелей зовнішніх стін у багатоповерхових будівлях	шт	100	1,36
Установлення сходових маршів і площадок	шт	100	0,08
Мурування перегородок армованих з цегли керамічної товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху до 4 м	м <sup>2</sup>	100	0,43
Влаштування покрівлі			
Влаштування пароізоляції з руберойду на бітумній мастиці	м <sup>2</sup>	100	1,68
Влаштування теплоізоляції з керамзитобетону	м <sup>2</sup>	100	1,68
Влаштування цем.-піщаної стяжки $\delta = 2$ см	м <sup>2</sup>	100	1,68
Улаштування покрівель плоских трьохшарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній антисептованій мастиці із захисним шаром гравію на бітумній антисептованій мастиці	м <sup>2</sup>	100	1,68
Улаштування примикань рулонних і мастичних покрівель до стін і парапетів більше 600 мм з одним фартухом	м.п.	100	2,04
Влаштування підлоги			
Ущільнення ґрунту щебенем з допомогою причіпними	м <sup>2</sup>	1000	1,68

котками на пневмоколісному ходу масою 25 т за прохід по одному сліду при товщині шару 30 см			
Влаштування бетонної підготовки $\delta = 300\text{мм}$	$\text{м}^3$	100	1,68
Влаштування теплоізоляції з пінополістерольних плит	$\text{м}^2$	100	1,68
Влаштування покриття мозаїчного $\delta = 5\text{ см}$	$\text{м}^2$	100	1,68
Оздоблення будівлі			
Вікна металопластикові, заповнювач - склопакет	$\text{м}^2$	100	6,6
Установлення дерев'яних підвіконних дошок у кам'яних стінах, висота прорізу до 2 м	$\text{м}^2$	100	2,04
Оздоблення вн. цегляних стін та перегородок поліпшеною штукатуркою цем.-вапняним розчином	$\text{м}^2$	100	18,3
Фарбування водними розчинами, вапняне по штукатурці	$\text{м}^2$	100	56,16
Олійне фарбування вн. цегляних стін та перегородок	$\text{м}^2$	100	3,4
Гладке облицювання вн. стін по цеглі і бетону плитками керамічними	$\text{м}^2$	100	3,5
Оздоблення зовн. цегляних стін та перегородок поліпшеною штукатуркою цем.-вапняним розчином	$\text{м}^2$	100	14,3
Фарбування водними розчинами всередині приміщень вапняне по цегл і й бетону	$\text{м}^2$	100	22,3
Установлення і розбирання зовнішніх інвентарних риштувань трубчастих висотою до 16 м	$\text{м}^2$	100	1,78
Пофарбування фасадів з риштувань із підготовкою поверхні кремнійорганічними фарбами	$\text{м}^2$	100	12,2
Влаштування козирка над входом з металевих профілів	т	1	3,4
Монтаж металевих огорожень сходових кліток	т	1	0,29
Влаштування основи під тротуари з цегляного щебеню товщиною 12 см	$\text{м}^2$	100	143
Влаштування покриття з бетонної бруківки товщиною 9 см	$\text{м}^2$	100	124
Невраховані роботи	%	15	
Благоустрій	%	2	

Санітарно-технічні роботи	%	5	
Електро-технічні роботи	%	3	

### **6.1.2. Розробка калькуляції працездатності і затрат машинного часу**

Технологічні розрахунки складаються за даними калькуляції заробітної плати і трудових витрат та є основою для того, щоб побудувати лінійний графік виробництва робіт.

Трудові витрати і заробітна плата робітників визначені у калькуляції на ведення робіт по кожному процесу, а також по всьому комплексу робіт по спорудженню будівлі.

Наприкінці калькуляції підраховані трудовитрати і зарплата на весь комплекс робіт із зведення конструкцій будівлі. Калькуляція наведена в таблиці 6.1.2.

Найменування робіт	Одиниця виміру	Коефіцієнт одиниці виміру	Об'єм робіт	Обґрунтування	Працеемкість		Витрати машинного часу		
					нормативна на од. вим. люд.-год.	на весь об'єм, люд.-дні	Машина, механізм	нормативна на од. вим. маш.-год.	на весь об'єм, маш.-зм.
Роботи в середині будівельного майданчика	%	4				201,9			6,6
Основний період									
А. Підземна частина									
Планування території бульдозерами потужністю до 79 кВт з переміщенням ґрунту до 10м, група ґрунтів 2	м <sup>2</sup>	1000	1,05	ДБН Д.2.2-1-99 1-24-2	0,4	0,1	бульдозер з неповоротним відвалом ДЗ-42	0,4	0,1
Розробка ґрунту з навантаженням в на автомобілі самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,5-0,63 м3, група ґрунтів 2	м <sup>3</sup>	1000	3,4	ДБН Д.2.2-1-9 1-17-14	22,1	9,4	одноковшовий екскаватор БО-4321	63,92	27,2

Розробка ґрунту вручну в котлованах площею перерізу до 5 м <sup>2</sup> з кріпленнями при глибині котлованів до 3 м, група ґрунтів 2	м <sup>3</sup>	100	0,86	ДБН Д.2.2-1-99 1-163-2	396,1	42,6		0,0	
Влаштування піщаних подушок товщиною 15 см з подачею матеріалів авт. краном	м <sup>3</sup>	1	120	ДБН Д.2.2-8-99 8-3-1	1,23	18,5	бульдозер ДЗ-42	0,28	4,2
Улаштування залізобетонних фундаментів загального призначення	м <sup>3</sup>	100	1,18	ДБН Д.2.2-6-99	488,65	72,1	стріловий кран К-162	64,31	9,5
Засипка вручну траншей, пазах котлованів і ям, група ґрунтів 2	м <sup>3</sup>	100	0,27	ДБН Д.2.2-1-99 1-166-2	165,24	5,6			0,0
Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 79 кВт [108 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	м <sup>3</sup>	1000	2,7	ДБН Д.2.2-1-99	10,37	3,5	бульдозер з неповоротним відвалом ДЗ-42	10,37	3,5
Б. Надземна частина						0,0			0,0
Влаштування гідроізоляції	м <sup>2</sup>	100	4,5	ДБН Д.2.2-8-99 8-4-3	31,76	17,9			0,0

Укладання балок фундаментних	шт.	100	0,34	ДБН Д.2.2-7-99 С.7	543,8	23,1		66,3	2,8
Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів	шт	100	0,75	ДБН Д.2.2-7-99	987,5	92,6	вантажопідійомність до 16 т	127,17	11,9
Установлення колон на нижчестоящі колони, капітелі	шт	100	1,5	ДБН Д.2.2-7-99	1352,9	253,7	вантажопідійомність до 25 т	151,4	28,4
Укладання в багатоповерхових будівлях ригелів перекриття і покриття, балок	шт	100	0,6	ДБН Д.2.2-7-99	1638,5	122,9	вантажопідійомність до 16 т	130,3	9,8
Укладання плит перекриття і покриття в багатоповерхових будівлях	шт	100	2,6	ДБН Д.2.2-7-99	379,9	123,5	вантажопідійомність до 25 т	29,9	9,7
Установлення панелей зовнішніх стін у багатоповерхових будівлях	шт	100	1,36	ДБН Д.2.2-7-99	784,5	133,4		108,8	18,5

Установлення сходових маршів і площадок	шт	100	0,08	ДБН Д.2.2-7-99	423,4	4,2	вантажопідійнятність до 16 т	87,7	0,9
Мурування перегородок армованих з цегли керамічної товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху до 4 м	м <sup>2</sup>	100	0,43	ДБН Д.2.2-8-99 8-14-1	197,5	10,6			0,0
Влаштування покрівлі									
Влаштування пароізоляції з руберойду на бітумній мастиці	м <sup>2</sup>	100	1,68		10,97	2,3	стріловий кран типу "Піонер"	0,4	0,1
Влаштування теплоізоляції з керамзитобетону	м <sup>2</sup>	100	1,68	ДБН Д.2.2-9-99 9-38-1	115	24,2	стріловий кран типу "Піонер"	17,92	3,8
Влаштування цем.-піщаної стяжки $\delta = 2$ см	м <sup>2</sup>	100	1,68	ДБН Д.2.2-7-99 7-2-1	2,67	0,6			0,0
Улаштування покрівель плоских трьохшарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній антисептованій мастиці із захисним шаром гравію на бітумній антисептованій мастиці	м <sup>2</sup>	100	1,68	ЛБН Д.2.2-12-99	41,4	8,7			0
Улаштування примикань рулонних і мастичних покрівель до стін і парпетів більше 600 мм з одним фартухом	м.п.	100	2,04	ЛБН Д.2.2-12-99	66,4	16,9			0

Влаштування підлоги									
Ущільнення ґрунту щебенем з допомогою причіпними котками на пневмоколісному ході масою 25 т за прохід по одному сліду при товщині шару 30 см	м <sup>2</sup>	1000	1,68	ДБН Д.2.2-1-99 1-132-1	22,95	4,8	каток на пневмоколісно му ходу ДУ-31А	3,4	0,7
Влаштування бетонної підготовки $\delta = 300\text{мм}$	м <sup>3</sup>	100	1,68	ДБН Д.2.2-6-99 6-1-2	195,75	41,1	автомобільний стріловий кран К-162	10,6	2,2
Влаштування теплоізоляції з пінополістерольних плит	м <sup>2</sup>	100	1,68	ДБН Д.2.2-9-99 9-38-1	115	24,2	автомобільний стріловий кран К-162	17,92	3,8
Влаштування покриття мозаїчного $\delta = 5\text{ см}$	м <sup>2</sup>	100	1,68	ДБН Д.2.2-7-99	200,15	42,0	автомобільний стріловий кран К-162	10,6	2,2
Оздоблення будівлі									
Вікна металопластикові, заповнювач - склопакет	м <sup>2</sup>	100	6,6		188,44	155,5	автомобільний стріловий кран К-162	21,36	17,6

Установлення дерев'яних підвіконних дошок у кам'яних стінах, висота прорізу до 2 м	м <sup>2</sup>	100	2,04	Е-10-25-2	92,59	23,6		0,0
Оздоблення вн. цегляних стін та перегородок поліпшеною штукатуркою цем.-вапняним розчином	м <sup>2</sup>	100	18,3	Е-15-61-3	122,1	279,3		0,0
Фарбування водними розчинами, вапняне по штукатурці	м <sup>2</sup>	100	56,16	Е-15-152-1	15,18	106,6	пофарбувальний агрегат СО-5А	0,0
Олійне фарбування вн. цегляних стін та перегородок	м <sup>2</sup>	100	3,4	Е-15-172-4	106,59	45,3		0,0
Гладке облицювання вн. стін по цеглі і бетону плитками керамічними	м <sup>2</sup>	100	3,5	Е15-17-1	330	144,4		0,0
Оздоблення зовн. цегляних стін та перегородок поліпшеною штукатуркою цем.-вапняним розчином	м <sup>2</sup>	100	14,3	Е15-70-1	189,75	339,2	штукатурна станція СО-114	4,11
Фарбування водними розчинами всередині приміщень вапняне по цеглі і бетону	м <sup>2</sup>	100	22,3	ДБН Д.2.2-15-99	6,4	17,9		

Установлення і розбирання зовнішніх інвентарних риштувань трубчастих висотою до 16 м	м <sup>2</sup>	100	1,78	ДБН Д.2.2-8-99 8-35-1	68,57	15,3	автомобільний стріловий кран К-162		0,0
Пофарбування фасадів з риштувань із підготовкою поверхні кремнійорганічними фарбами	м <sup>2</sup>	100	12,2	E15-156-2	21,12	32,2	пофарбувальний агрегат СО-5А	0,75	1,1
Влаштування козирка над входом з металевих профілів	т	1	3,4	Д.2.2-9-9 9-75-1	65	27,6	автомобільний стріловий кран К-162	2	0,9
Монтаж металевих огорожень сходових кліток	т	1	0,29		25	0,9		2	0,1
Влаштування основи під тротуари з цегляного щебеню товщиною 12 см	м <sup>2</sup>	100	143		22,61	404,2			0,0
Влаштування покриття з бетонної бруківки товщиною 9 см	м <sup>2</sup>	100	124		152,12	2357,9			0,0
						5047,9			166,2
Невраховані роботи	%	15				757,2			24,9
Благоустрій	%	2				101,0			
Санітарно-технічні роботи	%	5				37,9			

Електро - технічні роботи	%	3				3,0			
<b><i>Всього:</i></b>						<b><i>6148,8</i></b>			<b><i>197,8</i></b>

### 6.1.3. Методи та способи виконання робіт

#### Земляні роботи

Виконуються в технологічній послідовності земляні роботи на будівельному майданчику, що забезпечує виконання робіт в терміни і при максимальній механізації всіх операцій. Послідовність виконання робіт наступна:

- вертикальне планування;
- риття траншей для інженерних комунікацій і їх засипка з ущільненням ґрунту після викладання труб;
- риття котловану під будівлю;
- засипка пазух і зворотна засипка.

Вертикальне планування території виконується бульдозером ДЗ-42.

Риття котлованів і траншей виконуємо екскаватором ЕО-4321 з доробкою ґрунту і підчисткою до проектних відміток вручну. У зв'язку з недостатністю вільних площ, передбачено проектом вивіз ґрунту за територію будівельного майданчика автомобілями-самоскидами ЗИЛ-ММЗ-555 з наступним зворотнім транспортуванням необхідного об'єму ґрунту для засипки пазух. Зворотню засипку проводимо бульдозером ДЗ-42.

По ходу будівництва вести геодезичний контроль у відповідності з СНиП 3.01.03-84 “Геодезические работы в строительстве”.

#### Будівельно-монтажні роботи

Будівля виготовляється із збірних залізобетонних елементів по серії 1.020. Залізобетонні елементи є жорсткими, їх доставляють і встановлюють без тимчасового посилення, стропують за монтажні петлі, через спеціально вмонтовані отвори чи обхват.

Колони висотою на один чи два поверхи стропують фрикційними чи рулонними захватами, а рами – штировими. Для тимчасового закріплення колон, стики, в яких розміщені вище рівня перекриття, застосовують одиночними і груповими кондукторами.

Ригелі монтують за допомогою тросових стропів з місцевою чи дистанційним розстропуванням (напівавтоматичні стропи). Дякуючи високій

стійкості на опорах, їх тимчасово не кріплять. Закладні деталі зварюють і стики доробляють кінцево.

Плити перекриття піднімають чотирьохвітковими стропами, зразу вивіряють і приварюють до ригелів.

Стінові панелі монтують тими ж кранами, що й інші елементи.

Для зведення будівлі використовуємо два самохідні стрілові крани марки.

Монтаж здійснюється послідовно, спочатку монтуються збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу, по них фундаментні балки. Після цього монтуються колони, після зароблення стиків виконується технологічна перерва для набору міцності бетону в стиках. Монтують ригелі, по них плити покриття, паралельно ведеться монтаж елементів сходових маршів і площадок.

Операція повторюється на будівництві кожного поверху. Стінові панелі навішуються після звершення робіт з монтажу каркасу.

При будівництві використовуються роздільною послідовністю встановлення конструкцій. При цій послідовності в межах ділянки встановлюють колони, після доробки стиків колон на них встановлюють ригелі, а по них плити перекриття. В останню чергу навішують стінові панелі.

Монтаж ведеться з приоб'єктного складу. Монтаж ведеться по горизонтально-підйомному напрямку, передбачає по поверхове встановлення елементів.

Монтаж металоконструкцій каркасу, плит покриття, бетонування перекриття та сходів, влаштування покриття проводиться за допомогою автомобільно стрілового крану СКГ-30\10. Одночасно з влаштуванням конструкцій фундаментів необхідно прокласти підземні мережі каналізацій, водопроводу, підведення електрокабельних ліній і телефонного зв'язку, каналів-лотків для монтажу трубопроводів тепlopостачання.

Монтаж окремих елементів, подача на робоче місце цегли і розчину, конструкцій, виробів проводиться краном К-162. У зв'язку з недостатністю площ під склади, подачу матеріалів, виробів, конструкцій слід вести, як з складів так і "з коліс".

По ходу будівництва вести геодезичний контроль у відповідності з СНиП 3.01.03-84 “Геодезичні роботи в будівництві”.

### **Влаштування покрівлі**

Влаштування покрівлі починається з підготовки основи поверхні: очищається поверхня від сміття, перевіряються нівеліром нахили поверхні покриття, наклеюють над стиками панелей покриття захисні армуючі прокладки з ткані склотканини, втоптуючи їх в бітумно-емульсійну мастику, а також вкладають гнучкі компенсатори із поліетиленової плівки.

Пароізоляційний шар виконується із вкладання по основі покрівлі пароізоляційної плівки (один шар). Біля місць примикання до виступаючих над покрівлею чи конструкцій, які проходять через неї пароізоляційний шар піднімається на висоту теплоізоляції, але не менше 100мм.

Теплоізоляційний шар виконується із керамзитобетону.

По теплоізоляційному шару виконується цементно-піщана стяжка  $b=20$  мм.

Після технологічної перерви, пов’язаної з набором міцності цементного розчину укладається 3 шари руберойду.

В місцях примикання до стін і до вентиляційних шахт вкладається додатковий шар мінеральної ізоляції і захисної плівки.

### **Оздоблювальні роботи**

Оздоблювальні роботи виконуються у встановленій технологічній послідовності поточним методом з розбивкою процесів на окремі робочі операції, що виконуються спеціалізованими ланками.

Виконання штукатурних робіт здійснюється як механізовано (штукатурною станцією СО-114), так і вручну.

Виконання малярних робіт проводять так, щоб виключити можливість пошкодження окремих поверхонь, а також їх захист при наступних роботах.

Малярні роботи здійснюються як механізовано (фарбувальною станцією СО-5А), так і вручну.

При розробці ПВР на складні роботи і роботи, що виконуються новими методами необхідно розробити технологічні карти або провести прив'язку до місцевих умов, типових карт і технологічних схем.

Роботи по монтажу внутрішніх сантехнічних систем, прокладка проводів і кабелів електроосвітлення і слабких струмів, монтажу технологічного обладнання розпочинати після здачі в цілому або його закінченої частини під монтаж.

## **6.2. Календарний план**

Нормативна тривалість згідно СНиП 1.04.03-85 становить 9,5 місяців.

Календарний план виконано на основі працездатностей та затрат машинного часу на загальнобудівельні і спеціальні роботи, обчислених в калькуляції.

При проектуванні календарного плану враховані вимоги та рекомендації згідно ДБН [64], що до безпечного виконання будівельних та спеціальних робіт.

Календарний план та техніко-економічні показники поданні на арк. 9 графічної частини магістерської кваліфікаційної роботи.

## **6.3. Проектування бюджету об'єкта**

Бюджетний план розроблений на період повного розгортання робіт на будівельному майданчику і відображає стан будмайданчика при спорудженні надземної частини будинку.

### **6.3.1. Визначення потреби в інвентарних будинках**

Визначення площ тимчасових будівель та споруд здійснюється за максимальною чисельністю працюючих на будмайданчику та нормативної площі на одну людину, що користується даним приміщенням.

Таблиця 6.5.1

## Чисельність працюючих

Кількість працюючих в максимально завантаженому зміні	ІТР	Службовці	МОП і охорона	Розрахункова кількість робітників
28	3	2	1	36

Чисельність працюючих визначаємо в табличній формі (таблиця 6.5.1).  
Розрахунок площі тимчасових будинків подається в таблиці 6.5.2.

Кількість працюючих визначається за формулою:

$$N_{\text{заг}} = (N_{\text{роб}} + N_{\text{ІТР}} + N_{\text{служ}} + N_{\text{МОП}})k$$

де  $N_{\text{заг}}$  - загальна кількість працюючих на будівельному майданчику, чол.;

$N_{\text{роб}}$  - кількість робітників, що береться за календарним планом, чол. ;

$N_{\text{ІТР}}$  - кількість інженерно-технічних працівників (ІТР), чол. ;

$N_{\text{служ}}$  - кількість службовців, чол. ;

$N_{\text{МОП}}$  - кількість молодшого обслуговуючого персоналу (МОП), чол. ;

$k$  - коефіцієнт, що враховує відпустки, хвороби, виконання суспільних обов'язків.

Кількість працюючих:

$$N_{\text{заг}} = (N_{\text{роб}} + N_{\text{ІТР}} + N_{\text{служб.}} + N_{\text{МОП}})k = (28 + 3 + 2 + 1) * 1,05 = 36.$$

Таблиця 6.5.2

## Розрахунок площі тимчасових будинків

№ п./п.	Номенклатура інвентарних споруд	Од. вим.	Нормативний показник	Розрахун. кількість працюючих	Площа, м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5	6
1	Контора	м <sup>2</sup>	4,00	6	24,0
2	Гардеробні	м <sup>2</sup>	0,6	28	16,8
3	Вмивальник	м <sup>2</sup>	0,06	36	2,16
4	Приміщення для прийому їжі	м <sup>2</sup>	0,25	36	9
5	Приміщення для обігріву робочих	м <sup>2</sup>	0,5	36	18
6	Медичний пункт	м <sup>2</sup>	0,05	36	1,8
7	Душева переддушевою <sup>3</sup>	м <sup>2</sup>	0,82	36	29,52
8	Сушильня	м <sup>2</sup>	0,20	36	7,2
9	Туалет	м <sup>2</sup>	0,14	36	5,02

Всього: 113,5

На всі тимчасові споруди складаємо експлікацію по формі табл. 6.5.3

Таблиця 6.5.3

## Експлікація тимчасових споруд

Найменування інвентарних будинків	Розрахунок-кова площа, м <sup>2</sup>	Розміри в плані, м	К-сть будинків	Прийнята площа м <sup>2</sup>	Конякт-рукт. харак.	Використаний типовий об'єкт
Контора	24	2,7x9	1	24,3	Контейнер	420-01-03
Гардеробні	16,8	6x3	1	18	Контейнер	420-13-2
Медпункт	1,8	4,0x2,9	1	11,6	Контейнер	420-04-35
Вмивальня	2,16	3,4x2	1	6,8	Контейнер	420-04-08

Їдальня	9	6x3	1	18	Контейнер	420-13-2
Туалет	5,02	2,5x2	2	10	Збірно-щитова	
Душова	29,52	4x8	1	32	Контейнер	420-05-17
Приміщення для обігріву людей	18	6x3	1	18	Контейнер	420-13-2
Сушильня	7,2	6x3	1	18	Контейнер	420-13-2

### 6.3.2. Розрахунок площі складських приміщень та площадок

Площу складів розраховуємо за кількістю матеріалів;

$$Q_{зан} = Q_{заг} / T \cdot \alpha \cdot n \cdot k,$$

де  $Q_{зан}$  – запас матеріалів на складі;

$Q_{заг}$  – загальна кількість матеріалів необхідних для будівництва;

$T$  – тривалість розрахункового періоду, днів;

$\alpha = 1,1$  – коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів на склади;

$k = 1,3$  – коефіцієнт нерівномірності витрат матеріалів.

Корисна площа складу  $F$  без проходів визначається за формулою:

$$F = Q_{зан} / q$$

де  $q$  – кількість матеріалів, що вкладаються на 1 м<sup>2</sup> складу.

Загальна площа складу:

$$S = F / \beta$$

де  $\beta$  – коефіцієнт на проходи.

Розрахунок здійснюємо в табличній формі (таблиця 4.5.3).

### 6.3.3. Розрахунок водопостачання будівельного майданчика

Джерело тимчасового водопостачання – це система водопостачання міста.

Господарські витрати води за годину:

$$Q_{\text{госп}} = \frac{N \cdot D \cdot K_1}{n \cdot 1000} = \frac{35 \cdot 60 \cdot 2,7}{8 \cdot 1000} = 0,71 \text{ м}^3,$$

де:  $N=25$ чол. – максимальна кількість працюючих у зміну;

$D=60$  літрів – питомі витрати води на одного працюючого в зміну;

$K_1=2,7$  – коефіцієнт нерівномірності водопостачання за годину;

$n=8$  год. – число годин у зміну.

Таблиця 6.5.4

Орієнтовні витрати води на будівельному майданчику

№ п/п	Споживання води	Одиниця виміру	Кіль- кість в люд/ зміну	Норма затрат, л	Загальна витрата, л
1.	Робота бульдозера	маш/год	8	25	200
2.	Робота екскаватора	маш/год	8	35	280
3.	Поливка бетону	100м <sup>2</sup>	45	200	9000
4.	Мулярні роботи з влаштуванням розчину	1000 шт	4,4	120	528
5.	Штукатурні роботи	м <sup>2</sup>	198,3	5	991,5
6.	Шпаклювальні роботи	м <sup>2</sup>	152	2	304
7.	Малярні роботи	м <sup>2</sup>	152	0,3	45,6
8.	Фасадні роботи	м <sup>2</sup>	249	1	249
9.	Влаштування бетонної підлоги	м <sup>2</sup>	94	15	1410
10.	Влаштування цем-піщ. стяжки на підлогу	м <sup>2</sup>	145	5	725
11.	Укладка бетону в конструкцію	м <sup>3</sup>	148	7	1036

				Всього:	113,5
--	--	--	--	---------	-------

Таблиця 6.5.5

## Розрахунок потреби води

№ з/п	Споживачі води	Об'єм робіт у змін		Витрати води, л/с	
		Одиниця виміру	Кількісний показник	Норма на одиницю виміру	Загальні витрати в літрах
1	2	3	4	5	6
<b>I. Виробничі потреби</b>					
	<i>Приготування:</i>				
1.	розчину	м <sup>3</sup>	2,8	250	700
2.	бетону	м <sup>3</sup>	128,8	250	32200
3.	цегляна кладка	м <sup>3</sup>	12	150	1800
4.	штукатурні роботи	м <sup>2</sup>	48	8	384
5.	заправка буд.машин	шт.	5	400	2000
<b>Всього:</b>					37084
<b>II. На господарсько-питні потреби</b>					
6.	<i>Питні витрати:</i> працюючих та інші потреби	люд.	101	20	2020
7.	Користування душем	люд.	101	30	3030
<b>Всього:</b>					6050
<b>III. Протипожежні потреби</b>					
8.	Площа	га	3,65	10	10
<b>Всього:</b>					10
<b>Разом:</b>					43144

Виробничі витрати води за годину:

$$Q_{\text{вироб.}} = \frac{\rho_{\text{пр}} \cdot D \cdot K_2}{n \cdot 1000} = \frac{(179,7 \cdot 5 + 152 \cdot 2 + 84 \cdot 25) \cdot 1,6}{8 \cdot 1000} = 0,67 \text{ м}^3,$$

де:  $\rho_{\text{пр}}$  – обсяг роботи, що виконується в змін;

$D$  – питома витрата води на одиницю обсягу роботи, л;

$K_2 = 1,6$  – коефіцієнт нерівномірності водопостачання.

Сумарні витрати води на виробничі і господарські потреби:

$$\Sigma Q = Q_{\text{зосн}} + Q_{\text{вир}} + Q_{\text{ДВ}} = 0,71 + 0,67 + 9 = 10,38 \text{ м}^3,$$

Розрахункові секундні витрати води:

$$q_{\text{розр}} = \frac{\Sigma Q \cdot 1000}{3600} + q_{\text{пож}} = \frac{10,38 \cdot 1000}{3600} + 10 = 12,88 \text{ л/с},$$

де:  $q_{\text{пож}} = 10$  л/с – витрати води на протипожежні потреби.

Діаметр водопровідної лінії:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot q_{\text{розр}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 12,88 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,5}} = 104,5 \text{ мм},$$

де :

$V$  – швидкість руху води, м/с.

Приймаємо діаметр водопровідної труби 125 мм. Водопровід влаштуємо з поліетиленових труб високого тиску PE HD 80 діаметром 125 мм, що відповідають ГОСТ 18599-83\*.

#### 6.3.4. Розрахунок необхідної потужності тимчасової електростанції

Потреба в загальній електричній потужності з врахуванням втрат і одночасної роботи всіх споживачів:

$$P_{\text{заг}} = 1,1 \left( \frac{K_1 \cdot \Sigma P_c}{\cos \varphi} + K_2 \cdot \Sigma P_m + K_3 \cdot \Sigma P_{\text{он}} + K_4 \cdot \Sigma P_{\text{ОВ}} \right); (\text{кВт}),$$

де:  $\cos \varphi = 0,75$  – коефіцієнт потужності;

$K_1=0,4, K_2=1,0, K_3=0,9, K_4=1,0$  – коефіцієнт попиту;

$\Sigma P_m = 169,65$  кВт – потужність на технічні потреби;

$\Sigma P_{\text{он}} = 23,22$  кВт – витрати електроенергії на освітлення майданчика;

$\Sigma P_{\text{ОВ}} = 5,71$  кВт – для освітлення приміщень;

Розрахунок проводимо у відповідності до таблиці 4.5.6

Таблиця 6.5.6

№ п/п	Найменування споживачів	Од. виміру	Обсяг або кількість	Норма на одиницю або встановлена потужність кВт	Загальні витрати ел. Енергії кВт
1	2	3	4	5	6
	Електроприлади				169,65
1	Штукатурна станція	шт.	2	22	44
2	Бетононасос СБ-126	шт.	1	25	25
3	Дискова пилка С7FMA	шт.	1	1,15	1,15
4	Установка ПКУ36-М	шт.	1	5,2	5,2
5	Паркетно-шліфувальна машина СО-155	шт.	1	2,2	2,2
6	Кран ДЭК-251	шт.	1	86	86
7	Затиральна машина для бетону СО-135	шт.	1	1,1	1,1
8	Електродріль Bosch	шт.	3	0,8	2,4
9	Електролобзик Matedo	шт.	1	0,6	0,6
	Внутрішнє освітлення				5,71
10	Контора і побутові приміщення	м <sup>2</sup>	113	0,015	1,70
11	Душові	м <sup>2</sup> .	32	0,015	0,48
12	Навіси	м <sup>2</sup>	61,4	0,015	0,92
13	Закриті склади	м <sup>2</sup> .	174,1	0,015	2,61
	Зовнішнє освітлення				23,22
11	Охоронне освітлення	100 м <sup>2</sup> .	15,69	0,15	2,35
12	Відкриті складські майданчики	100 м <sup>2</sup>	4,28	0,3	0,57
13	Освітлення робочих місць	100 м <sup>2</sup>	32,9	-	20,3
				всього:	198,58

$$P_{ЗАГ} = 1.1(1.0 \cdot 169.65 + 0.9 \cdot 23.22 + 1.0 \cdot 5.71) = 215.9 \text{ кВт}$$

За отриманими даними приймаємо трифазний силовий трансформатор ТМ-250/10 ХЛ з потужністю 250 кВА, що відповідає стандартам МЭК-76, ГОСТ11677.

Тимчасове водопостачання і електропостачання здійснюється від існуючих мереж.

### **6.3.5. Техніко-економічні показники будгенплану**

Техніко-економічні показники будгенплану подано на листі 9 графічної частини магістерської кваліфікаційної роботи.

### **6.3.6. Заходи по охороні праці та пожежної безпеки**

При проектуванні будгенплану питання охорони праці вирішується відповідно до вимог ДБН [64], а питання пожежної безпеки – відповідно до „правил пожежної безпеки при виробництві будівельно-монтажних робіт” і СНуП 2.01.02-85 „Протипожежні норми”. При проектуванні будгенплану передбачені такі заходи:

- визначені небезпечні зони, вхід до яких робітників, що не зв'язані з виконанням цих робіт, заборонений;
- тимчасові адміністративно-господарські приміщення розміщені на безпечній віддалі від основних небезпечних факторів;
- забезпеченні протипожежні розриви між тимчасовими і постійними будівлями;
- встановлено безпечні шляхи для пішоходів та автомобільного транспорту;
- влаштовано освітлення будмайданчику, проходів та робочих зон;
- забезпечені безпечні умови праці, що виключають можливість ураження електричним струмом.

### **6.3.7. Заходи по охороні навколишнього середовища на період будівництва**

Природоохоронні заходи при проектуванні будгенплану здійснені за такими основними напрямками: боротьба із шумом, зменшення забрудненості повітря, охорона та раціональне використання водних ресурсів, ґрунту.

Найбільш загальні заходи:

- встановлені чіткі розміри і межі будмайданчику;
- перевезення і складання товарних бетонів і розчинів здійснюються у герметичних ємностях;
- завершення будівництва якісним прибиранням і благоустроєм території з відновленням родючого шару ґрунту
- при прибиранні сміття в будинках і спорудах використовуються спеціальні трубчасті люльки;
- своєчасне і якісне влаштування під'їзних доріг;
- забороняється закопування в ґрунті відходів та залишків будівельних матеріалів при планувальних роботах.

## **7. ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА**

### **7.1. Техніко – економічні показники**

Загальна площа будівлі – 6480 м<sup>2</sup>

Корисна площа будівлі – 6254 м<sup>2</sup>

Будівельний об'єм – 94694,4 м<sup>3</sup>

Загальна кошторисна вартість – 71289, 25758 тис. грн

Кошторисна собівартість – 39267,43001 тис. грн.

Прямі витрати – 36495, 64778 тис. грн.

Загальновиробничі витрати – 2771,78223 тис. грн.

Кошторисний прибуток – 1449,96697 тис. грн.

Вартість 1м<sup>2</sup> загальної площі – 11,001 тис. грн.

Вартість 1м<sup>3</sup> загального об'єму – 0,753 тис. грн.

Кошторисна трудомісткість – 86,18937 тис. люд.-год

Кошторисна заробітна плата – 6524,77182 тис. грн

Рентабельність – 3,83%

Машинобудівний корпус сільськогосподарської техніки  
ДП

**Локальний кошторис на будівельні роботи № 2-1-1  
на Загально-будівельні роботи  
Загально-будівельна частина**

Основа:  
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість 36168,80065 тис. грн.  
Кошторисна трудомісткість 81,82585 тис.люд.-год.  
Кошторисна заробітна плата 6191,10227 тис. грн.  
Середній розряд робіт 2,7 розряд

Складений в поточних цінах станом на "30 листопада" 2025 р.

№ п/п	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
										тих, що обслуговують машини	
					заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
<b>Розділ 1. Земляні роботи</b>											
1	E1-13-1	Розроблення ґрунту у відвал екскаваторами "драглайн" або "зворотна лопата" з ковшом місткістю 0,4 [0,3-0,45] м3, група ґрунтів 1	1000м3	6,811	<u>14618,87</u> 592,82	<u>14026,05</u> 5158,45	99569,12	4037,7	<u>95531,42</u> 35134,2	<u>9,5400</u> 58,9016	<u>64,98</u> 401,18
2	E1-18-1	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами одноковшовими дизельними на гусеничному ході з ковшом місткістю 0,4 [0,35-0,45] м3, група ґрунтів 1	1000м3	3,675	<u>33545,76</u> 1500,06	<u>32045,70</u> 8436,54	123280,67	5512,72	<u>117767,95</u> 31004,28	<u>24,1400</u> 96,9391	<u>88,71</u> 356,25
3	C311-14	Перевезення ґрунту до 14 км	т	4134	<u>88,17</u> -	<u>88,17</u> 18,07	364494,78	-	<u>364494,78</u> 74701,38	<u>-</u> 0,2120	<u>-</u> 876,41
4	E1-164-1	Розробка ґрунту вручну в траншеях глибиною до 2 м без кріплень з укусами, група ґрунтів 1	100м3	2,18	<u>12188,46</u> 12188,46	<u>-</u> -	26570,84	26570,84	<u>-</u> -	<u>200,6000</u> -	<u>437,31</u> -

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
5	E11-2-4	Улаштування ущільнених трамбівками підстиляючих щебеневих шарів	м3	218	<u>1807,99</u> 362,96	<u>558,71</u> 102,99	394141,82	79125,28	<u>121798,78</u> 22451,82	<u>5,1200</u> 1,3685	<u>1116,16</u> 298,33		
6	E1-24-1	Розроблення ґрунту бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 10 м, група ґрунтів 1	1000м3	3,222	<u>13701,87</u> -	<u>13701,87</u> 1839,30	44147,43	-	<u>44147,43</u> 5926,22	<u>-</u> 21,5817	<u>-</u> 69,54		
7	C311-14	Перевезення ґрунту до 14 км	т	752	<u>88,17</u> -	<u>88,17</u> 18,07	66303,84	-	<u>66303,84</u> 13588,64	<u>-</u> 0,2120	<u>-</u> 159,42		
Разом прямі витрати по розділу 1							1118508,5	115246,54	<u>810044,2</u> 182806,54		<u>1707,16</u> 2161,13		
Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальнопромислові витрати, грн. трудомісткість в загальнопромислових витратах, люд.год. заробітна плата в загальнопромислових витратах, грн. <b>Всього будівельні роботи, грн.</b>							1118508,5	193217,76	298053,08	139208,59	410,21	48976,64	<b>1257717,09</b>
-----													
<b>Всього по розділу 1</b>							<b>1257717,09</b>						
<b>Розділ 2. Фундаменти</b>													
8	E7-1-6	Укладання фундаментів під колони при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій до 3,5 т	100шт	0,72	<u>94680,10</u> 19975,20	<u>74704,90</u> 16214,22	68169,67	14382,14	<u>53787,53</u> 11674,24	<u>278,4000</u> 177,4220	<u>200,45</u> 127,74		
9	C1411-35	Блоки та плити фундаментні розміром менше 3х3 м стаканного типу, об'єм більше 1 до 4 м3, маса до 5 т, клас бетону В15	м3	185	<u>2790,65</u> -	<u>-</u> -	516270,25	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -		
10	E7-1-7	Укладання фундаментів під колони при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій більше 3,5 т	100шт	0,38	<u>134225,90</u> 28922,43	<u>105303,47</u> 24127,49	51005,84	10990,52	<u>40015,32</u> 9168,45	<u>403,1000</u> 269,8819	<u>153,18</u> 102,56		
11	C1411-33	Блоки та плити фундаментні розміром 3х3 м та більше ребристі, коробчасті, об'єм більше 4 м3, маса понад 5 до 15 т, клас бетону В15	м3	257	<u>2192,54</u> -	<u>-</u> -	563482,78	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -		
12	E7-1-15	Укладання фундаментних балок довжиною до 6 м	100шт	0,77	<u>86759,07</u> 40922,63	<u>36809,08</u> 8425,41	66804,48	31510,43	<u>28342,99</u> 6487,57	<u>543,7500</u> 94,2069	<u>418,69</u> 72,54		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
13	C1411-9131	Балки фундаментні трапецеїдального перерізу, довжина до 6 м, клас бетону В15	м3	48	<u>4246,77</u>	-	203844,96	-	-	-	-
		Разом прямі витрати по розділу 2					1469577,98	56883,09	<u>122145,84</u> 27330,26		<u>772,32</u> 302,84
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. <b>Всього будівельні роботи, грн.</b>					1469577,98 1290549,05 84213,35 41576,36 129,02 15404,77 <b>1511154,34</b>				
		<b>Всього по розділу 2</b>					<b>1511154,34</b>				
		<b>Розділ 3. Каркас</b>									
14	E7-5-7	Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів будівель при глибині закладення колон до 0,7 м, масі колон до 10 т	100шт	0,72	<u>373429,22</u> 121904,40	<u>214200,74</u> 48670,98	268869,04	87771,17	<u>154224,53</u> 35043,11	<u>1638,5000</u> 542,9335	<u>1179,72</u> 390,91
15	C1412-327	(Колони)(стояки)(опори)(рами) прямокутні суцільні, довжина понад 3 до 12 м, об'єм більше 1 до 4 м3, маса понад 5 до 15 т, клас бетону В22,5	м3	173	<u>4146,93</u>	-	717418,89	-	-	-	-
16	E7-5-14	Установлення колон прямокутного перерізу у стакани фундаментів будівель при глибині закладення колон більше 0,7 м, масі колон до 10 т	100шт	0,38	<u>386459,25</u> 121904,40	<u>213870,91</u> 48542,88	146854,52	46323,67	<u>81270,95</u> 18446,29	<u>1638,5000</u> 541,2710	<u>622,63</u> 205,68
17	C1412-399	(Колони)(стояки)(опори)(рами) двовіткові та рамні, хрестоподібні з консолями більше 1 м, конструкції, що складаються з двох колон та ригеля, довжина понад 6,6 до 12 м, об'єм більше 1 до 4 м3, маса понад 5 до 15 т, клас бетону В30	м3	125	<u>6077,27</u>	-	759658,75	-	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
18	E7-3-5	Укладання плит перекриття площею до 5 м2 при найбільшій масі монтажних елементів більше 5 т	100шт	5,49	<u>83735,41</u> 16121,84	<u>28551,49</u> 6902,54	459707,4	88508,9	<u>156747,68</u> 37894,94	<u>221,8500</u> 78,8461	<u>1217,96</u> 432,87
19	C1414-7861	(Панелі)(плити) перекриттів типу "ТТ", зведена товщина 10 см, довжина понад 3 до 6,6 м, ширина до 1,4 м, маса до 5 т	м2	9882	<u>451,02</u> -	-	4456979,64	-	-	-	-
20	E9-29-1	Монтаж сходів прямолінійних і криволінійних, пожежних з огорожею	т	1,5	<u>10849,18</u> 3480,02	<u>6903,01</u> 1281,28	16273,77	5220,03	<u>10354,52</u> 1921,92	<u>46,2400</u> 13,2527	<u>69,36</u> 19,88
21	C121-387	Сходи маршеві, ширина 600 мм, погрунтовані та пофарбовані	пм	40	<u>2486,51</u> -	-	99460,4	-	-	-	-
22	E7-9-10	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах балок підкранових масою до 5 т, при масі колон до 10 т і висоті будівлі до 15 м	100шт	0,36	<u>295954,21</u> 105339,31	<u>169398,10</u> 35267,18	106543,52	37922,15	<u>60983,32</u> 12696,18	<u>1347,0500</u> 382,6300	<u>484,94</u> 137,75
23	C1412-523	Балки підкранові для середніх та крайніх чарунок та біля температурних швів, прогін 12 м, вантажопідйомність крана 20/5 т	м	432	<u>3487,37</u> -	-	1506543,84	-	-	-	-
24	E7-12-21	Установлення в одноповерхових будівлях кроквяних ферм прогоном до 24 м, масою до 15 т, при довжині плит покриття до 12 м, при висоті будівель до 25 м	100шт	0,14	<u>490075,06</u> 170610,48	<u>309177,65</u> 68026,24	68610,51	23885,47	<u>43284,87</u> 9523,67	<u>2088,0000</u> 750,6981	<u>292,32</u> 105,1
25	C1412-703 варіант 1	Ферми-діафрагми, прогін 24,0 м, ФБ24І-1	шт	14	<u>22840,97</u> -	-	319773,58	-	-	-	-
26	E7-12-7	Установлення в одноповерхових будівлях кроквяних балок прогоном до 12 м, масою до 10 т, при довжині плит покриття до 12 м, при висоті будівель до 25 м	100шт	0,18	<u>251114,57</u> 89570,50	<u>156400,60</u> 33399,36	45200,62	16122,69	<u>28152,11</u> 6011,88	<u>1096,2000</u> 363,9711	<u>197,32</u> 65,51
27	C1412-545 варіант 1	Балки з паралельними поясами, довжина 12,0 м	шт	18	<u>14628,69</u> -	-	263316,42	-	-	-	-
28	E7-12-12	Установлення в одноповерхових будівлях кроквяних балок і ферм прогоном до 18 м, масою до 15 т, при довжині плит покриття до 6 м, при висоті будівель до 25 м	100шт	0,14	<u>427570,07</u> 146914,58	<u>271011,49</u> 61219,93	59859,81	20568,04	<u>37941,61</u> 8570,79	<u>1798,0000</u> 682,8398	<u>251,72</u> 95,6
29	C1412-701 варіант 1	Ферми сегментні, прогін 18,0 м	шт	14	<u>20857,91</u> -	-	292010,74	-	-	-	-
30	E7-12-19	Установлення в одноповерхових будівлях кроквяних ферм прогоном до 24 м, масою до 15 т, при довжині плит покриття до 6 м, при висоті будівель до 25 м	100шт	0,12	<u>490075,06</u> 170610,48	<u>309177,65</u> 68026,24	58809,01	20473,26	<u>37101,32</u> 8163,15	<u>2088,0000</u> 750,6981	<u>250,56</u> 90,08
31	C1412-707 варіант 1	Ферми сегментні, прогін 24,0 м	шт	12	<u>28303,91</u> -	-	339646,92	-	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
32	E7-16-3	Установлення в одноповерхових будівлях панелей зовнішніх стін довжиною до 7 м, площею більше 10 м2 при висоті будівель до 25 м	100шт	0,64	<u>239429,38</u> 78876,09	<u>154123,96</u> 32452,51	153234,8	50480,7	<u>98639,33</u> 20769,61	<u>1023,7000</u> 351,6828	<u>655,17</u> 225,08
33	C1413-1220	Панелі тришарові із зовнішніми шарами із бетону щільністю 1900 кг/м3 та більше, щільність утеплювача із мінераловатних виробів або виробів із штапельного скляного волокна 100 кг/м3, товщина конструкції 25 см, товщина утеплювального шару 13 см, маса до 5 т	м2	1600	<u>987,91</u> -	- -	1580656	-	- -	- -	- -
34	E7-13-17	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 12 м, площею до 40 м2, при масі кроквяних і підкроквяних конструкцій до 15 т, при висоті будівель до 25 м	100шт	0,48	<u>188484,27</u> 48944,55	<u>92157,84</u> 22996,74	90472,45	23493,38	<u>44235,76</u> 11038,44	<u>665,5500</u> 265,7549	<u>319,46</u> 127,56
35	C1414-7722	Плити покриттів ребристі із важкого, а також легких бетонів щільністю 1600 кг/м3 та більше при відстані між осями поперечних ребер більше 0,11 довжини плити, ширина 3 м, довжина 12 м, розрахункове навантаження до 400 кгс/м2	м2	1728	<u>373,91</u> -	- -	646116,48	-	- -	- -	- -
36	E7-13-7	Укладання в одноповерхових будівлях і спорудах плит покриття довжиною до 6 м, площею до 20 м2, при масі кроквяних і підкроквяних конструкцій до 10 т, при висоті будівель до 25 м	100шт	1,6	<u>105518,00</u> 29082,53	<u>54480,81</u> 12956,15	168828,8	46532,05	<u>87169,3</u> 20729,84	<u>400,2000</u> 147,2354	<u>640,32</u> 235,58
37	C1414-7710	Плити покриттів ребристі із важкого, а також легких бетонів щільністю 1600 кг/м3 та більше, ширина 3 м, довжина 6 м, розрахункове навантаження 401-600 кгс/м2	м2	2880	<u>330,52</u> -	- -	951897,6	-	- -	- -	- -
38	E9-44-1	Монтаж віконних блоків сталевих із нащипинниками зі сталі при висоті будівлі до 50 м	т	7	<u>25205,89</u> 10498,10	<u>7633,47</u> 1344,38	176441,23	73486,7	<u>53434,29</u> 9410,66	<u>128,4800</u> 14,1192	<u>899,36</u> 98,83
39	C123-145	Блоки віконні для промислових будівель, що відчиняються всередину приміщення, спареної конструкції, тристулчасті, ширина коробки 124 мм, ПВД 18-30,2, ПВД 18-30,2П, площа 5,18 м2	м2	562	<u>1577,92</u> -	- -	886791,04	-	- -	- -	- -
40	E10-34-2	Установлення воріт з дерев'яними коробками і утепленими полотнами і хвіртками	100м2	0,27	<u>15074,47</u> 9725,56	<u>2414,32</u> 937,69	4070,11	2625,9	<u>651,87</u> 253,18	<u>142,5200</u> 12,1695	<u>38,48</u> 3,29

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
41	C123-400-1 варіант 1	Ворота розпашні утеплені з полотнами металеві 3300x4000	м2	27	<u>5777,07</u>	-	155980,89	-	-	-	-
42	E12-20-1	Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар	100м2	64,58	<u>6615,10</u>	<u>234,27</u>	427203,16	119028,69	<u>15129,16</u>	<u>24,4900</u>	<u>1581,56</u>
					1843,12	47,85			3090,15	0,5097	32,92
43	E12-19-2	Утеплення покриттів керамзитом	м3	6458	<u>1409,58</u>	<u>479,29</u>	9103067,64	1679402,9	<u>3095254,82</u>	<u>4,2800</u>	<u>27640,24</u>
					260,05	98,20			634175,6	1,0477	6766,05
44	E12-22-1	Улаштування вирівнюючих стяжок цементно-піщаних товщиною 15 мм	100м2	64,58	<u>8120,44</u>	<u>3059,22</u>	524418,02	152918,98	<u>197564,43</u>	<u>38,3900</u>	<u>2479,23</u>
					2367,90	628,36			40579,49	6,7514	436,01
45	E12-2-2	Улаштування покрівель плоских чотиришарових із рулонних покрівельних матеріалів на бітумній мастиці із захисним шаром гравію або дрібного щебеню на бітумній антисептованій мастиці	100м2	64,58	<u>19962,85</u>	<u>1725,63</u>	1289200,85	201944,89	<u>111441,19</u>	<u>41,5500</u>	<u>2683,3</u>
					3127,05	356,59			23028,58	3,8192	246,64
46	C111-858	Руберойд підкладний з пиловидною засипкою РПП-300А	м2	26432	<u>20,45</u>	-	540534,4	-	-	-	-
47	E15-165-5	Поліпшене фарбування кольором олійним розбіленим дерев'яних заповнень віконних прорізів	100м2	14,61	<u>17096,21</u>	<u>13,19</u>	249775,63	220729,19	<u>192,71</u>	<u>207,9000</u>	<u>3037,42</u>
					15108,09	5,12			74,8	0,0665	0,97
48	E15-165-4	Поліпшене фарбування кольором олійним розбіленим дерев'яних заповнень дверних прорізів	100м2	0,648	<u>12119,90</u>	<u>13,19</u>	7853,7	6549,77	<u>8,55</u>	<u>139,0900</u>	<u>90,13</u>
					10107,67	5,12			3,32	0,0665	0,04
49	E15-155-2	Силікатне фарбування фасадів із рихтувань з підготовленням поверхні	100м2	56,89	<u>3559,04</u>	<u>13,19</u>	202473,79	119764,83	<u>750,38</u>	<u>30,8500</u>	<u>1755,06</u>
					2105,20	5,12			291,28	0,0665	3,78
50	E11-2-4	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих щебневих шарів	м3	108	<u>1807,99</u>	<u>558,71</u>	195262,92	39199,68	<u>60340,68</u>	<u>5,1200</u>	<u>552,96</u>
					362,96	102,99			11122,92	1,3685	147,8
51	E11-2-9	Улаштування підстилаючих бетонних шарів	м3	71	<u>2606,15</u>	-	185036,65	27507,53	-	<u>5,7800</u>	<u>410,38</u>
					387,43	-			-	-	-
52	E11-15-1	Улаштування бетонного покриття товщиною 30 мм	100м2	64,58	<u>11591,83</u>	<u>1823,67</u>	748600,38	231259,04	<u>117772,61</u>	<u>57,0400</u>	<u>3683,64</u>
					3580,97	534,79			34536,74	6,9407	448,23
53	E11-15-2	Додавати або вилучати на кожні 5 мм зміни товщини бетонного покриття	100м2	387,48	<u>1280,44</u>	<u>147,98</u>	496144,89	39894,94	<u>57339,29</u>	<u>1,6400</u>	<u>635,47</u>
					102,96	46,52			18025,57	0,6037	233,92
54	E11-2-4	Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих щебневих шарів	м3	8	<u>1807,99</u>	<u>558,71</u>	14463,92	2903,68	<u>4469,68</u>	<u>5,1200</u>	<u>40,96</u>
					362,96	102,99			823,92	1,3685	10,95
55	E11-2-9	Улаштування підстилаючих бетонних шарів	м3	8	<u>2606,15</u>	-	20849,2	3099,44	-	<u>5,7800</u>	<u>46,24</u>
					387,43	-			-	-	-
56	E11-15-1	Улаштування бетонного покриття товщиною 30 мм	100м2	2,4	<u>11591,83</u>	<u>1823,67</u>	27820,39	8594,33	<u>4376,81</u>	<u>57,0400</u>	<u>136,9</u>
					3580,97	534,79			1283,5	6,9407	16,66

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
57	E27-53-2	Улаштування покриття товщиною 4 см із гарячих асфальтобетонних щільних дрібнозернистих сумішей типу А, Б, В, щільність щебневих матеріалів 3 т/м3 і більше	1000м2	1,44	<u>14040,04</u> 4064,39	<u>8980,83</u> 3185,32	20217,66	5852,72	<u>12932,4</u> 4586,86	<u>52,7500</u> 34,4234	<u>75,96</u> 49,57	
58	C1421-9835	Суміші асфальтобетонні гарячі і теплі [асфальтобетон щільний] (дорожні)(аеродромні), що застосовуються у верхніх шарах покриттів, дрібнозернисті, тип А, марка 1 Водостоки	т	172,8	<u>2126,37</u> -	-	367436,74	-	-	-	-	
59	PH8-41-2	Навішування водостічних труб, колін, відливів і ліжок з готових елементів	100м	3,248	<u>6634,48</u> 4166,39	-	21548,79	13532,43	-	<u>55,3600</u> -	<u>179,81</u> -	
60	C123-382 варіант 1	Жолоб ф160 мм	м	324	<u>236,18</u> -	-	76522,32	-	-	-	-	
61	C113-1489 варіант 1	Заглушки жолоба внутрішні	шт	12	<u>140,89</u> -	-	1690,68	-	-	-	-	
62	C113-1489 варіант 2	Муфта жолоба	шт	648	<u>132,63</u> -	-	85944,24	-	-	-	-	
63	C113-1489 варіант 3	Воронка	шт	21	<u>763,00</u> -	-	16023	-	-	-	-	
64	C123-382 варіант 2	Кронштейн жолоба	м	648	<u>64,21</u> -	-	41608,08	-	-	-	-	
65	PH8-41-2	Навішування водостічних труб, колін, відливів і ліжок з готових елементів	100м	0,96	<u>6634,48</u> 4166,39	-	6369,1	3999,73	-	<u>55,3600</u> -	<u>53,15</u> -	
66	C123-382 варіант 3	Водостічна труба 130	м	96	<u>185,73</u> -	-	17830,08	-	-	-	-	
67	C113-1491 варіант 1	Коліно труби	шт	14	<u>352,17</u> -	-	4930,38	-	-	-	-	
68	C113-1491 варіант 2	Злив	шт	14	<u>410,81</u> -	-	5751,34	-	-	-	-	
		Разом прямі витрати по розділу 3						29498604, 73	3419596, 88	<u>4571764,</u> 17		<u>52201,73</u> 10627,26
		Разом будівельні роботи, грн.						29498604, 73				
		в тому числі:										
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.						21507243, 68				
		всього заробітна плата, грн.						4391693, 27				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
		Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. <b>Всього будівельні роботи, грн.</b>					2274853, 98 7349,81 877597,68 <b>31773458, 71</b>					
		-----					<b>31773458, 71</b>					
		<b>Всього по розділу 3</b>										
		<b>Розділ 4. Вентиляція</b>										
69	E20-1-3	Прокладання повітроводів із листової сталі класу Н [нормальні] товщиною 0,5 мм, периметром 800, 1000 мм	100м2	3,25	<u>62308,62</u> 16786,19	<u>460,73</u> 141,38	202503,02	54555,12	<u>1497,37</u> 459,49	<u>239,7000</u> 1,8349	<u>779,03</u> 5,96	
70	C130-1112	Повітроводи класу Н з листової сталі товщиною 0,7 мм, прямокутного перерізу, розмір більшої сторони від 300 до 1000 мм	м2	328,25	<u>464,15</u> -	<u>-</u> -	152357,24	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -	
71	M35-106-2	Монтаж комплекту вентиляційного устаткування	комплек т	22	<u>19223,19</u> 15752,27	<u>3392,51</u> 793,25	422910,18	346549,94	<u>74635,22</u> 17451,5	<u>214,2000</u> 8,9428	<u>4712,4</u> 196,74	
72	C1630-1479 варіант 1	Агрегати вентиляційні	шт	22	<u>30449,49</u> -	<u>-</u> -	669888,78	-	<u>-</u> -	<u>-</u> -	<u>-</u> -	
		Разом прямі витрати по розділу 4					1447659, 22	401105,06	<u>76132,59</u> 17910,99		<u>5491,43</u> 202,7	
		Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн. всього заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год. заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн. <b>Всього будівельні роботи, грн.</b>					1447659, 22 970421,57 419016,05 178811,28 470,24 56147,43 <b>1626470,5</b>					
		-----										
		<b>Всього по розділу 4</b>					<b>1626470,5</b>					

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		Разом прямі витрати по кошторису					33534350, 43	3992831, 57	5580086,8 1200144, 18		60172,64 13293,93
		Разом будівельні роботи, грн.					33534350, 43				
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.					23961432, 06				
		всього заробітна плата, грн.					5192975, 75				
		Загальновиробничі витрати, грн.					2634450, 22				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.год.					8359,28				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.					998126,52				
		<b>Всього будівельні роботи, грн.</b>					<b>36168800, 65</b>				
		-----									
		<b>Всього по кошторису</b>					<b>36168800, 65</b>				
		Кошторисна трудоємність, люд.год.					81825,85				
		Кошторисна заробітна плата, грн.					6191102, 27				

Склав \_\_\_\_\_ Кондратюк А.В.  
[посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

Перевірив \_\_\_\_\_ Дмитренко Є.А.  
[посада, підпис ( ініціали, прізвище )]

Машинобудівний корпус сільськогосподарської техніки

Форма №4

**ОБ`ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1**

на будівництво : Загально-будівельна частина

Кошторисна вартість об`єкта 37059,77734 тис.грн.  
 Кошторисна трудомісткість 82,44842 тис.люд.-год.  
 Кошторисна заробітна плата 6238,56326 тис.грн.  
 Вимірник одиничної вартості  
 Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 30 листопада 2025 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	2-1-1	на Загально-будівельні роботи	36168,80065	-	36168,80065	81,82585	6191,10227	-
2	2-1-2	на Електротехнічна частина	890,97669	-	890,97669	0,62257	47,46099	-
		Всього:	37059,77734	-	37059,77734	82,44842	6238,56326	-

Головний інженер проекту  
( Головний архітектор проекту)

\_\_\_\_\_

[підпис, ( ініціали, прізвище )]

Начальник відділу

\_\_\_\_\_

[підпис, ( ініціали, прізвище )]

Склав

\_\_\_\_\_

[підпис, ( ініціали, прізвище )]

Перевірив

\_\_\_\_\_

[підпис, ( ініціали, прізвище )]

**ВІДОМІСТЬ ТРУДОМІСТКОСТІ І ЗАРОБІТНОЇ ПЛАТИ**  
**до об'єктного кошторису № 2-1**

Номери локальних кошторисів	Найменування локальних кошторисів	Робітники-будівельники	Робітники-монтажники	Робітники, зайняті на керуванні та обслуговуванні машин	Роботи по перевезенню ґрунту і будівельного сміття	Пусконалагоджувальний персонал	Разом прями витрати	Загально-виробничі витрати	Разом кошторисні витрати
		Трудовісткість, тис. люд.-год.							
		Заробітна плата, тис. грн.							
1	2	3/4	5/6	7/8	9/10	11/12	13/14	15/16	17/18
2-1-1	Загально-будівельні роботи	<u>55,46024</u> 3646,28163	<u>4,71240</u> 346,54994	<u>12,25810</u> 1111,85416	<u>1,03583</u> 88,29002	- -	<u>73,46657</u> 5192,97575	<u>8,35928</u> 998,12652	<u>81,82585</u> 6191,10227
2-1-2	Електротехнічна частина	- -	<u>0,44155</u> 31,16469	<u>0,12597</u> 9,72339	- -	- -	<u>0,56752</u> 40,88808	<u>0,05505</u> 6,57291	<u>0,62257</u> 47,46099
	Разом :	<u>55,46024</u> 3646,28163	<u>5,15395</u> 377,71463	<u>12,38407</u> 1121,57755	<u>1,03583</u> 88,29002	- -	<u>74,03409</u> 5233,86383	<u>8,41433</u> 1004,69943	<u>82,44842</u> 6238,56326

Склав \_\_\_\_\_

Перевірив \_\_\_\_\_

( назва організації, що затверджує )

**Затверджено**Зведений кошторисний розрахунок у сумі 71289,25758 тис. грн.  
В тому числі зворотних сум 0 тис. грн.

( посилання на документ про затвердження )

" " \_\_\_\_\_ 20 р.

**ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ ОБ'ЄКТА БУДІВНИЦТВА №  
Машинобудівний корпус сільськогосподарської техніки**

Складений в поточних цінах станом на 30 листопада 2025 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, будинків, будівель, споруд, лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			
			будівельних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	загальна вартість
1	2	3	4	5	6	7
1	1-1	<b>Глава 1. Підготовлення території будівництва</b> Підготовка території будівництва	1774,17753	-	-	1774,17753
		<b>Разом по главі 1:</b>	1774,17753	-	-	1774,17753
2	2-1	<b>Глава 2. Об'єкти основного призначення</b> Загально-будівельна частина	37059,77734	-	-	37059,77734
		<b>Разом по главі 2:</b>	37059,77734	-	-	37059,77734
3	7-1	<b>Глава 7. Благоустрій та озеленення території</b> Благоустрій	433,47514	-	-	433,47514
		<b>Разом по главі 7:</b>	433,47514	-	-	433,47514

1	2	3	4	5	6	7
		<b>Разом по главах 1-7:</b>	39267,43001	-	-	39267,43001
		<b>Разом по главах 1-8:</b>	39267,43001	-	-	39267,43001
4	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 26	<b>Глава 9. Кошти на інші роботи та витрати</b> Додаткові витрати при виконанні будівельних робіт у зимовий період (1X0,9)%	353,40687	-	-	353,40687
5	Розрахунок N П-929	Кошти на відрядження працівників будівельних організацій на об'єкт будівництва	-	-	10229,65947	10229,65947
6	Розрахунок N П-94	Кошти на перевезення працівників будівельних організацій автомобільним транспортом	-	-	177,81900	177,81900
		<b>Разом по главі 9:</b>	353,40687	-	10407,47847	10760,88534
		<b>Разом по главах 1-9:</b>	39620,83688	-	10407,47847	50028,31535
7	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 44	<b>Глава 10. Утримання служби замовника</b> Кошти на утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	1250,70788	1250,70788
		<b>Разом по главі 10:</b>	-	-	1250,70788	1250,70788
8	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 52	<b>Глава 12. Проектно-вишукувальні роботи та авторський нагляд</b> Вартість проектних робіт	-	-	1937,45892	1937,45892
9	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 53	Вартість експертизи проектної документації (K=1,1)	-	-	67,98936	67,98936
10	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Дод. К п. 54	Кошти на здійснення авторського нагляду	-	-	-	-
		<b>Разом по главі 12:</b>	-	-	2005,44828	2005,44828
		<b>Разом по главах 1-12:</b>	39620,83688	-	13663,63463	53284,47151
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	<b>Кошторисний прибуток (П)</b>	1449,96697	-	-	1449,96697
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	<b>Кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (АВ)</b>	-	-	144,09610	144,09610

1	2	3	4	5	6	7
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	<b>Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва</b>	3367,77113	-	1161,40894	4529,18007
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	<b>Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (I)</b>	-	-	-	-
		<b>Разом</b>	44438,57498	-	14969,13967	59407,71465
	ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16	<b>Податок на додану вартість</b>	-	-	11881,54293	11881,54293
		<b>Всього по зведеному кошторисному розрахунку</b>	44438,57498	-	26850,68260	71289,25758

Керівник проектної організації \_\_\_\_\_

Головний інженер проекту  
(Головний архітектор проекту) \_\_\_\_\_

Керівник відділу \_\_\_\_\_

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- [1] Vembu Sh., Ammasi A.K. A Comprehensive Review on the Factors Affecting Bond Strength in Concrete // Buildings. – 2023. – Vol. 13. – Iss. 3. – No. 577. – 27 p. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.11.063
- [2] Zheng Y., Fan C., Ma J., Wang S. Review of research on Bond–Slip of reinforced concrete structures // Construction and Building Materials. – 2023. – Vol. 385. – No. 131437. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2023.131437
- [3] Khaksefidi S., Ghalehnovi M., Brito J. Bond behaviour of high-strength steel rebars in normal (NSC) and ultra-high performance concrete (UHPC) // Journal of Building Engineering. – 2021. – Vol. 33. – No. 101592. DOI: 10.1016/j.jobe.2020.101592
- [4] Long X., Li H., Iyela P.M., Kang S. Predicting the bond stress–slip behavior of steel reinforcement in concrete under static and dynamic loadings by finite element, deep learning and analytical methods // Engineering Failure Analysis. – 2024. – Vol. 161. – No. 108312. – 35 p. DOI: 10.1016/j.engfailanal.2024.108312
- [5] Lin H., Zhao Y., Ozbolt J., Feng P., Jiang C., Eligehausen R. Analytical model for the bond stress-slip relationship of deformed bars in normal strength concrete // Construction and Building Materials. – 2019. – Vol. 198. – P. 570–586. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.258
- [6] Shuang S., Xue Z. A numerical bond-slip model considering the effect of the lateral complex stress state // The 15th International Symposium on Structural Engineering (Oct, 24-27, 2018, Hangzhou, China). – 2018. – 11 p.
- [7] Corres E., Muttoni A. Bond of steel reinforcement based on detailed measurements: Results and interpretations // Structural Concrete. – 2023. – Vol. 24. – P. 7173–7204. DOI: 10.1002/suco.202300324
- [8] Yakovenko I.A., Dmytrenko Ye.A. Influence of Reinforcement Parameters on the Width of Crack Opening in Reinforced Concrete Structures // Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : monograph. – Riga: Baltija Publ. – P. 510–536. DOI: 10.30525/978-9934-26-254-8-18
- [9] Valiukas D., Kaklauskas G., Sokolov A., Jakubovskis R. Features of bond-slip relations: 3D finite element analysis based on tests of short RC ties // Case Studies in Construction Materials. – 2024. – Vol. 20. – No. e03387. – 19 p. DOI: 10.1016/j.cscm.2024.e03387
- [10] Dey A., Bado M.F., Kaklauskas G. Validation of reinforced concrete bond stress–slip models through an analytical strain distribution comparison // Materials and Structures. – 2022. – Vol. 55. – No 240. – 16 p. DOI: 10.1617/s11527-022-02071-y
- [11] Peng Q., Wu H., Jia P.C., Ma L.L., Fang Q. Numerical studies on rebar-concrete interactions of RC members under impact and explosion // Structures. – 2023. – Vol. 47. – P. 63–80. DOI: 10.1016/j.istruc.2022.11.063
- [12] Lee M., Kwak H.G. Blast and Impact Analyses of RC Beams Considering Bond-Slip Effect and Loading History of Constituent Materials // International

Journal of Concrete Structures and Materials. – 2018. – Vol. 12. – No. 32. – 13 p.  
DOI: 10.1186/s40069-018-0244-9

[13] Kang S., Wang S., Long X., Wang D., Wang C. Investigation of dynamic bond-slip behaviour of reinforcing bars in concrete // Construction and Building Materials. – 2020. – Vol. 262. – No. 120824. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120824

[14] Shi Y., Li Z., Hao H. Bond slip modelling and its effect on numerical analysis of blast-induced responses of RC columns // Structural Engineering and Mechanics. – 2009. – Vol. 32. – No 2. – P. 251–267. DOI: 10.12989/sem.2009.32.2.251

[15] Mak W. T. M., Lees J. M. Bond strength and confinement in reinforced concrete // Construction and Building Materials. – 2022. – Vol. 355. – No. 129012. – 19 p. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2022.129012

[16] Chang Y., Qin S., Huang M., Hu D., Yang H., Li S. Analytical model of the bond stress-slip relationship for reinforced concrete due to splitting failure // Construction and Building Materials. . – 2021. – Vol. 287. – No. 123025. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123025

[17] Ромашко О. В. Узагальнена модель зчеплення арматури з бетоном / О. В. Ромашко, В. М. Журавський О. Д. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - 2019. - Вип. 37. - С. 214-221. - Режим доступу: [http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs\\_2019\\_37\\_28](http://nbuv.gov.ua/UJRN/rmkbs_2019_37_28)

[18] Corres E., Muttoni A. Local bond-slip model based on mechanical considerations / Engineering Structures. – 2024. – Vol. 314. – No. 1181190. – 19 p. DOI: 10.1016/j.engstruct.2024.1181190

[19] Galkovski T., Mata-Falcón J., Kaufmann W. Experimental investigation of bond and crack behaviour of reinforced concrete ties using distributed fibre optical sensing and digital image correlation // Engineering Structures. – 2023. – Vol. 292. – No. 116467. – 24 p. DOI: 10.1016/j.engstruct.2023.116467

[20] Metelli G., Cairns J., Plizzari G. A new fib Model Code proposal for a beam-end type bond test // Structural Concrete. – 2023. – Vol. 24. – Iss. 4. – P. 4446–4463. DOI: 10.1002/suco.202300124

[21] Bado M.F., Casas J.R., Kaklauskas G. Distributed Sensing (DOFS) in Reinforced Concrete members for reinforcement strain monitoring, crack detection and bond-slip calculation // Engineering Structures. – 2021. – Vol. 226. – No 111385. DOI: 10.1016/j.engstruct.2020.111385

[22] Cairns J. Local bond-slip model for plain surface reinforcement // Structural Concrete. – 2021. – Vol. 22. – P. 666–675. DOI: 10.1002/suco.202000114

[23] Gao X., Li N., Ren X. Analytic solution for the bond stress-slip relationship between rebar and concrete // Construction and Building Materials. – 2019. – Vol. 197. – P. 385–397. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.206

[24] Sae-Long, W., Limkatanyu S., Damrongwiriyanupap N., Sukontasukkul P., Phoo-Ngernkham, T., Imjai T., Keawsawasvong, S. Bond-Slip Model for Finite Element Analysis of Reinforced Recycled Aggregate Concrete Frames // Journal of Applied and Computational Mechanics. – 2025. – Vol. 11. – Iss. 2. – P. 451–466. DOI: 10.22055/jacm.2024.46464.4532

- [25] Yan F., Lin Z., Yang M. Bond mechanism and bond strength of GFRP bars to concrete: A review // *Composites Part B: Engineering*. – 2016. – Vol. 98. – P. 56–69. DOI: 10.1016/j.compositesb.2016.04.068
- [26] Yakovenko I., Dmytrenko Y., Bakulina V. Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks // *Lecture Notes in Mechanical Engineering*. – 2023. – P. 107–120. DOI: 10.1007/978-3-030-85057-9\_10
- [27] Abbas M., Bary B., Jason L. A 3D mesoscopic frictional cohesive zone model for the steel-concrete interface // *International Journal of Mechanical Sciences*. – 2023. – Vol. 237. – No. 107819. – 50 p. DOI: 10.1016/j.ijmecsci.2022.107819
- [28] Mazumder M.H., Gilbert R.I. Finite element modelling of bond–slip at anchorages of reinforced concrete members subjected to bending // *SN Applied Science*. – 2019. – Vol. 1. – No 1332. – 11 p. DOI: 10.1007/s42452-019-1368-5
- [29] Mirhosseini R.T., Araghizadeh E., Rashidi S. Approximate Relationship for the Bond-Slip Using a Concrete Damage-Plastic Model // *Advances in Materials Science and Engineering*. – 2023. – No 1320192. – 15 p. DOI: 10.1155/2023/1320192
- [30] Gu D., Mustafa S., Pan J., Luković M. Reinforcement-concrete bond in discrete modeling of structural concrete // *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*. – 2023. – Vol. 38. – P 1324–1345. DOI: 10.1111/mice.12937
- [31] Congcong F., Yuanxun Z., Yongchao W., Meng S. Classification and prediction of deformed steel and concrete bond-slip failure modes based on SSA-ELM model // *Structures*. – 2023. – Vol. 57. – No. 105131. – 16 p. DOI: 10.1016/j.istruc.2023.105131
- [32] Huang Y., Liu Y. Review of Bond-Slip Behavior between Rebar and UHPC: Analysis of the Proposed Models // *Buildings*. – 2023. – Vol. 13. – No 1270. – 23 p. DOI: 10.3390/buildings13051270
- [33] Koschemann M., Curbach M., Marx S. Bond behavior and crack propagation of reinforced concrete under long-term loading // *26th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (Transactions, SMiRT-26, Berlin/Potsdam, July 10-15, Germany)*. – 2022. – 10 p.
- [34] RILEM, Essais portant sur l'adh'ERENCE des armatures du b'eton - Essai par traction,  
Recommendation RILEM/CEB/FIP - RC6, Mat' eriaux et Constructions. – 1978. – Vol. 6. – No. 32. – 188 p.
- [35] ASTM. Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens. A944-10. USA: ASTM. – 2015. – 4 p. DOI: 10.1520/A0944-10R15
- [36] Холмянский М.М. Контакт арматуры с бетоном. М.: Стройиздат, 1981. 184 с.
- [37] Cruz J.S., Barros J. Modeling of bond between near-surface mounted CFRP laminate strips and concrete // *Computers and Structures*. – 2004. – No. 82. – 1513–1521.

- [38] Tepfers R. A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars // Division of Concrete structures. – Goteborg: Chalmers University of Goteborg, 1973. – 328 p.
- [39] Hugo B., Nuno C. Bond assessment between rebars embedded into a parent material using a single-function bond-slip model // Construction and Building Materials. – 2023. – Vol. 397. – No 132396. – 21 p. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2023.132396
- [40] Xiaoyong Lv, Zhiwu Yu, Zhi Shan. ). Bond stress-slip model for rebar-concrete interface under monotonic and cyclic loading // Structures. – 2021. – Vol. 34. – P. 498–506. DOI: 10.1016/j.istruc.2021.07.093
- [41] Shima H. Chou L., Okamura H. Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete // Journal of the Faculty of Engineering: University of Tokyo. – 1987. – Vol. XXXIX. – No. 2. – P. 133–194.
- [42] Balázs G.L. Connecting Reinforcement to Concrete by Bond // Beton und Stahlbetonbau. – 2007. – No.102. – P. 46–50.
- [43] Колчунов В. И. Конечно-элементные плоские модели нелинейной задачи сцепления арматуры с бетоном, их сравнение и анализ / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. А. Дмитренко // Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту. – Харків : УкрДУЗТ, 2016. – Вип. 165. – С. 240–259. (Видання входить до міжнародних наукометричних баз даних *Index Copernicus, Google Scholar*).
- [44] Kolchunov V. I. The analytical core model formation of the nonlinear problem bond armature with concrete / V. I. Kolchunov, I. A. Yakovenko, E. A. Dmitrenko // Збірник наукових праць. Серія галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава : ПолтНТУ, 2016. – Вып. 2(47). – С. 125–132. (Видання входить до міжнародної наукометричної бази даних *Index Copernicus*).
- [45] Hugo B. Experimental and numerical evaluations of the bond behaviour between ribbed steel rebars and concrete // Archives of Civil and Mechanical Engineering. – 2023. – Vol. 23. – No 159. – 33 p. DOI: 10.1007/s43452-023-00704-9
- [46] Tvergaard V. Cohesive zone representations of failure between elastic or rigid solids and ductile solids // Engineering Fracture Mechanics. – 2003. – Vol. 70. – P. 1859–1868. DOI: 10.1016/S0013-7944(03)00128-0
- [47] Wu T., Wriggers P. Multiscale diffusion–thermal–mechanical cohesive zone model for concrete // Computational Mechanics. – 2015. – Vol. 55. – P. 999–1016. DOI: 10.1007/s00466-015-1149-y
- [48] Ma S., Sun J., Xu T. Numerical Analysis of Shear Contribution of CFRP-Strengthened RC Beams by Different Bond-Slip Models // International Journal of Concrete Structures and Materials. – 2025. – Vol. 19. – No. 4. – 15 p. DOI: 10.1186/s40069-024-00728-2
- [49] Mousavi S.S., Mousavi Ajarostaghi S.S., Bhojaraju C. A critical review of the effect of concrete composition on rebar–concrete interface (RCI) bond strength: A case study of nanoparticles // SN Applied Science. – 2020. – Vol. 2. – No 893. – 23 p. DOI: 10.1007/s42452-020-2681-8

- [50] Liu M., Jin L., Chen F., Zhang R., Du X. 3D meso-scale modelling of the bonding failure between corroded ribbed steel bar and concrete // *Engineering Structures*. – 2022. – Vol. 256. – No 113939. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.113939
- [51] Hossain K.M. Anwar. Bond characteristics of plain and deformed bars in lightweight pumice concrete // *Construction and Building Materials*. – 2008. – Vol. 22. – P. 1491–1499. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2007.03.025
- [52] Long X., Wang C., Zhao P., Kang S. Bond strength of steel reinforcement under different loading rates // *Construction and Building Materials*. – 2020. – Vol. 238. – No. 117749. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.117749
- [53] Emelyanov S., Nemchinov Y., Kolchunov V., Yakovenko I. Details of large-panel buildings seismic analysis // *Enfoque UTE*. – 2016. – Vol. 7(2). –P. 120 – 134. DOI: 10.29019/enfoqueute.v7n2.100
- [54] 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).
- [55] 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).
- [56] Будинки адміністративного та побутового призначення. Будинки і споруди: ДБН В.2.2-28:2010. – [Чинний від 2011-01-10]. – К. : КИЇВЗНДІЕП, 2011. –28 с. – (Державні будівельні норми України)
- [57] Будівлі підприємств : параметри : ДСТУ Б В.2.2–29:2011. – [Чинний з 2012-12-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 11 с. – (Національний стандарт України).
- [58] Будівлі та споруди. Визначення класів наслідків (відповідальності) : : ДСТУ 8855:2019. – [Чинний з 2019-12-01]. – К. : Державне підприємство «Український науково-дослідний і навчальний центр проблем стандартизації, сертифікації та якості», 2019. – 14 с. – (Державний стандарт України).
- [59] 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)
- [60] 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).
- [61] 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).
- [62] 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).
- [63] 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).

- [64] 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).
- [65] 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).
- [66] 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).
- [67] 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).
- [68] 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).
- [69] Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінрегіонбуд України.
- [70] Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).
- [71] Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.
- [72] Vakulin Y.A. Engineering protection and prepatation of territories : study guide; under the editorship of cand tech. science Ye.A. Vakulin / Ye.A. Vakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Vakulina. – Kyiv : NULES of Ukraine, 2022. – 205 p.
- [73] 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.
- [74] Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проектування в будівництві" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 91 с.
- [75] 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.
- [76] 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.
- [77] 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.

- [78] Барашиков А. Я. Оцінювання технічного стану будівельних та інженерних споруд / А.Я. Барашиков, О.М. Малишев. — К. : Основа, 2008. — 320 с
- [79] Білик С.І. Металеві конструкції. Том 2. Конструкції металевих каркасів промислових будівель: підручник для ВНЗ. / С.І. Білик, О.В. Шимановський та ін. — Кам'янець-Подільський : Рута, 2021. — 448 с.
- [80] Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд : навч. посібник / З.Я. Бліхарський. — Львів : вид-во «Львівська політехніка», 2008. — 108 с.
- [81] Куценко А.Г. Будівельна механіка : навчальний посібник / А.Г. Куценко, М.М. Бондар, В.В. Яременко — К.: Центр учбової літератури, 2019. — 704 с.
- [82] Куліков П.М. Архітектура будівель і споруд. Книга 5. Промислові будівлі: підручник / П.М. Куліков, В.О. Плоский, Г.В. Гетун. — Кам'янець-Подільський : Рута, 2020. — 820 с.
- [83] Котеньова З.І. Архітектура будівель і споруд: навчальний посібник / З.І. Котеньова. — Харків : ХНУБА, 2007. — 170 с.
- [84] Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. — Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. — 284 с.
- [85] Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : практичні методи розрахунків та конструювання : навч. посіб. / А.М. Павліков, Д.В. Кочкар'юв ; [за ред. д.т.н., проф. Павлікова А.М.] ; ПолтНТУ. — Полтава, ТОВ «АСМІ», 2019. — 238 с.
- [86] Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6–98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01–84\* і EN 1992–1–1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. — Харків : Золоті сторінки, 2015. — 208 с.
- [87] Дмитренко Є. А. Особливості розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій за методом Вуда в ПК «ЛІРА САПР» / Є. А. Дмитренко, Ю. В. Гензерський, І. А. Яковенко, Є. А. Бакулін // Український журнал будівництва та архітектури : науково-практичний журнал. — Дніпро : ДВНЗ ПДАБА, 2021. — № 5 (005). — С. 41–49. <http://uajcea.pgasa.dp.ua/issue/view/15004>
- [88] Дмитренко Є.А. Особливості чисельного моделювання моменту утворення тріщин залізобетонних конструкцій у ПК «Сапфір» / Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко // Збірник тез доповідей міжнародної науково-практичної онлайн конференції «Сучасні проблеми та перспективи розвитку машинобудування України», присвяченої 20-й річниці з дня створення факультету конструювання та дизайну Національного університету біоресурсів і природокористування України (23-24 вересня 2021 р.). — К.: НУБіП України, 2021. — С. 58–61.
- [89] Колчунов В.І. Аналітична модель зчеплення та нелінійна податливість арматурних зв'язків при розкритті дискретних тріщин у залізобетонних конструкціях / В.І. Колчунов, І.А. Яковенко, Є.А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. — Рівне, 2016. — Вип. 32. — С. 183 – 196.

- [90] Яковенко І.А. Класифікація методів посилення залізобетонних конструкцій будівель та споруд / І. А. Яковенко, Є.А. Бакулін, В.М. Бакуліна // Збірник тез доповідей ХІХ міжн. конф. науково-педагогічних працівників, наукових співробітників та аспірантів «Проблеми та перспективи розвитку технічних та біоенергетичних систем природокористування: конструювання та дизайн» (20-22 березня 2019 року). – К. : НУБіП України, 2019. – С. 8–11.
- [91] Дмитренко Є.А., Бакай Т.В. Залежності зчеплення арматури з бетоном при різних видах руйнування зони їх контакту. *Збірник тез доповідей ХІІ Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання»*. Київ, Україна: НУБіП України, 2025. С. 524–527.
- [92] Дмитренко Є.А., Денисенко Д.О. Зміна параметрів зчеплення арматури з бетоном при дії довготривалих навантажень. *Збірник тез доповідей ХІІ Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання»*. Київ, Україна: НУБіП України, 2025. С. 527–530.