

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

Факультет: Будівельний
Кафедра: Промислове, цивільне і міське будівництво
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія

Роман КОЗИР
(ім'я та прізвище дипломника)

Бакалавр групи _____

(домашня адреса)

ДОПУСКАЮ ДО ЗАХИСТУ

Зав. каф. промислового, цивільного і
міського будівництва
к. т. н., проф.

О.І. Валовой

20_____._____._____

**Дизайн-проект фасадів ковальського цеху
з благоустроєм прилеглої території**

(тема бакалаврської роботи)

Розрахунково-пояснювальна записка до бакалаврської роботи

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище дипломника)

Керівник

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

КОНСУЛЬТАНТИ:

- з архітектурно-будівельного
розділу –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з розрахунково-конструктивного
розділу –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з техніко-економічного
порівняння варіантів –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з технології та організації
будівництва –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

- з охорони праці та безпеки
життєдіяльності –

(підпис, дата)

(ім'я та прізвище)

Роботу закінчено _____ 20__ р.

ЗМІСТ

| | | |
|--------|--|-------|
| 1 | АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ | _____ |
| 1.1 | Вихідні дані для проектування | _____ |
| 1.2 | Опис технологічного процесу | _____ |
| 1.3 | Опис генерального плану | _____ |
| 1.4 | Об'ємно-планувальне рішення | _____ |
| 1.5 | Конструктивне рішення будівлі та її елементів | _____ |
| 1.6 | Теплотехнічний розрахунок стінової огорожі | _____ |
| 1.8 | Зовнішнє оздоблення | _____ |
| 2 | РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ | _____ |
| 2.1 | Розрахунок панелі покриття | _____ |
| 2.1.1 | Вихідні дані | _____ |
| 2.1.2 | Призначення розмірів плити | _____ |
| 2.1.3 | Розрахунок полиці | _____ |
| 2.1.4 | Розрахунок поперечних ребер | _____ |
| 2.1.5 | Розрахунок поздовжніх ребер | _____ |
| 2.1.6 | Конструктивне армування панелі | _____ |
| 2.1.7 | Розрахунок монтажних петель | _____ |
| 2.1.8 | Геометричні характеристики поперечного перерізу | _____ |
| 2.1.9 | Визначення втрат попереднього напруження | _____ |
| 2.1.10 | Розрахунок з утворення нормальних тріщин | _____ |
| 2.1.11 | Розрахунок панелі по прогину | _____ |
| 2.1.12 | Розрахунок панелі в стадії виготовлення, транспортування та монтажу | _____ |
| 3 | ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИЙ РОЗДІЛ | _____ |
| 3.1 | Техніко-економічні порівняння вантажопідйомних механізмів | _____ |
| 4 | ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА | _____ |
| 4.1 | Визначення обсягів робіт, матеріалів та виробів | _____ |
| 4.2 | Вибір вантажопідйомних механізмів та монтажного оснащення | _____ |
| 4.3 | Вибір монтажних кранів | _____ |
| 4.3.1 | Розрахунок потрібної висоти підймання гаку | _____ |
| 4.3.2 | Розрахунок потрібної вантажопідйомності крану | _____ |
| 4.3.3 | Вантажопідйомні характеристики монтажних кранів та їх вибір | _____ |
| 4.4 | Методи монтажу окремих елементів | _____ |
| 4.5 | Заходи з техніки безпеки при веденні монтажних робіт | _____ |
| 4.6 | Контроль якості при будівництві будівлі | _____ |
| 4.7 | Методи виконання робіт | _____ |
| 4.8 | Визначення обсягів робіт | _____ |
| 4.9 | Складання картки-визначника мережевого графіка | _____ |
| 4.10 | Розрахунок ТЕП мережевого графіка | _____ |
| 4.11 | Розрахунок потреби у тимчасових адміністративних та санітарно- побутових будівлях та складських площ | _____ |
| 4.12 | Розрахунок тимчасового водопостачання | _____ |
| 4.13 | Розрахунок тимчасового електропостачання | _____ |
| 4.14 | Будівельний генеральний план | _____ |

5 ОХОРОНА ПРАЦІ _____

5.1 Загальні відомості _____

5.2 Заходи безпеки при земляних роботах _____

5.3 Заходи безпеки при бетонних роботах _____

5.4 Заходи безпеки при монтажних роботах _____

5.5 Заходи безпеки при кам'яних роботах _____

5.6 Заходи безпеки при електрозварювальних роботах _____

5.7 Заходи безпеки при оздоблювальних роботах _____

5.8 Заходи безпеки при покрівельних роботах _____

5.9 Розрахункова частина _____

ВИСНОВКИ _____

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ _____

ДОДАТКИ _____

Склад графічної частини:

Аркуш 1: Генплан, фасади Ф-А, 18-1, план на відм. 0,000; розрізи 1-1, 2-2, 3-3

Аркуш 2: Плита П1; специфікації; відомість витрат сталі

Аркуш 3: Схема руху кранів; схеми монтажу; календарний графік монтажних робіт; відомість потреби в механізмах; ТЕП

Аркуш 4: Будгенплан; календарні графіки; графік руху робітників; ТЕП

1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

| | | | | | | | | |
|-------------|----------|-------------|--------|------|------------------------------------|-------------------------|-------|---------|
| | | | | | | КНУ.БР.192.24.94с.25.АР | | |
| | | | | | | | | |
| Зм. | Арк. | № документа | Підпис | Дата | Архітектурно-будівельний розділ | Літера | Аркуш | Аркушів |
| Керівник | Паливода | | | | | | | |
| Консультант | Паливода | | | | | | | |
| Дипломник | Козир | | | | | БІ-20-2 | | |
| Зав. каф. | Валовой | | | | | | | |
| Н. контроль | Паливода | | | | | | | |

1.1 Вихідні дані для проектування

Ковальські роботи – це спосіб обробки металу, шляхом холодного або гарячого кування, за допомогою якого отримують ковані вироби. Загалом виробництво складається з 4-х циклів, а також на підприємстві присутні проектно-конструкторський відділ, виробничий відділ, відділ збуту та постачання, а також ін. адмін. структури. Крім того, слід передбачити господарські, побутові та логістичні потреби.

Район будівництва – м. Львів. Будівля одноповерхова промислова каркасна, складається з п'яти прогонів – чотирьох поздовжньо з'єднаних та одного торцевого, а також та прибудови (АБК). Перший прогоном $L_1=36$ м, довжиною $V_1=90$ м, з відміткою оголовку колон $H_1=18$ м, кроком колон $a_1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=30$ т, другий, третій, четвертий та п'ятий $L_2/L_3/L_4/L_5=18$ м, довжиною $V_2/V_3/V_4/V_5=72$ м, з відміткою оголовку колон $H_2/H_3/H_4/H_5=16,8$ м, кроком колон $a_2/a_3/a_4/a_5=12$ м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю $Q_2/Q_5=50$ т та $Q_3/Q_4=30$ т. Конструкції залізобетонні: колони крайніх та середніх рядів; фахверкові – суцільного прямокутного перерізу, підкранові балки довжиною 6 та 12 м, кроквяні балки – 18 м, плити покриття ребристі $1,5 \times 12$ м та $1,5 \times 6$ м, фундаментні балки довжиною 6 та 12 м, стінові панелі довжиною 6 та 12 м, висотою 1,2 м. Конструкції металеві: ферми 36 м.

Характеристика району будівництва:

- снігове нормативне навантаження – 1,11 кПа;
- глибина промерзання – 1,1 м;
- середньорічна швидкість вітру в районі м. Львів складає 5,0 м/с;
- ґрунтові води знаходяться на глибині – 4,9 м;
- ґрунти переважно супіски та піски;
- рельєф місцевості спокійний з ухилом у південному напрямку до моря.

1.2 Опис технологічного процесу

На підприємстві існує конструкторсько-технічний відділ, фахівці якого розробляють креслення, 3-D модель, а також технічну документацію штампової оснастки згідно замовлення клієнта. Це дозволяє здійснити розробку нових видів поковок у найкоротші терміни.

Розроблений асортимент існуючих деталей – понад 1200 найменувань, з них:

| Вид поковки | Опис |
|--|--|
| Автомобілебудування | Вилка карданних валів, шестерня, фланець, важіль, шатун, вал, колінвал |
| Вагонобудування, кріплення залізничних колій | Накладки, кільця, сектори, шайби, болти, анкери |
| Тепловозобудування | Противага, важелі, поршні, головки, гайки, головки поршнів, клапани |
| Інші галузі | Фланці, болти, анкера, губки лещат, шайби |

Виробничий цех оснащений такими агрегатами:

| Найменування | Зусилля |
|---|-------------------|
| Гаряче штампувальний прес (гарячий штамп) | 1 600 – 63 000 kN |
| Горизонтально-кувальна машина | 8 000 – 12 000 kN |
| Прес-ножиці | 2 500 – 10 000 kN |
| Кружковий прес | 10 000 kN |

Технологічний процес отримання поковок складається з:

1. Виготовляється заготівля шляхом розкрою металопрокату на прес-ножицях зусиллям 315 – 1000 т.с. та відрізного верстаті фірми «АМАДА»;

2. Штампування поковок вагою 0,35 до 55 кг проводиться на горизонтально-кувальних машинах і кривошипних гарячештампувальних пресах;

3. Термічна обробка проводиться в напівавтоматичних печах нормалізації та загартовано-відпускних агрегатах. Види термічної обробки: загартування на олію та водні розчини; нормалізація з обдуванням повітря; нормалізація; відпустка; відпал;

4. Очищення поковок від окалини.

Для виробництва використовується сталь легованих та вуглецевих марок: 45, 40, 35, 30, 20 за ГОСТом 1050-71; 20ХГНМ, 25ХГТ, 19ХГН, 14ХГН, 42ХМ, 40Х, 35Х, 30Х за ГОСТом 4543-71.

Забезпечення заводу заготовками для штампів здійснюється ділянкою електрошлакового переплаву, який включає:

Електрошлакове кокільне лиття - виплавка високої якості сталі з відходів; Електрошлаковий переплав – виплавка заготовок ковальського штампу із відпрацьованих штампів.

1.3 Опис генерального плану

Генеральний план ділянки розроблений у відповідності з існуючими умовами у двох варіантах благоустрою.

Проектом передбачено, що головні пішохідні підходи та під'їзди до будівлі виконуються з боку вулиці вул. Європейська, 15. Транспортний зв'язок здійснюється по магістральним автодорогам регульованого руху.

Проектним рішенням передбачається:

- забезпечення протипожежних вимог до розташування будівлі по відношенню до існуючої будівлі;
- забезпечення стоку дощової та талої води плануванням тротуарів;
- благоустрій території з метою виконання функціональних вимог будівлі;
- забезпечення екологічних вимог;
- забезпечення зон відпочинку для працівників.

Також передбачається озеленення та благоустрій території.

Основним елементом озеленення є розміщення дерев вздовж тротуарів, розміщення клумб зі сторони центрального ганку будівлі, влаштування газонів.

Проектом передбачено на північній частині будівлі розташування господарського подвір'я, яке захищено з усіх сторін огорожею вистою 1.2 м. Господарське подвір'я має службову парковку. Зі східною частини маємо двосторонню дорогу яке веде на господарське подвір'я через пункт пропуску.

На південній частині перед лицевою частиною будівлі передбачена парковка для працівників на 8 машино-місць.

Генеральний план виконано відповідно до вимог ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій» та ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія».

Техніко-економічні показники до генерального плану

| № | Найменування | Од. виміру | Кількість |
|---|--|----------------|-----------|
| 1 | Площа ділянки | га | 2, 86 |
| 2 | Площа забудови | м ² | 7 320 |
| 3 | Площа доріг, доріжок та майданчиків з тв. покриттів. покриттям | м ² | 2 450 |
| 4 | Площа озеленення | м ² | 615 |
| 5 | Коефіцієнт озеленення | | 0,36 |

1.4 Об'ємно-планувальне рішення

Об'ємно-планувальне рішення будівлі, що проектується, визначається наступними основними факторами: технологією виробництва та розташуванням майданчика під забудову.

Дана будівля 1-поверхова, складається із 5-ти прольотів, опалювальна, зі змішаним освітленням.

Будівля одноповерхова промислова каркасна, складається з п'яти прогонів – чотирьох поздовжньо з'єднаних та одного торцевого, а також та прибудови (АБК). Перший прогоном $L_1=36$ м, довжиною $V_1=90$ м, з відміткою оголовку колон $H_1=18$ м, кроком колон $a_1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=30$ т, другий, третій, четвертий та п'ятий $L_2/L_3/L_4/L_5=18$ м, довжиною $V_2/V_3/V_4/V_5=72$ м, з відміткою оголовку колон $H_2/H_3/H_4/H_5=16,8$ м, кроком колон $a_2/a_3/a_4/a_5=12$ м

1.5 Конструктивне рішення будівлі та її елементів

Конструктивна схема будівлі – рамний каркас.

Конструкції залізобетонні: колони крайніх та середніх рядів, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, підкранові балки довжиною 6 та 12 м, кроквяні балки 18 м, плити покриття ребристі $1,5 \times 12$ м та $1,5 \times 6$ м, фундаментні балки довжиною 6 та 12 м, стінові панелі довжиною 6 та 12 м, висотою 1,2 м. Конструкції металеві: ферми 36 м.

Фундаменти – збірні, стаканного типу, що влаштовуються під колони.

Зовнішні стіни будівлі – збірні залізобетонні панелі, що навішуються на колони каркасу. Внутрішні стіни – цегляні, товщиною 120 та 250 мм.

Покрівля – м'яка рулонна: з трьох шарів руберойду та із захисним шаром гравію.

Внутрішнє оздоблення приміщень – штукатурення цементно-вапняним розчином та фарбування водоемульсійними сумішами.

Стіни приміщень з вологим режимом роботи, які вимагають дотримання особливих санітарно-гігієнічних вимог (санвузли, душові, виробничі приміщення) облицьовуються глазурованою керамічною плиткою на висоту 2,0 м.

Підлога – цементно-бетонна у промисловому блоці, лінолеум та керамічна плитка - у побутовому.

Матеріали і конструкції, які прийняті в проекті, характерні для будівництва в м. Львові і відповідають діючим стандартам.

1.6 Теплотехнічний розрахунок стінової огорожі

Місце виконання будівельних робіт – м. Львів.

Величина температури зовнішнього повітря в найбільш холодні 5 діб
 $t_H = -22^0$

Будівля, що зводиться, I-ої групи за показником температури всередині та з показником відносної вологості повітря, $t_B = 16^0$, $\varphi \leq 49\%$.

Будівля експлуатується в умовах: А.

Мінімально потрібна величина опору передачі тепла огорожувальної конструкції $R_0^{TP} = 0,42 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$

Задаємося на початку розрахунку стіною панеллю з аглопоритобетону:
 $\gamma = 1200 \text{ кг} / \text{м}^3$, $\delta = 300 \text{ мм}$, $R = 0,74 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$, $\lambda = 0,46$

Розраховуємо величину опору передачі тепла зовнішнім огородженням:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_B} + \sum R + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{8,7} + 0,65 + \frac{1}{23,2} = 0,81 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт},$$

в останньому виразі $\alpha_B = 8,7 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{К}$ - коеф. передачі тепла біля поверхні огорожі зсередини;

$\alpha_H = 23,2 \text{ Вт} / \text{м}^2 \cdot \text{К}$ - коефіц. передачі тепла біля поверхні огорожі ззовні;

$\sum R = 0,65$ - узагальнена величина опорів передачі тепла окремими шарами стінового огородження.

$$R_0 \geq R_{TP}.$$

Проведені розрахунки вказують на вірність прийнятих параметрів стінового огородження.

1.7 Зовнішнє оздоблення

Оздоблення промислових об'єктів в першу чергу оберігає будівлю від атмосферних та інших зовнішніх впливів, забезпечує естетичний зовнішній вигляд будівлі і збільшує термін його експлуатації.

Оздоблювальні роботи – комплекс будівельних процесів, пов'язаних із зовнішньою, внутрішньою обробкою промислових будівель і споруд. Оздоблювальні роботи проводяться в період будівництва після процесу монтажу будівель або під час ремонту або реконструкції об'єктів промислового призначення. До їх виконання необхідно завершити основні ремонтні, будівельно-монтажні, санітарно-технічні роботи.

Основне призначення оздоблювальних робіт – це надання будівлям,

конструкціям і спорудам відповідних якостей: міцність, довговічність, декоративність і стійкість до шкідливих впливів навколишнього середовища. Також оздоблення будівель підвищує протипожежний захист, покращує звукоізоляцію і збільшує термін служби будівельних конструкцій.

В дизайн-проекті запропоновано 2 варіанти зовнішнього оздоблення стін промбудівлі.

- 1-й варіант (бюджетний): зовнішні стіни фарбуються акриловою фасадною фарбою Ceresit СТ 42, колір бежевий.

- 2-й варіант (комерційний) :

а) зовнішні стіни оздоблюються декоративною штукатуркою Ceresit СТ 64 та фарбуються акриловою фасадною фарбою Ceresit СТ 42 (кольори на прикладі фасадів, зі збереженням імпонування відтінків кольорів);

б) зовнішні стіни оздоблюються утеплювачем, які кріпляться на каркас з металопрофілю, задля збереження тепла в приміщенні цеху: гідроізоляція - гідробар'єр, утеплювач волокнистий, тарілчастий дюбель, арматурна сітка, ґрунтовка і поверху декоративна штукатурка Ceresit СТ 64 та фарбуються акриловою фасадною фарбою Ceresit СТ 42. Цоколь оздоблюють облицювальною плиткою.

Вікна замінюються на металопластикові чорного кольору.

Ворота фарбуються в чорний колір.

При розробці фасадних рішень та елементів будівлі були виконані вимоги ДБН В.1.1.7–2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва».

2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

| | | | | | | | | |
|-------------|----------|-------------|--------|------|--|-------------------------|-------|---------|
| | | | | | | КНУ.БР.192.24.94с.25.КЗ | | |
| | | | | | | | | |
| Зм. | Арк. | № документа | Підпис | Дата | Розрахунково- конструктивний розділ | Літера | Аркуш | Аркушів |
| Керівник | Паливода | | | | | | | |
| Консультант | Паливода | | | | | | | |
| Дипломник | Козир | | | | | | | |
| Зав. каф. | Валовой | | | | | | | |
| Н. контроль | Паливода | | | | | | | |
| | | | | | | БІ-20-2 | | |

2.1. Розрахунок панелі покриття

2.1.1. Вихідні дані

Номинальні розміри панелі: довжина $l_n=12$ м, ширина $b_n=3$ м. Висота панелі (поздовжніх ребер) приймається $h = 450$ мм ($h = l_n/27$). Поперечні та поздовжні ребра трапецієвидного перерізу. Ширина поздовжніх ребер знизу 100 мм, зверху – 140мм.

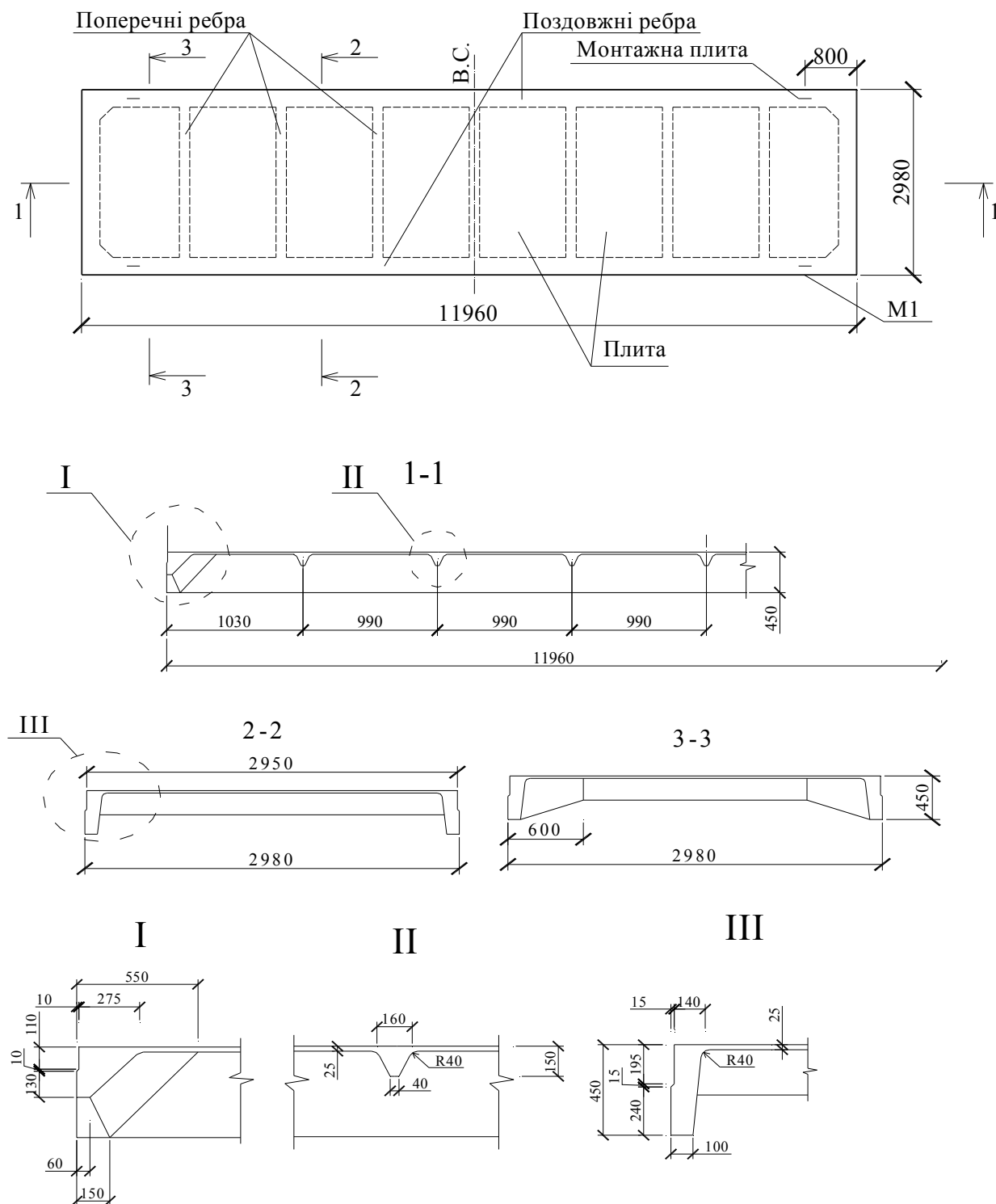


Рис. 2.1.1.1 – Ребриста панель покриття

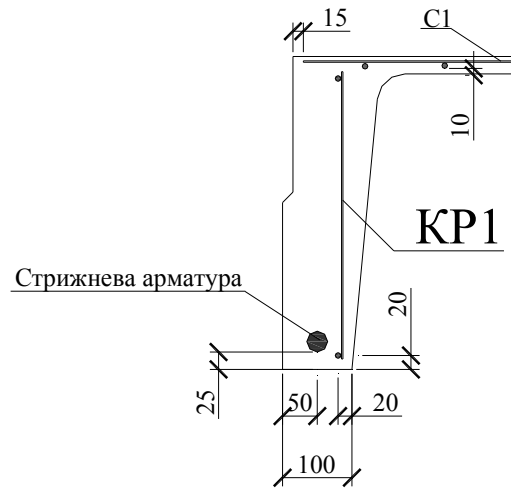


Рис. 2.1.1.2 – Армування поздовжнього ребра панелі

Поперечні ребра розташовуються приблизно через 1 м і мають висоту 150 мм, а їх ширина у нижньому перерізі 40 мм, у верхньому – 160 мм. Середнє та крайні поперечні ребра для збільшення жорсткості панелі приймаються заввишки 250 мм. Плита панелі прийнята завтовшки 25 мм.

Панель покриття проектується з легкого бетону класу ЛВ 25. Армування плити панелі виконується зварною сіткою, поперечні ребра армуються плоскими, зварними каркасами з робочою поздовжньою арматурою класу А-III; поздовжні ребра - попередньо напруженою арматурою класу А-IV, плоскими зварними каркасами та додатковими сітками на підпорах.

Попереднє напруження арматури проектується електротермічним способом на упори форми. Передбачається, що під час виготовлення бетон панелі-піддається природному твердінню. Коефіцієнт умови праці бетону приймається $\gamma_{b2}=0,9$ (так як навантаження нетривалої дії відсутні).

Для бетону класу ЛВ 25: $R_b=14,5$ МПа, $R_{bt}=1,05$ МПа (з урахуванням $\gamma_{b2}=0,9$); $R_{b,ser}=18,5$ МПа, $R_{bt,ser}=1,6$ МПа; $E_b=21000$ МПа.

Для арматури класу А-IV: $R_s=510$ МПа, $R_{s,ser}=590$ МПа, $E_s=190000$ МПа.

Для робочої арматури поперечних ребер класу А-III при $d \geq 10$ мм $R_s=365$ МПа.

Для дротової арматури сітки плити та плоских каркасів класу Вр-I при $d=3$ мм: $R_s=375$ МПа, $R_{sw}=270$ МПа; при $d=4$ мм: $R_s=365$ МПа, $R_{sw}=265$ МПа; при $d=5$ мм: $R_s=360$ МПа, $R_{sw}=260$ МПа; $E_s=170000$ МПа.

Обтиснення бетону панелі виконується коли бетон досягає передаточної міцності

$$R_{bp} = 0,65B = 0,65 \cdot 25 = 16,25 \text{ МПа} > 11 \text{ МПа}$$

Попередньо значення попереднього напруження арматури без урахування втрат приймається

$$\sigma_{sp} = R_{s,ser} - p = 590 - 60 = 530 \text{ МПа}$$

Тут p – допустиме відхилення попереднього напруження для електротермічного способу натягнення арматури, що дорівнює

$$p = 30 + 360 / \ell_n = 30 + 360 / 12 = 60 \text{ МПа}$$

До тріщиностійкості панелі покриття ставляться вимоги 3-ї категорії, тобто в панелі допускається нетривале розкриття тріщин $a_{crcl} = 0,3$ мм

Промислова будівля, для якої проектується панель покриття, опалювана, вологий режим в неї нормальний, внутрішнє середовище неагресивне. Будівля зводиться в VI районі снігового покриву. Коефіцієнт надійності з призначення приймається $\gamma_n = 0,95$, що відповідає II класу відповідальності будівель, до якого відносяться всі об'єкти промислового призначення.

2.1.2. Визначення навантаження

Підрахунок постійного навантаження від власної ваги панелі.

Визначений за прийнятими розмірами об'єм панелі покриття разом з бетоном замонолічування становить $v = 2,72$ м³ при щільності, залізобетону з важкого бетону $\rho = 2,0$ т/м³. Нормативне навантаження від власної ваги панелі з бетоном замонолічування на 1 м² покриття

$$c_n = v \cdot \rho \cdot 9,81 / l_n \cdot b_n = 2,72 \cdot 2 \cdot 9,81 / 12 \cdot 3 = 1,5 \text{ кН / м}^2$$

Підрахунок тимчасового навантаження.

Нормативне значення снігового навантаження (для VI снігового району) на горизонтальну проекцію покриття, що має кут нахилу менше 25°:

$$S_n = S_0 \cdot \mu = 0,8 \cdot 1 = 0,8 \text{ кН / м}^2$$

Нормативне значення навантаження від пилю:

$$d_n = d_0 \cdot \mu = 0,1 \cdot 1 = 0,1 \text{ кН / м}^2$$

Підрахунок навантаження на панель покриття, кПа (кН/м²)
(з урахуванням коефіцієнта надійності з призначення $\gamma_n = 0,95$)

| Вид навантаження | Коеф. надійності з навантаж. γ_f | Навантаження | | |
|--|--|---|--|--|
| | | Нормативне | Розрахункове при | |
| | | | $\gamma_f=1$ | $\gamma_f>1$ |
| <u>Постійне</u> | | | | |
| • Шар гравію, затоплений у бітумну мастику; | 1,3 | 0,15 | 0,143 | 0,185 |
| • Рубероїдний килим; | 1,1 | 0,10 | 0,095 | 0,105 |
| • Асфальтова стяжка $t=2\text{см}, \rho=1,8\text{т/м}^3$ ($0,02 \cdot 1 \cdot 1,8 \cdot 9,81=0,353$); | 1,2 | 0,353 | 0,336 | 0,403 |
| • Мінеральний утеплювач $t=8\text{см}; \rho=0,55\text{т/м}^3$ ($0,08 \cdot 1 \cdot 0,55 \cdot 9,81=0,432$) | 1,2 | 0,432 | 0,41 | 0,492 |
| • Обмазувальна пароізоляція | 1,1 | 0,06 | 0,057 | 0,063 |
| Разом навантаження від ізоляційного шару | | $i_n=1,095$ | $i_s=1,04$ | $i=1,25$ |
| Панель покриття з бетоном замонолічування | 1,1 | $c_n=1,5$ | $c_s=1,425$ | $c=1,57$ |
| Усього постійне навантаження ($g=i+c$) | | $g_n=2,595$ | $g_s=2,465$ | $g=2,82$ |
| <u>Тимчасове</u> | | | | |
| • Снігове (короткочасне) | 1,4 | $S_n=0,8$ | $S_s=0,76$ | $S=1,064$ |
| • Пилове (тривале) | 1,3 | $d_n=0,1$ | $d_s=0,095$ | $d=0,124$ |
| Усього тимчасове навантаження ($v=s+d$) | | $v_n=0,49$ | $v_s=0,855$ | $v=1,188$ |
| Усього повне навантаження ($p=g+v$) в т.ч.: тривалої дії ($p_l=g+d$) короткочасної дії ($p_{sht}=S$) | | $p_n=3,5$ $p_{n,l}=2,7$ $p_{n,sht}=0,8$ | $p_s=3,32$ $p_{s,l}=2,56$ $p_{s,sht}=0,76$ | $p=4,0$ $p_l=2,94$ $p_{sht}=1,064$ |

2.1.3 Розрахунок плити панелі

Визначення типу плити

Плита панелі, що має товщину $t=25\text{мм}$, удає із себе однорядну багатопрольотну нерозрізну плиту з вічками-ділянками, які защемлені вздовж контура поперечними та поздовжніми ребрами.

Розміри ділянок плити у світлі між гранями ребер вздовж панелі:

- середніх $l_1 = 99 - \left(\frac{16}{2}\right) \cdot 2 = 83\text{см}$;

- крайніх $l_{1e} = 103 - 27,5 - \left(\frac{16}{2}\right) = 67,5 \text{ см}$

Розміри уперек панелі:

$$b_1 = 295 - 14 \cdot 2 = 267 \text{ см}$$

Так як відношення більшого боку вічок-ділянок плити до меншого

$$\frac{b_1}{l_1} = \frac{267}{83} = 3,22 > 2; \quad \frac{b_2}{l_2} = \frac{267}{67,5} = 3,96 > 2,$$

плита панелі розраховується як балочна плита, що опирається на поперечні ребра.

Розрахункова схема та визначення навантаження

За розрахункову схему плити приймається 5-ти прольотна нерозрізна балка прямокутного перерізу заввишки $t=2,5$ см та завширшки $b_1=267$ см, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахункові прольоти дорівнюють відстанням між гранями поперечних ребер. На торцеві ребра плита вільно обпирається.

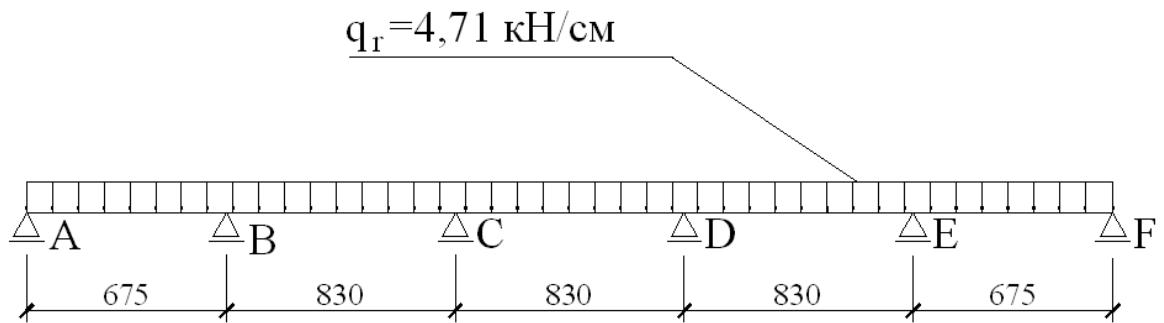


Рис. 2.1.3.1 – Розрахункова схема плити

- Розрахункове навантаження від власної ваги на 1 м^2 площі плити
 $r = 1 \cdot t \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 1 \cdot 0,025 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,513 \text{ кН/м}^2$
- Розрахункове постійне розподілене навантаження, що діє на плиту з вантажної площадки завширшки $b_1 = 2,67 \text{ м}$

$$g_r = (i + r) \cdot b_1 = (1,25 + 0,513) \cdot 2,67 = 4,71 \text{ кН/м}$$

- Розрахункове тимчасове розподілене навантаження, що діє з тієї ж вантажної площадки

$$v_r = v \cdot b_1 = 1,188 \cdot 2,67 = 3,17 \text{ кН/м}$$

- Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на плиту

$$q_r = g_r + v_r = 4,71 + 3,17 = 7,88 \text{ кН/м} \approx 0,08 \text{ кН/см}$$

Визначення зусиль.

Згинаючий момент в крайніх прольотах плити:

$$M_{AB} = \frac{q_r \cdot l_{1e}^2}{11} = \frac{0,08 \cdot 67,5^2}{11} = 33,14 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Згинальний момент в середніх прольотах та на середніх підпорах:

$$M_{BC} = \frac{q_r \cdot l_1^2}{16} = \frac{0,08 \cdot 83^2}{16} = 34,45 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Для подальшого розрахунку приймається момент, що має найбільше значення, тобто $M_{BC} = 34,45 \text{кН} \cdot \text{см}$.

Розрахунок арматури

Плита армується зварною сіткою з дротової арматури класу Вр-I. Зварна сітка розміщується посередині товщини плити так, що захисний шар бетону знизу для робочої арматури становить не менш 10 мм.

Призначається діаметр поздовжніх стрижнів зварної сітки $d_1 = 4$ мм, поперечних стрижнів $d_2 = 3$ мм. Захисний шар бетону робочих стрижнів приймається $a_l = 10$ мм, тоді

$$a = a_l + d_1 / 2 = 1 + 0,4 / 2 = 1,2 \text{см}$$

Робоча висота перерізу

$$h_0 = t - a = 2,5 - 1,2 = 1,3 \text{см}$$

Розрахунковий коефіцієнт

$$\alpha_m = \frac{M_{BC}}{R_b \cdot b_1 \cdot h_0^2} = \frac{34,45}{1,45 \cdot 267 \cdot 1,3^2} = 0,053$$

За значенням $\alpha_m = 0,053$ знаходяться коефіцієнти $\xi = 0,055$ та $\zeta = 0,973$.

Потрібна площа перерізу арматури

$$A_{s,red} = \frac{M_{BC}}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{34,45}{0,973 \cdot 36,5 \cdot 1,3} = 0,75 \text{см}^2$$

Приймається $7 \varnothing 4$ Вр-I загальною площею $A_s = 0,88 \text{см}^2 > A_{s,red} = 0,75 \text{см}^2$.

Коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{A_s}{b_1 \cdot h_0} = \frac{0,88}{267 \cdot 1,3} = 0,0025 > \mu_{min} = 0,0005$$

Поздовжні стрижні арматурної сітки плити розміщуються з кроком:

$$v = \frac{b_1}{7} = \frac{267}{7} = 38,14 \text{см}$$

Приймаємо за конструктивними вимогами $v = 200 \text{мм}$.

Крок поперечних стержнів $U = 250 \text{мм}$.

Конструювання арматурної сітки.

Захисний шар:

з торців панелі $a_{bc} = 15\text{мм}$

з боків панелі $a_{bl} = 10\text{мм}$

Довжина зварної арматурної сітки

$$l_n = 11940 - 2 \cdot a_{bc} = 11940 - 2 \cdot 15 = 11970\text{мм}$$

Ширина сітки

$$a_n = 2950 - 2 \cdot a_{bl} = 2950 - 2 \cdot 10 = 2930\text{мм}$$

Кількість кроків поперечних стрижнів

$$n_1 = \frac{l_n}{U} = \frac{11910}{250} = 47,6 \approx 47$$

Кількість кроків поздовжніх стрижнів

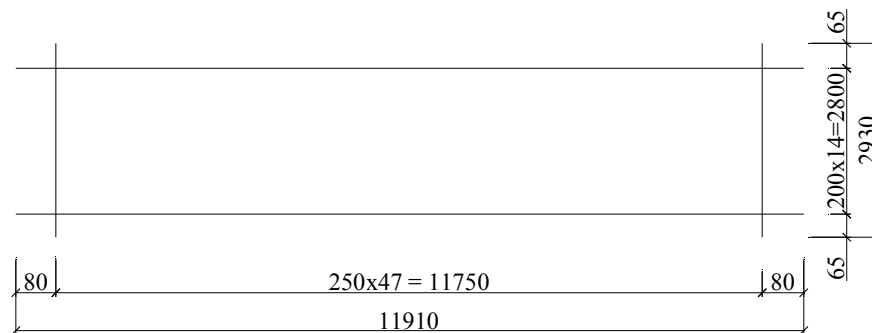
$$n_2 = \frac{a_n}{v} = \frac{2930}{200} = 14,65 \approx 14$$

Довжина кінцевих випусків:

$$c_1 = (l_n - n_1 \cdot U) / 2 = (11910 - 47 \cdot 250) / 2 = 80\text{мм}$$

$$c_2 = (a_n - n_2 \cdot v) / 2 = (2930 - 14 \cdot 200) / 2 = 65\text{мм}$$

Марка сітки СІ:



$$\frac{4Bp - I - 200}{3Bp - I - 250} \times 2930 \times 11910 \frac{80}{65}$$

Відомість стержнів на 1 виріб

| Марка виробу | Поз. | Діам.,мм, клас | Довжина,мм | Кільк. | Маса, кг |
|--------------|------|----------------|------------|--------|----------|
| СІ | 8 | 3Вр-І | 2930 | 48 | 7,3 |
| | 9 | 4Вр-І | 11910 | 15 | 16,4 |

Рис. 2.1.3.1 – Зварна арматурна сітка плити панелі.

Перевірка міцності плити на дію зосередженого навантаження

Розрахунковий згинаючий момент від сукупної дії постійного, тривалого (від пилу) та короткочасного зосередженого навантаження

$$M = (g_r + d \cdot B_1) \cdot l_1^2 / 16 + v_{n,sh} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot l_1 / 6 = (4,71 + 0,124 \cdot 2,67) \cdot 0,83^2 / 16 + 1,2 \cdot 0,95 \cdot 0,83 / 6 = 0,375 \text{кН} \cdot \text{м} = 37,5 \text{кН} \cdot \text{см}$$

$$\xi = \frac{\mu \cdot R_s}{R_b} = \frac{0,0025 \cdot 36,5}{1,45} = 0,063$$

$$\alpha_m = 0,065$$

Несуча здатність плити

$$M_{adm} = \alpha_m \cdot R_b \cdot b_1 \cdot h_0^2 = 0,065 \cdot 1,45 \cdot 267 \cdot 1,3^2 = 42,53 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Так як $M_{adm} = 42,53 \text{кН} \cdot \text{см} > M = 37,5 \text{кН} \cdot \text{см}$ міцність плити на додаткову дію зосередженого навантаження забезпечена.

2.1.4. Розрахунок поперечних ребер

Визначення навантаження

Повне навантаження на поперечне ребро складається з постійного навантаження від ваги тепловоїізоляційного шару, власної ваги шшти та власної ваги ребра, а також тимчасового від снігу та пилу. Навантаження на ребро передається з вантажної площі плити, ширина якої дорівнює відстані між осями поперечних ребер $l_w = 99$ см.

- Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від тепловоїізоляційного шару:

$$i_w = i \cdot l_w = 1,25 \cdot 0,99 = 1,24 \text{кН} / \text{м}$$

- Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плити:

$$r_w = r \cdot l_w = 0,513 \cdot 1,24 = 0,64 \text{кН} / \text{м}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги ребра з середньою шириною

$$b_m = (b_{inf} + b_{sup}) / 2 = (0,04 + 0,16) / 2 = 0,1 \text{м}$$

$$w = b_m \cdot (h - h_f) \cdot 1 \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,1 \cdot (0,15 - 0,025) \cdot 1 \cdot 2 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,256 \text{кН} / \text{м}$$

- Загальне розрахункове постійне навантаження:

$$g_w = i_w + r_w + w = 1,24 + 0,64 + 0,256 = 2,136 \text{кН} / \text{м}$$

- Розрахункове тимчасове рівномірно розподілене навантаження:

$$v_w = v \cdot l_w = 1,188 \cdot 0,99 \approx 1,2 \text{кН} / \text{м}$$

- Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на поперечне ребро панелі:

$$q_w = g_w + v_w = 2,14 + 1,2 = 3,34 \text{кН} / \text{м} = 0,0334 \text{кН} / \text{см}$$

Розрахункова схема і розрахунковий переріз.

За розрахункову схему поперечного ребра приймається однопрольотна вільно лежача балка таврового перерізу, що завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

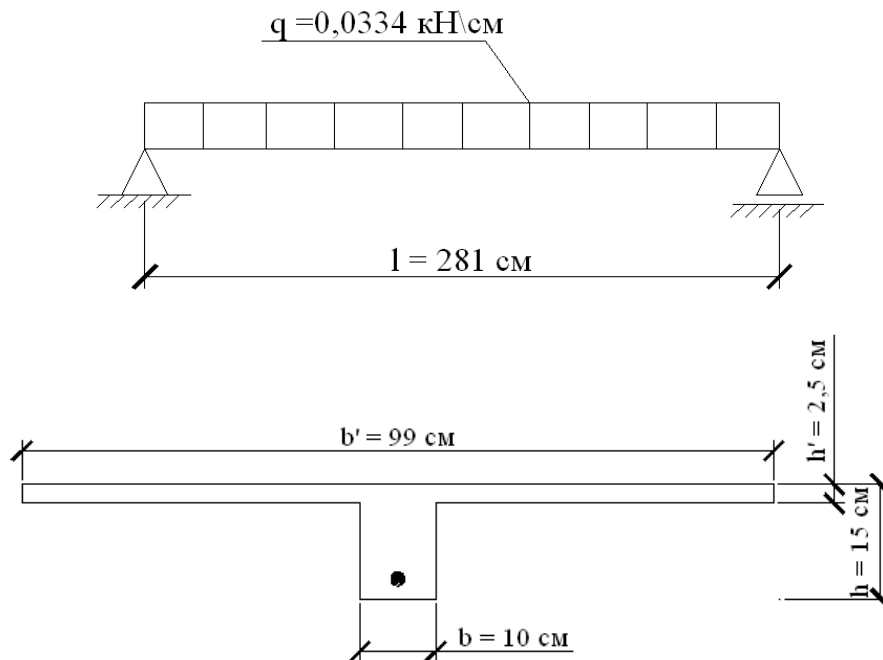


Рис. 2.1.4.1 – Розрахункова схема та розрахунковий поперечний переріз поперечного ребра

Поперечне ребро заввишки $h=15\text{см}$ в стисненій зоні працює спільно з примикаючою ділянкою плити завтовшки $h_f' = t = 2,5\text{см}$.

Розрахунковий проліт (відстань між осями поздовжніх ребер):

$$l_0 = 295 - 2 \cdot (14/2) = 281 \text{ см}$$

Так як $h_f' = 2,5 \text{ см} > 0,1h = 0,1 \cdot 15 = 1,5 \text{ см}$, то ширина плити (полиці таврового перерізу):

$$b_f' = b_{\text{sup}} + \frac{l_0}{3} = 16 + \frac{281}{3} = 110 \text{ см} > l_w = 99 \text{ см}$$

Переріз поперечного ребра приводиться до еквівалентного таврового з прямокутним ребром завширшки $b_m = 10 \text{ см}$

Розрахункові зусилля.

Згинаючий момент посередині прольоту:

$$M_w = q_w \cdot l_0^2 / 8 = 0,0334 \cdot 281^2 / 8 \approx 330 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Поперечна сила на підпорі:

$$Q = q_w \cdot l_0 / 2 = 0,0334 \cdot 281 / 2 = 4,7 \text{ кН}$$

Розрахунок поздовжньої арматури.

Поперечне ребро армується одним плоским зварним каркасом. Робоча поздовжня арматура класу А-III приймається діаметром більш 10 мм.

Для визначення робочої висоти перерізу попередньо призначаємо діаметр поздовжньої робочої арматури $d = 14$ мм, захисний шар бетону – $a_l = 15$ мм.

$$a_i = a_l + d / 2 = 1,5 + 1,4 / 2 = 2,2 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a_s = 15 - 2,2 = 12,8 \text{ см}$$

Так як

$M_w = 330 \text{ кН} \cdot \text{см} < M_f' = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 1,45 \cdot 99 \cdot 2,5 \cdot (12,8 - 0,5 \cdot 2,5) = 4145 \text{ кН} \cdot \text{см}$
межа стисненої зони проходить в полиці таврового перерізу і тому за розрахунковий приймається прямокутний переріз завширшки $b_f' = 99$ см.

$$\alpha_m = \frac{M_w}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{330}{1,45 \cdot 99 \cdot 12,8^2} = 0,014$$

$$\zeta = 0,993$$

Потрібна площа перерізу робочої арматури

$$A_{s,req} = \frac{M_w}{R_b \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{330}{36,5 \cdot 0,993 \cdot 12,8} = 0,71 \text{ см}^2$$

Приймаємо 1Ø12 А-III з $A_s = 1,13 \text{ см}^2$

Коефіцієнт армування (без урахування зв'язів полиці)

$$\mu = \frac{A_s}{b_m \cdot h_0} = \frac{1,13}{10 \cdot 12,8} = 0,009 > \mu_{\min} = 0,0005$$

Розрахунок поперечної арматури.

Довжина проєкції найбільш небезпечного похилого перерізу:

$$c = 2,5 \cdot h = 2,5 \cdot 12,8 = 32 \text{ см}$$

Для легкого бетону $\varphi_{b4} = 1,2$

Гранична поперечна сила на краю похилого перерізу, яку здатне витримати поперечне ребро панелі без участі поперечної арматури

$$Q_b = \varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0^2 / c = 1,2 \cdot 0,105 \cdot 10 \cdot 12,8^2 / 32 = 6,45 \text{ кН}$$

Так як $Q = 4,7 \text{ кН} < Q_b = 6,45 \text{ кН}$, поперечна арматура за розрахунком не потрібна, а встановлюється за конструктивними вимогами.

Конструювання арматурних каркасів.

Плоскі арматурні каркаси проміжних поперечних ребер позначено КР2, середнього і торцевих - КР3.

З умови зварюваності при діаметрі поздовжньої арматури 12 мм поперечні стрижні приймаються діаметром 4 мм. Біля підпор на ділянках завдовжки

$$l_1 = l_0 / 4 = 281 / 4 = 70 \text{ см}$$

Крок поперечних стрижнів приймаємо 100 мм, в середній частині каркасу – 200 мм.

З урахуванням захисного шару бетону $a_b = 10$ мм довжина каркасів каркасів:

$$l = 2950 - 2 \cdot a_b = 2950 - 20 = 2930 \text{ мм}$$

Висота каркасів:

$$\text{КР2} \quad a = h - 2 \cdot a_b = 150 - 2 \cdot 10 = 130 \text{ мм}$$

$$\text{КР3} \quad a = 250 - 2 \cdot 10 = 230 \text{ мм}$$

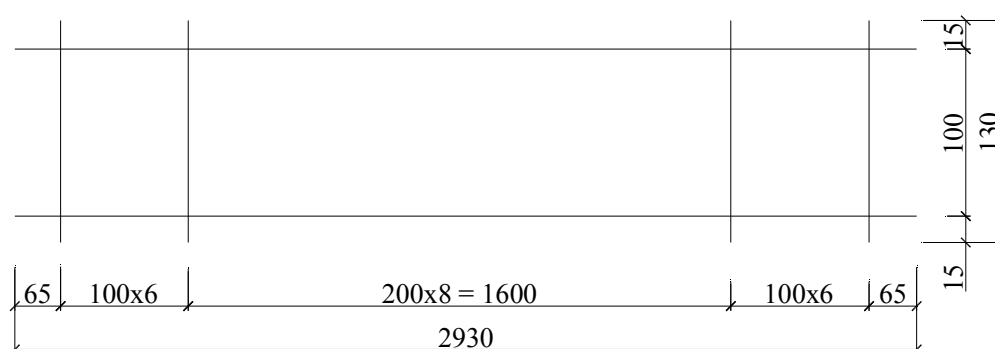


Рис. 2.1.4.2 – Плоскі арматурні каркаси поперечних ребер

Відомість стержнів на 1 виріб

| Марка | Поз. | Ø, мм, клас | Довжина, мм | Кільк. | Маса, кг |
|-------|------|-------------|-------------|--------|----------|
| КР2 | 3 | 12 А-III | 2930 | 1 | 2,6 |
| | 4 | 4 Вр-I | 2930 | 1 | 0,3 |
| | 5 | 4 Вр-I | 130 | 21 | 0,3 |
| | 6 | 10 А-III | 60 | 2 | 0,1 |
| КР3 | 3 | 12 А-III | 2930 | 1 | 2,6 |
| | 4 | 4 Вр-I | 2930 | 1 | 0,3 |
| | 6 | 10 А-III | 60 | 2 | 0,1 |
| | 7 | 4 Вр-I | 230 | 21 | 0,5 |

Для поліпшення анкерування робочої поздовжньої арматури каркасів на їх кінцях приварюються арматурні з класу АIII коротуни завдовжки 60 мм і Ø10 мм.

2.1.5 Розрахунок поздовжніх ребер

Розрахункова схема.

Два поздовжніх ребра панелі разом з шштою удають із себе згинальний елемент П-образного перерізу. Переріз приводиться до еквівалентної таврової форми з полицею у стисненій зоні.

Середня ширина зведеного ребра еквівалентного перерізу:

$$b_m = 2 \cdot (b_{\text{inf}} + b_{\text{sup}}) / 2 = 2 \cdot (10 + 14) / 2 = 24 \text{ см}$$

Так як $h_f' = 2,5 \text{ см} < 0,1h = 0,1 \cdot 45 = 4,5 \text{ см}$, то ширина стисненої полиці, що вводить у розрахунок:

$$b_f' < l = 295 \text{ см} ; b_f' < L/3 = 1196/3 \approx 400 \text{ см}, \text{ приймаємо } b_f' = 295 \text{ см}$$

За розрахункову схему поздовжніх ребер приймається однопрольотна балка таврового перерізу, що вільно опирається на підпори і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням.

Розрахунковий проліт – відстань між осями підпор, що віддалені від торців панелі на $a = 5 \text{ см}$ $l_0 = l_c - 2 \cdot a = 1196 - 2 \cdot 5 = 1186 \text{ см}$

Розрахункове навантаження та зусилля.

Рівномірно розподілене навантаження на зведений переріз поздовжніх ребер передається з вантажної площі, ширина якої є номінальна ширина панелі $b_n = 3 \text{ м}$

- Розрахункове повне навантаження:

$$q = p \cdot b_n = 4,0 \cdot 3 = 12 \text{ кН/м} = 0,12 \text{ кН/см}$$

- Згинаючий момент посередині прольоту:

$$M = q \cdot l_0^2 / 8 = 0,12 \cdot 1186^2 / 8 = 21099 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

- Поперечна сила в перерізі біля підпори від повного навантаження

$$Q_{\text{max}} = q \cdot l_0 / 2 = 0,12 \cdot 1186 / 2 \approx 71,16 \text{ кН}$$

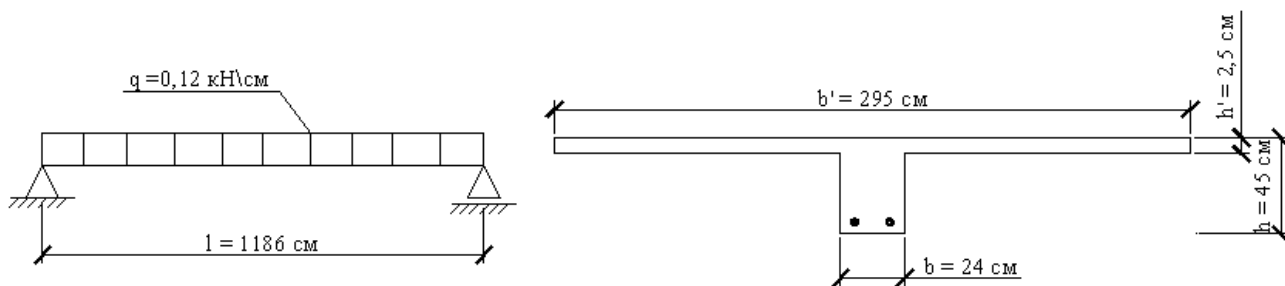


Рис. 2.1.5.1 – Розрахункова схема та зведений розрахунковий переріз поздовжніх ребер

Розрахунок поздовжньої арматури.

Попередньо приймається найбільш можливий діаметр попередньо напруженої арматури $d = 22 \text{ мм}$ (на запас). Приймаючи до уваги мінімальну товщину захисного шару бетону $a_l = 25 \text{ мм}$, отримуємо

$$a_{sp} = a_l + d / 2 = 2,5 + 2,2 / 2 = 3,6 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a_{sp} = 45 - 3,6 = 41,4 \text{ см}$$

В стисненій зоні зведеного таврового перерізу розміщені поздовжні стрижні сітки СІ та монтажні стрижні плоских арматурних каркасів поздовжніх ребер.

В межах стисненої полиці завширшки $b_f' = 295 \text{ см}$, що уводиться в розрахунок, уміщуються з кроком $v = 20 \text{ см}$:

$$(b_f' / v) + 1 = (295 / 20) + 1 = 15 \text{ стрижнів}$$

Загальна площа перерізу арматури 15Ø4 та 2Ø5 в стисненій зоні зведеного ребра $A_s' = 2,28 \text{ см}^2$, ($R_{sc} = 365 \text{ МПа}$)

Так як

$$M_f' = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') + R_{cs} \cdot A_s' \cdot (h_0 - a_s') = 1,45 \cdot 295 \cdot 2,5 \cdot (41,4 - 0,5 \cdot 2,5) + 36,5 \cdot 2,28 \cdot (41,4 - 1,3) = 46272,5 \text{ кН} \cdot \text{см} > M = 21099 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

межа стисненої зони проходить в межах полиці. Розрахунковий переріз прямокутний завширшки $b_f' = 295 \text{ см}$

$$\text{Визначається } \alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{21099}{1,45 \cdot 295 \cdot 41,4^2} = 0,03$$

$$\xi_R = 0,45 > \xi = 0,03$$

того перерізу арматури $A_s' = 2,28 \text{ см}^2$, що є в стисненій зоні досить достатньо, додаткова арматура за розрахунком не потрібна.

$$\text{Так як } 0,5 \cdot \xi_R = 0,225 > \xi = 0,03$$

$$\text{коефіцієнт умови праці напруженої арматури } \gamma_{s6} = \eta = 1,15$$

Враховуючи ненапружену арматуру 2Ø5 з $A_s = 0,393 \text{ см}^2$ плоских каркасів, потрібна площа перерізу попередньо напруженої арматури:

$$A_{sp,req} = [\xi \cdot R_b \cdot b_m \cdot h_0 + R_b \cdot (b_f' - b_m) \cdot h_f' + R_{sc} \cdot A_s' - R_s \cdot A_s] / \gamma_{s6} \cdot R_{sp} = [0,03 \cdot 1,45 \cdot 24 \cdot 41,4 + 1,45 \cdot (295 - 24) \cdot 2,5 + 36,5 \cdot 2,28 - 36 \cdot 0,393] / 1,15 \cdot 51 = 15,66 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø32 А-V з $A_{sp} = 16,08 \text{ см}^2$.

Розрахунок поперечної арматури.

Орієнтовно приймаємо коефіцієнт поперечного армування $\mu_w = 0,001$;

$$\alpha_p = E_{sp} / E_b = 190000 / 21000 = 9,05$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поперечної арматури на міцність елемента по похилій смузі

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha_p \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 9,05 \cdot 0,001 = 1,045 < 1,3$$

Коефіцієнт, що враховує міцність та вид бетону:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,02 \cdot 14,5 = 0,71$$

Так як

$$0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b_m \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,045 \cdot 0,71 \cdot 1,45 \cdot 24 \cdot 41,4 = 320,7 \text{ кН} > Q_{\max} = 71,16 \text{ кН} , \text{ то}$$

міцність поздовжніх ребер на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами забезпечена, тобто прийняті розміри поперечного перерізу поздовжніх ребер достатні .

Значення попереднього напруження без урахування втрат $\sigma_{sp} = 53,0 \text{ кН} / \text{см}^2$.

Орієнтовне значення сумарних втрат попереднього напруження приймається

$$\sigma_{los} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Коефіцієнт точності натягнення арматури для електротермічного способу натягнення арматури $\gamma_{sp} = 0,9$

Орієнтовне значення зусилля попереднього обтиснення з урахуванням усіх втрат (без урахування ненапруженої арматури)

$$P = \gamma_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) \cdot A_{sp} = 0,9 \cdot (53 - 10) \cdot 16,08 = 788$$

Коефіцієнт, що враховує вплив поздовжньої сили Р на міцність похилого перерізу

$$\varphi_n = 0,1 \cdot P / R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0 = 0,1 \cdot 788 / 0,105 \cdot 24 \cdot 41,4 = 0,755 > 0,5 , \text{ приймаємо } \varphi_n = 0,5$$

Довжина проєкції найбільш небезпечного похилого перерізу:

$$c = 2,5 \cdot h_0 = 2,5 \cdot 41,4 = 103,5 \text{ см}$$

Для легкого бетону $\varphi_{b3} = 0,5$; $\varphi_{b4} = 1,2$

Гранична поперечна сила на краю похилого перерізу, яку здатні витримати поздовжні ребра панелі без урахування роботи поперечної арматури

$$Q_b = \varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0^2 / c = 1,2 \cdot (1 + 0,5) \cdot 0,105 \cdot 24 \cdot 41,4^2 / 103,5 = 75,1 \text{ кН}$$

Так як значення Q_b повинно бути не менш

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b_m \cdot h_0 = 0,5 \cdot (1 + 0,5) \cdot 0,105 \cdot 24 \cdot 41,4 = 78,25 \text{ кН}$$

приймаємо $Q_b = 78,25 \text{ кН}$.

Рівномірно розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного тимчасового навантаження

$$q_1 = (g + v / 2) \cdot b_n = (2,82 + 1,188 / 2) \cdot 3 = 10,2 \text{ кН} / \text{м} = 0,102 \text{ кН} / \text{см}$$

Поперечна сила на краю похилого перерізу, який починається від підпори і має довжину $c = 103,5 \text{ см}$

$$Q = Q_{\max} - q_1 \cdot c = 71,16 - 0,102 \cdot 103,5 = 60,6 \text{ кН}$$

Так як $Q = 60,6кН < Q_b = 78,25кН$, то поперечна арматура в поздовжніх ребрах за розрахунком не потрібна, а встановлюється за конструктивними вимогами.

Конструювання плоских арматурних каркасів.

В кожному поздовжньому ребрі встановлюється по одному арматурному каркасу, які позначаються КРІ. Каркаси виготовляються із дротової арматури класу Вр-I, поздовжні стрижні приймаються діаметром 5 мм, поперечні – 4 мм.

Крок поперечних стрижнів на кінцевих ділянках каркасу (на відстані $l_n / 4 = 12/4 = 3$ м від кожної підпори)

$$S_1 = h / 2 = 45 / 2 = 22,5\text{см} > 15\text{см}$$

приймається $S_1 = 15$ см.

Крок поперечних стрижнів в середній частині каркасу

$$S_2 = \frac{3}{4} \cdot h = \frac{3}{4} \cdot 45 = 33,7\text{см}$$

приймається $S_2 = 30$ см.

Для можливості поставлення закладних деталей та додаткових сіток, арматурні каркаси віддалені від торців поздовжніх ребер на 180 мм.

Довжина каркасу КРІ

$$l_1 = 11960 - 180 \cdot 2 = 116000\text{мм}$$

Висота каркасу (з урахуванням захисного шару бетону $a_b = 10$ мм)

$$a_1 = h - 2 \cdot a_b = 450 - 2 \cdot 10 = 430\text{мм}$$

Арматурний каркас поздовжнього ребра панелі КРІ показано на рис.10.

2.1.6 Конструктивне армування панелі

Кінці поздовжніх ребер панелі додатково армуються поперечною арматурою у вигляді зігнутих зварних сіток С2, які охоплюють всі поздовжні та поперечні стрижні прикінцевих ділянок каркасів КРІ. Додаткова сітка С2 проектується з дротової арматури класу Вр-I, діаметр поздовжніх і поперечних стрижнів 4 мм, їх крок 100 мм. Довжина сітки С2 приймається 1040 мм.

Для поліпшення з'єднання поздовжніх ребер з торцевими в кутах панелі встановлюються додаткові зварні сітки С3, що зігнуті під прямим кутом. Сітки С3 проектуються із дротової арматури класу Вр-I діаметром 4 мм; ширина сіток 230 мм, у кожний бік вони заступають на 500 мм.

Бути панелі армуються сітками С4 та С5 із дротової арматури класу Вр-I діаметром 4 мм. В кутах панелі розміщуються закладні деталі.

1.7. Розрахунок монтажних петель

Для піднімання панелі передбачаються 4 монтажних петлі із арматури класу А-І. Петлі розміщуються в поздовжніх ребрах на відстанні 80 см від торців панелі.

Нормативне навантаження від власної ваги панелі з урахуванням коефіцієнта динамічності вважається розподіленим тільки на три петлі.

Приймаємо діаметр стрижня петлі $d = 20$ мм, розмір виступаючої над бетоном частини петлі $h = 100$ мм, радіус закруглення $R = 40$ мм.

Мінімальна глибина запуску петлі у бетон:

$$h_b = 15 \cdot d = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм}$$

приймається $h_b = 320$ мм.

Мінімальна довжина анкерування петлі[^]

$$l_{an} = 25 \cdot d = 25 \cdot 20 = 500 \text{ мм}$$

Висота петлі:

$$h_p = h + h_b = 100 + 320 = 420 \text{ мм}$$

2.1.8 Геометричні характеристики поперечного перерізу панелі

Практикою застосування панелей покриття встановлено, що в плиті та поперечних ребрах дуже мала імовірність утворення тріщин, а якщо і утворюються, то їх розкриття не перевищує допустимих значень. Жорсткість плити та поперечних ребер панелі в стадії експлуатації завжди достатня. Тому під час розрахунку панелі за граничними станами другої групи, тріщиноутворення та прогини перевіряються лише для поздовжніх ребер.

Площа перерізу бетону:

$$A = b_f \cdot h_f + b_m \cdot (h - h_f) = 295 \cdot 2,5 + 24 \cdot (45 - 2,5) = 1757,5 \text{ см}^2$$

Із розрахунку міцності $A_{sp} = 16,08 \text{ см}^2$; $A_s = 0,393 \text{ см}^2$; $A'_s = 2,28 \text{ см}^2$.

Загальна площа перерізу арматури, що перетинає еквівалентний переріз

$$A_{s, \text{tot}} = A_{sp} + A_s + A'_s = 16,08 + 0,393 + 2,28 = 19,033 \text{ см}^2$$

Коефіцієнти зведення для напруженої та ненапруженої арматури:

$$\alpha_p = E_{sp} / E_b = 190000 / 21000 = 9,05$$

$$\alpha_p = E_s / E_b = 170000 / 21000 = 8,1$$

Площа зведеного перерізу:

$$A_{red} = A + \alpha_p \cdot A_{sp} + \alpha_s \cdot (A_s + A_s') = 1757,5 + 9,05 \cdot 16,08 + 8,1 \cdot (0,393 + 2,28) = 1963 \text{ см}^2$$

Статичний момент бетонного перерізу щодо нижньої грані панелі:

$$S_{inf} = b_f' \cdot h_f' \cdot (h - 0,5 \cdot h_f') + b_m \cdot (h - h_f')^2 / 2 = 295 \cdot 2,5 \cdot (45 - 0,5 \cdot 2,5) + 24 \cdot (45 - 2,5)^2 / 2 = 53941 \text{ см}^2$$

Статичний момент зведеного перерізу щодо нижньої грані:

$$S_{red,inf} = S_{inf} + \alpha_p \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} + \alpha_s \cdot [A_s \cdot a_s + A_s' \cdot (h - a_s')] = \\ = 53941 + 9,05 \cdot 16,08 \cdot 7 + 8,1 \cdot [0,393 \cdot 2,5 + 2,28 \cdot (45 - 1,3)] = 54940 \text{ см}^2$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої та верхньої граней:

$$y_0 = S_{red,inf} / A_{red} = 54940 / 1963 = 28 \text{ см}$$

$$y_0' = h - y_0 = 45 - 28 = 17 \text{ см}$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до центрів ваги розтягнутої та стисненої арматури:

$$y_{sp} = y_0 - a_{sp} = 28 - 7 = 21 \text{ см}$$

$$y_s = y_0 - a_s = 28 - 2,5 = 25,5 \text{ см}$$

$$y_s' = y_0 - a_s' = 17 - 1,3 = 15,7 \text{ см}$$

Момент інерції бетонного перерізу щодо центра ваги зведеного перерізу:

$$I = b_f' \cdot (h_f')^3 / 12 + b_f' \cdot h_f' \cdot (y_0' - 0,5 \cdot h_f') + b_m \cdot (h - h_f')^3 / 12 + b_m \cdot (h - h_f') \cdot [y_0 - 0,5 \cdot (h - h_f')]^2 = \\ = 295 \cdot 2,5^2 / 12 + 295 \cdot 2,5 \cdot (17 - 0,5 \cdot 2,5)^2 + 24 \cdot (45 - 2,5)^3 / 12 + 24 \cdot (45 - 2,5) \cdot [28 - 0,5 \cdot (45 - 2,5)]^2 = \\ = 375401 \text{ см}^4$$

Момент інерції зведеного перерізу щодо цшго центра ваги:

$$I_{red} = I + \alpha_p \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha_s \cdot [A_s \cdot y_s^2 + A_s' \cdot (y_s')^2] = 375401 + 9,05 \cdot 16,08 \cdot 21^2 + \\ + 8,1 \cdot [0,393 \cdot 25,5^2 + 2,28 \cdot 15,7^2] = 463281 \text{ см}^4$$

Момент опору зведеного перерізу щодо нижньої розтягнутої грані:

$$W_{red,inf} = I_{red} / y_0 = 463281 / 28 = 16545,75 \text{ см}^2$$

Момент опору зведеного перерізу щодо верхньої стисненої грані:

$$W_{red,sup} = I_{red} / y_0' = 463281 / 17 = 27252 \text{ см}^3$$

Пружнопластичний момент опору зведеного перерізу щодо нижньої розтягнутої грані з урахуванням непружних деформацій бетону:

$$W_{pl,inf} = 1,75 \cdot 16545,75 = 28955 \text{ см}^2$$

Так як $b_f' / b_m = 295 / 24 = 12,3 > 2$ і $h_f' / h = 2,5 / 45 = 0,06 < 0,2$, то $\gamma = 1,5$

Пружнопластичний момент опору зведеного перерізу щодо верхньої грані під час обтиснення панелі з урахуванням непружних деформацій бетону (полиця в розтягненій зоні)

$$W_{pl,sup} = \gamma \cdot W_{red,sup} = 1,5 \cdot 27252 = 40878 \text{ см}^3$$

2.1.9 Визначення втрат попереднього напруження

Перші втрати.

Стрижньова попередньо напружена арматура натягується електротермічним способом.

Втрати від релаксації напружень а арматурі:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 53 = 1,59 \text{кН} / \text{см}^2$$

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням втрат попереднього напруження $\sigma_1 \dots \sigma_5$:

$$P_I = A_{sp} \cdot [\sigma_{sp} - (\sigma_1 \dots \sigma_5)] = 16,08 \cdot (53 - 1,59) = 1047 \text{кН} ,$$

а його ексцентриситет відносно центра ваги зведеного перерізу:

$$e_{spl} = y_{sp} = 21 \text{см}$$

Розподілене навантаження від власної ваги панелі завширшки $b_c = 2,95$ м при дії нормативного навантаження $c_n = 1,5$ кН/м:

$$q_w = c_n \cdot b_c = 1,5 \cdot 2,95 = 0,0334 \text{кН} / \text{см}$$

Згинаючий момент від ваги панелі під час зберігання, при відстані між підкладками $l = 1180$ см:

$$M_c = q_w \cdot l^2 / 8 = 0,0334 \cdot 1180^2 / 8 = 5813 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Стискуючі напруження в бетоні посередені прольоту панелі на рівні арматури A_{sp} від дії сили P_I та згинаючого моменту M_c :

$$\sigma_{bp} = P_I / A_{red} + (P_I \cdot e_{opl} - M_c) \cdot y_{sp} / I_{red} = 1047 / 1963 + (1047 \cdot 21 - 5813) \cdot 21 / 463281 = 1,05 \text{кН} / \text{см}^2$$

Напруження в бетоні на рівні арматури A_s від дії сили P_I та моменту M_c :

$$\sigma_{bp}' = P_I / A_{red} + (M_c - P_I \cdot e_{opl}) \cdot y_s' / I_{red} = 1047 / 1963 + (5813 - 1047 \cdot 21) \cdot 15,7 / 463281 = 0,053 \text{кН} / \text{см}^2$$

Визначаємо коефіцієнт:

$$\alpha = 0,25 + 0,25 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,25 \cdot 1,625 = 0,66 < 0,8$$

Оскільки $\sigma_{bp} / R_{bp} = 1,05 / 1,625 = 0,65 < \alpha = 0,66$, то втрати від

швидконапливаючої повзучості для бетону природного твердіння:

$$\sigma_6 = 4 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 4 \cdot 1,05 / 1,625 = 2,58 \text{кН} / \text{см}^2$$

Втрати від швидконапливаючої повзучості на рівні арматури A_s :

$$\sigma_6' = 4 \cdot \sigma_{bp}' / R_{bp} = 4 \cdot 0,053 / 1,625 = 0,13 \text{кН} / \text{см}^2$$

Усього перші втрати:

$$\sigma_{loc1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 1,59 + 2,58 = 4,17 \text{кН} / \text{см}^2$$

Попередні напруження з арматурі, що напружується, з урахуванням перших втрат:

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc1} = 53 - 4,17 = 48,83 \text{кН} / \text{см}^2$$

Попередні напруження в арматурі, що не напружується:

$$\sigma_{s1} = \sigma_6 = 2,58 \text{кН} / \text{см}^2 ; \sigma_{s1}' = \sigma_6' = 0,13 \text{кН} / \text{см}^2$$

Зусилля попереднього обтискання з урахуванням перших втрат:

$$P_I = \sigma_{sp1} \cdot A_{sp} - \sigma_{s1} \cdot A_s - \sigma_{s1}' \cdot A_s' = 48,83 \cdot 16,08 - 2,53 \cdot 0,393 - 0,13 \cdot 2,28 = 993 \text{кН}$$

Ексцентриситет зусилля попереднього обтискання відносно ваги зведеного перерізу:

$$e_{opI} = (\sigma_{sp1} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} - \sigma_{s1} \cdot A_s \cdot y_s + \sigma_{s1}' \cdot A_s' \cdot y_s') / P_I = \\ = (48,83 \cdot 16,08 \cdot 21 - 2,53 \cdot 0,393 \cdot 25,5 + 0,13 \cdot 2,28 \cdot 15,7) / 993 = 21 \text{см}$$

Максимальні стискаючі напруження в бетоні від дії сили P_I (без урахування моменту від власної вага панелі):

$$\sigma_{bp1} = P_I / A_{red} + P_I \cdot e_{op1} \cdot y_0 / I_{red} = 993 / 1963 + 993 \cdot 21 \cdot 28 / 463281 = 1,77 \text{кН} / \text{см}^2$$

Так як $\sigma_{bp1} / R_{bp} = 1,77 / 1,625 = 1,09 > 0,95$, отже необхідно зменшити крок поперечної арматури на ділянці біля торців панелі (КР1) зі 150мм на 100мм.

Другі втрати.

Втрати від усадки бетону: $\sigma_8 = 4,5 \text{кН} / \text{см}^2$; $\sigma_8' = 4,5 \text{кН} / \text{см}^2$

Так як $\sigma_{bp} / R_{bp} = 1,05 / 1,625 = 0,65 < \alpha = 0,66$, втрати від повзучості бетону:

$$\sigma_9 = 15 \cdot \sigma_{bp} / R_{bp} = 15 \cdot 1,05 / 1,625 = 9,7 \text{кН} / \text{см}^2$$

Втрати від повзучості бетону на рівні арматури A'_s :

$$\sigma_9' = 15 \cdot \sigma_{bp}' / R_{bp} = 15 \cdot 0,053 / 1,625 = 0,59 \text{кН} / \text{см}^2$$

Усього другі втрати:

$$\sigma_{loc2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 4,5 + 9,7 = 14,2 \text{кН} / \text{см}^2$$

Сумарні втрати попереднього напруження:

$$\sigma_{loc} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 4,17 + 14,2 = 18,37 \text{кН} / \text{см}^2 > \sigma_{los,min} = 10 \text{кН} / \text{см}^2, \text{ тобто } \quad \text{більш}$$

нормованого мінімального значення. Отже, величина втрат не збільшується.

Попередні напруження в арматурі, що напружується, з урахуванням усіх втрат:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 53 - 18,37 = 34,63 \text{кН} / \text{см}^2$$

Попередні напруженій від усадки та повзучості бетону в арматурі, що не напружується:

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_{\text{los}2} = 2,58 + 14,2 = 16,78 \text{кН} / \text{см}^2$$

Зусилля від обтиснення з урахуванням усіх втрат:

$$P_2 = \sigma_{sp2} \cdot A_{sp} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma_s' \cdot A_s' = 34,63 \cdot 16,08 - 16,78 \cdot 0,393 - 5,12 \cdot 2,28 = 687 \text{кН}$$

Ексцентриситет зусилля P_2 :

$$e_{op2} = (\sigma_{sp2} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s + \sigma_s' \cdot A_s' \cdot y_s') / P_2 = \\ = (34,63 \cdot 16,08 \cdot 21 - 16,78 \cdot 0,393 \cdot 25,5 + 5,12 \cdot 2,28 \cdot 15,7) / 687 = 21,6 \text{см}$$

2.1.10 Розрахунок з утворення нормальних тріщин

В розрахунку з утворення тріщин приймаються:

- коефіцієнт точності натягнення арматури $\gamma_{sp} = 1$ та
- коефіцієнт надійності з навантаження $\gamma_f = 1$.

Утворення верхніх початкових тріщин в стадії виготовлення.

Максимальні напруження в стиснутому бетоні (на краю нижньої грані перерізу) від дії зусилля P_1 в стадії виготовлення з урахуванням моменту M_c від власної ваги панелі:

$$\sigma_{bp1} = P_1 / A_{red} + (P_1 \cdot e_{op1} - M_c) / W_{red,inf} = 993 / 1963 + (993 \cdot 21 - 5813) / 16545,75 = 1,4 \text{кН} / \text{см}^2$$

Для передаточної міцності бетону $R_{bp} = 16,25$ МПа, за інтерполяцією табличних даних приймаємо: $R_{bp,ser} = 12,2$ МПа, $R_{bp,ser} = 1,15$ МПа.

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp1} / R_{bp,ser} = 1,6 - 1,4 / 1,22 = 0,45 < 0,7, \text{ приймаємо } \varphi = 0,7$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої (верхньої) зони перерізу – нижня ядрова відстань:

$$r_{inf} = \varphi \cdot W_{red,sup} / A_{red} = 0,7 \cdot 27252 / 1963 = 9,7 \text{см}$$

Момент зовнішніх сил в стадії виготовлення відносно осі, яка паралельна нульовій лінії і проходить через нижню ядрову точку, що найбільш віддалена від розтягнутої зони:

$$M_{r,ser} = M_c - P_1 \cdot (e_{op1} - r_{inf}) = 5813 - 993 \cdot (21 - 9,7) = -5108 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Згинаючий момент, що здатний сприймати переріз під час утворення тріщин:

$$M_{crc}' = R_{bp,ser} \cdot W_{pl,sup} = 0,115 \cdot 40878 = 5110 \text{кН} \cdot \text{см}$$

$$M_{r,ser} = -5108 \text{кН} \cdot \text{см} < M_{crc}' = 5110 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Отже, верхні початкові тріщини під час виготовлення не утворюються.

Утворення нижніх тріщин в стадії експлуатації.

Повне розподілене навантаження (при $\gamma_f = 1$):

$$q_{ser} = p_s \cdot b_n = 3,32 \cdot 3 = 9,96 \text{кН} / \text{м} = 0,0996 \text{кН} / \text{см}$$

Розрахунковий момент від повного навантаження:

$$M_{l,ser} = q_{l,ser} \cdot l_0^2 / 8 = 0,0768 \cdot 1186^2 / 8 = 13503 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Тривале навантаження (при $\gamma_f = 1$):

$$q_{l,ser} = p_{ls} \cdot b_n = 2,56 \cdot 3 = 7,68 \text{кН} / \text{м} = 0,0768 \text{кН} / \text{см}$$

Розрахунковий момент від тривалого навантаження:

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot l_0^2 / 8 = 0,0996 \cdot 1186^2 / 8 = 17512 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Максимальні наруження в стиснутому бетоні (на краю верхньої грані перерізу) від дії повного зовнішнього навантаження:

$$\sigma_{bp2}' = P_2 / A_{red} + (M_{ser} - P_2 \cdot e_{op2}) / W_{red,sup} = 687 / 1963 + (17512 - 687 \cdot 21,6) / 27252 = 0,45 \text{кН} / \text{см}^2$$
$$\varphi' = 1,6 - \sigma_{bp2}' / R_{b,ser} = 1,6 - 0,45 / 1,85 = 1,36 > 1, \text{ приймаємо } \varphi' = 1$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої (верхньої) зони перерізу – верхня ядрова відстань:

$$r_{sup} = \varphi' \cdot W_{red,inf} / A_{red} = 1 \cdot 16545,75 / 1963 = 8,43 \text{см}$$

Ядровий момент зусилля обтиснення:

$$M_{rp} = P_2 \cdot (e_{op2} + r_{sup}) = 687 \cdot (21,6 + 8,43) = 20631 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Згинаючий момент, що сприймається нормальним перерізом під час утворення тріщин – момент тріщиноутворення:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl,inf} + M_{rp} = 0,16 \cdot 28955 + 20631 = 25263,8 \text{кН} \cdot \text{см}$$

Так як $M_{ser} = 17512 \text{кН} \cdot \text{см} < M_{crc} = 25263,8 \text{кН} \cdot \text{см}$

$$M_{l,ser} = 13503 \text{кН} \cdot \text{см} < M_{crc} = 25263,8 \text{кН} \cdot \text{см}, \text{ то}$$

нормальні тріщини в розтягненій зоні не утворюються. Розрахунок з розкриття тріщин не потрібен.

2.1.11 Розрахунок панелі по прогину

Площа перерізу всієї поздовжньої арматури в стисненій зоні перерізу панелі (15Ø4 та 2Ø5) $A'_s = 2,28 \text{ см}^2$;

$$\mu = (A_{sp} + A_s) / b_m \cdot h_0 = (16,08 + 0,393) / 24 \cdot 41,4 = 0,021$$

$$\mu \cdot \alpha_p = 0,021 \cdot 9,05 = 0,19$$

$$\varphi_f = [(b_f' - b_m) \cdot h_f' + \alpha_s \cdot A_s' / 0,3] / b_m \cdot h_0 = [(295 - 24) \cdot 2,5 + 8,1 \cdot 2,28 / 0,3] / 24 \cdot 41,4 = 0,74$$

За табличними даними для значень $\varphi_f = 0,74$ та $\mu \cdot \alpha_p = 0,19$ знаходимо коефіцієнт граничного відношення прольоту панелі до робочої висоти перерізу $\lambda_{\min} = 13$

Так як $l_0 / h_0 = 1186,41 / 41,4 = 28,7 > \lambda_{\min} = 13$, то розрахунок з визначення прогину панелі потрібен.

$$\text{Гранично допустимий прогин } f_{\text{lim}} = l_0 / 250 = 1186 / 250 = 4,74 \text{ см.}$$

Так як розрахунком зутворення тріщин встановлено, що в розтягненій зоні панелі тріщини не утворюються, прогин визначається як для суцільного тіла.

Коефіцієнт, що враховує вплив короточасної повзучості бетону приймається

$$\varphi_{b1} = 0,85 \text{ — для легкого бетону на щільному заповнювачу.}$$

Коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону приймається на деформації елемента без тріщин $\varphi_{b2} = 2$.

Кривизна панелі від постійного та тривалого навантаження без урахування зусилля попереднього обтиснення:

$$(I/r)_2 = M_{l,ser} \cdot \varphi_{b2} / \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 2 \cdot 13503 / 0,85 \cdot 2100 \cdot 463281 = 3,27 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Кривизна панелі, що обумовлена вигином елемента внаслідок короточасної дії зусилля попереднього обтиснення:

$$(I/r)_3 = P_2 \cdot e_{op2} / \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 687 \cdot 21,6 / 0,85 \cdot 2100 \cdot 463281 = 1,79 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Відносна деформація бетону, що спричинена усадкою та повзучістю від зусилля попереднього обтиснення:

$$\varepsilon_b = \sigma_{sb} / 2 \cdot 10^5 = 16,78 / 2 \cdot 10^5 = 8,39 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_b' = \sigma'_{sb} / 2 \cdot 10^5 = 14,255 / 2 \cdot 10^5 = 7,13 \cdot 10^{-5}$$

Кривизна панелі, що обумовлена вигином внаслідок усадки та повзучості бетону від зусилля попереднього обтиснення:

$$(I/r)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon_b') / h_0 = (8,39 - 7,13) \cdot 10^{-5} / 41,4 = 0,03 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

$$\text{Оскільки } (I/r)_3 + (I/r)_4 = (1,79 - 0,03) \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1} < \varphi_{b2} \cdot (I/r)_3 = 3,58 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1},$$

приймаємо

$$(I/r)_3 + (I/r)_4 = 3,58 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Повна кривизна посередині прольоту панелі:

$$(I/r)_{tot} = (I/r)_2 - (I/r)_3 + (I/r)_4 = (3,27 - 3,58) \cdot 10^{-5} = -0,31 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогин панелі:

$$f = 0,104 \cdot (I/r)_{tot} \cdot l_0^2 = 0,104 \cdot 0,31 \cdot 10^{-5} \cdot 1186^2 = 0,45 \text{ см} < f_{lim} = 4,74 \text{ см},$$

тобто прогин панелі менший за гранично допустимий.

2.1.12 Розрахунок панелі в стадії виготовлення, транспортування та монтажу

Навантаження на панель від власної ваги $c_n = 1,5 \text{ кН/м}^2$ урахуванням коефіцієнта динамічності 1,4:

$$q_d = 1,4 \cdot c_n \cdot b_n = 1,4 \cdot 1,5 \cdot 3 = 6,3 \text{ кН/м} = 0,063 \text{ кН/см}$$

Повне розрахункове навантаження на панель в стадії експлуатації $q = 0,12 \text{ кН/см}$. Так як

$$q_d = 0,063 \text{ кН/см} < q = 0,12 \text{ кН/см}$$

міцність та тріщиностійкість панелі в зоні дії додатних згинаючих моментів під час виготовлення, транспортування та монтажу забезпечені .

3 ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИЙ РОЗДІЛ

| | | | | | | | | |
|-------------|------|-------------|--------|------|----------------------------|--------------------------|-------|---------|
| | | | | | | КНУ.БР.192.24.94с.25.ТЕО | | |
| | | | | | | | | |
| Зм. | Арк. | № документа | Підпис | Дата | Техніко-економічний розділ | Літера | Аркуш | Аркушів |
| Керівник | | Паливода | | | | | | |
| Консультант | | Паливода | | | | | | |
| Дипломник | | Козир | | | | | | |
| Зав.каф | | Валовой | | | | | | |
| Н.контроль | | Паливода | | | | | | |
| | | | | | | БІ-20-2 | | |

3.1. Техніко-економічні порівняння варіантів вантажопідйомних механізмів

Собівартість механізованих робіт на об'єкті визначається за формулою:

$$C_0 = 1,08 \left(\sum C_{m-3m} T_i + C_d \right) + 1,53 Z_{пл}, \text{ грн}$$

де C_d – витрати, пов'язані з улаштуванням та розбиранням підкранової колії, кабельних лотків та інших споруд (для самохідних кранів $C_d = 0$);

C_{m-3m} – собівартість експлуатації крана кожного типу;

T_i – час роботи крана кожного типу на об'єкті (за калькуляцією), зм;

1,08 та 1,5 – коефіцієнти загально будівельних накладних витрат;

$\sum Z_{пл}$ – заробітна плата монтажників (підсумкова сума за калькуляцією).

$$C_{m-3m}^{КС-7362} = 40,43 \text{ грн} (202 - 1439)$$

$$C_{m-3m}^{СКЛ-50} = 40,31 \text{ грн} (202 - 1244)$$

$$C_{m-3m}^{МКТ-6-45} = 30,65 \text{ грн} (202 - 1243)$$

$$C_{m-3m}^{Э-125РБ} = 36,87 \text{ грн} (202 - 1438)$$

Для 1-го варіанту (пневмоколісних кранів):

$$C_0^1 = 1,08(40,43 * (333,71 + 122,71) + 40,43 * 356,87 + 30,65 * 862,94) + 1,5 * 142952,31 = 278505,325 \text{ грн}$$

Для 2-го варіанту (гусеничних кранів):

$$C_0^2 = 1,08(40,31 * (333,71 + 122,71) + 40,31 * 356,87 + 36,87 * 862,94) + 1,5 * 142952,31 = 284196,808 \text{ грн}$$

Отже, більш економічним є перший варіант, тому приймаємо його для виконання монтажних робіт.

4 ТЕХНОЛОГІЯ ТА ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

| | | | | | | | | |
|-------------|----------|-------------|--------|------|--|-------------------------|-------|---------|
| | | | | | | КНУ.БР.192.24.94с.25.ТО | | |
| | | | | | | | | |
| Зм. | Арк. | № документа | Підпис | Дата | Технологія та організація будівництва | Літера | Аркуш | Аркушів |
| Керівник | Паливода | | | | | | | |
| Консультант | Паливода | | | | | | | |
| Дипломник | Козир | | | | | | | |
| Зав. каф. | Валовой | | | | | | | |
| Н. контр. | Паливода | | | | | | | |
| | | | | | | БІ-20-2 | | |

4.1. Проектування фундаментів

Схему розташування фундаментів здійснюємо з врахуванням утворення в будівлі деформаційних (температурних) швів, що обумовлює розбивку промислової каркасної будівлі на уніфіковані типові секції довжиною не більш 60 або 72 м. План фундаментів вказано кресленні (аркуш 3).

Визначення розмірів фундаментів.

Проектування розмірів фундаментів будівлі здійснюємо за додатком 7.3 [2], визначаємо розміри бази залізобетонних колон. Для спрощення розрахунків в курсовій роботі умовно приймаємо усі колон будівлі як для першого каркасу. Данні стосовно висоти підколонника (h) та питомої ваги арматури (g_a) приймаємо з додаткових вихідних даних.

Приймаючи до уваги висоту оголовка колони (H_1) – 10,8 м, крок колон (a_1) – 6 м та вантажопідйомність мостового крану (Q_1) – 50 т згідно додатку 7.3 [2] приймаємо для будівлі крайні колони 2К108-6 з розміром бази колони 700×400 мм у кількості 52 шт. та середні колони 9К108-1 з розміром бази колони 700×400 мм кількістю 16 шт.

Приймаємо розмір для крайніх та середніх фундаментів Ф-1: 1-ї ступені фундаменту $3 \times 1,8 \times 0,3(h)$ м, розмір 2-ї ступені фундаменту $2,1 \times 1,8 \times 0,3(h)$ м, підколонника $1,5 \times 1,2 \times 1,8(h)$ м, глибина стакану 0,9 м (див. рис. 2).

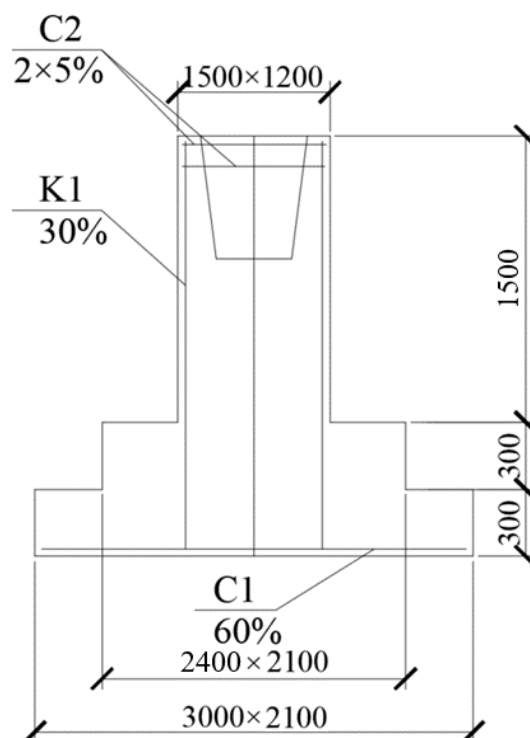


Рис. 4.1 – Схема фундаменту.

4.2. Визначення обсягів робіт

1. Площа щитів опалубки на Ф-1.

$$F_1 = 3 \times 0,3 = 0,9 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_2 = 2,1 \times 0,3 = 0,63 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_3 = 2,4 \times 0,3 = 0,72 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_4 = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_5 = 1,2 \times 1,5 = 1,8 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_6 = 2,8 \text{ м}^2 \text{ (гніздоформувавч) Кільк. 1 шт.}$$

2. Загальна площа щитів.

Щитів площею до 1 м²

$$F_{on} = (0,9 \times 2 + 0,72 \times 2 + 0,63 \times 4) \times 68 = 5,76 \times 68 = 391,68 \text{ м}^2$$

Щитів площею більше 2 м²

$$F_{on} = (2,25 \times 2 + 1,8 \times 2 + 2,8) \times 68 = (8,1 + 2,8) \times 68 = 10,9 \times 84 = 741,2 \text{ м}^2$$

3. Об'єм бетону Ф-1

$$V = (3,0 \times 2,1 \times 0,3 + 2,4 \times 2,1 \times 0,3 + 1,5 \times 1,2 \times 1,5 - 0,5) \times 68 = 5,602 \times 84 = 380,93 \text{ м}^3$$

4. Маса арматури.

$$m = 5,602 \times 53 = 296,91 \text{ кг}$$

Маса сіток (каркасу).

$$m_{C1} = 296,91 \times 0,6 = 178,46 \text{ кг Приймаємо 1 сітку 179 кг}$$

$$m_{C2} = \frac{296,91 \times 0,1}{2} = 14,84 \text{ кг Приймаємо 2 сітки по 15 кг}$$

$$m_{K1} = 296,91 \times 0,3 = 89,23 \text{ кг Приймаємо 1 сітку 90 кг}$$

Загальна кількість сіток та каркасів

C₁ - 68 шт., C₂ - 136 шт., K₁ - 68 шт.

5. Площа підмосток.

$$F_{nid.} = 0,7 \times 1 \times 2 \times 84 = 1,4 \times 68 = 95,2 \text{ м}^2$$

0,7×1 – розміри підмосток, м

6. Догляд за бетоном

8.1 Площа поверхонь, що укривають рогожею.

$$F_{вкр.} = 3,0 \times 2,1 \times 84 = 6,3 \times 68 = 428,4 \text{ м}^2$$

8.2 Площа поверхонь, що поливають водою.

$$F_{пол.} = 6,3 \times 12 \times 84 = 75,6 \times 68 = 5140,8 \text{ м}^2$$

12 - кількість поливів, разів.

7. Ізоляційні роботи

9.1 Площа горизонтальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{из.г.} = (6,3 - 1,5 \times 1,2) \times 73 = 4,5 \times 68 = 306 \text{ м}^2$$

9.2 Площа вертикальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{из.в.} = ((0,9 + 0,72) \times 2 + 0,63 \times 4) \times 84 = 13,86 \times 68 = 942,29 \text{ м}^2$$

8. За отриманими розрахунками складаємо відомість обсягів робіт (табл.1).

9. Виконуємо маркувальну схему ступінчастого фундаменту (рис. 3).

10. Складаємо специфікацію елементів опалубки стовбчастого фундаменту табл. 2, куди вносимо усі елементи комплекту опалубки, деревину (при улаштуванні доборів).

Табл. 4.2.1 – Відомість об'ємів робіт

| № п/п | Назва процесів (операцій) | Одиниця виміру | Об'єм робіт на один елемент | Кількість фундаментів. | Загальний об'єм робіт |
|-------|--|---------------------------------|-----------------------------|------------------------|-----------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1 | Встановлення краном арматурних сіток в горизонтальному положенні масою до 0,3 т | $\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$ | $\frac{1}{0,179}$ | 68 | $\frac{68}{12,172}$ |
| 2 | Встановлення краном арматурних каркасів в вертикальному положенні масою до 0,3 т | $\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$ | $\frac{1}{0,09}$ | 68 | $\frac{68}{6,12}$ |
| 3 | Встановлення сіток вручну масою до 50 кг | $\frac{\text{шт.}}{\text{т}}$ | $\frac{2}{0,03}$ | 68 | $\frac{136}{2,04}$ |
| 4 | Монтаж (демонтаж) опалубки: S до 1 м ² S більш 2 м ² | $\frac{\text{м}^2}{\text{м}^2}$ | 5,76 10,9 | 68 | 391,68 741,2 |
| 5 | Збірка, переставляння підмостків. | м ² | 1,4 | 68 | 95,2 |
| 6 | Бетонні роботи | м ³ | 5,602 | 68 | 380,93 |
| 7 | Укривання поверхонь рогожею | м ² | 6,3 | 68 | 428,4 |
| 8 | Поливання поверхні водою | м ² | 75,6 | 68 | 5140,8 |
| 9 | Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних | $\frac{\text{м}^2}{\text{м}^2}$ | 4,5 13,86 | 68 68 | 306 942,29 |

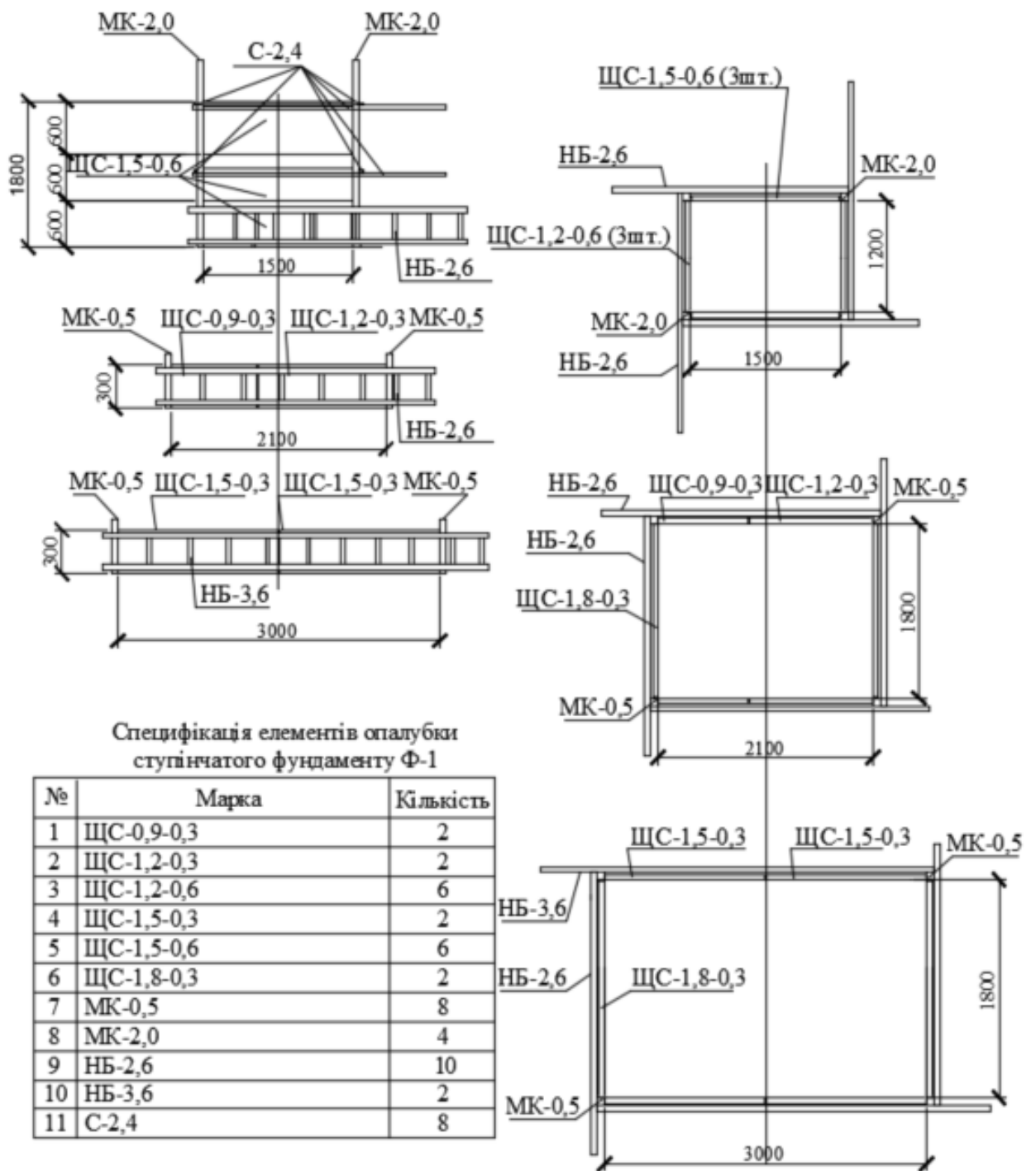


Рис. 4.2.3 – Маркувальна схема ступінчастого фундаменту зі специфікацією елементів опалубки

4.3. Вибір методів виконання робіт та засобів механізації

1. Змінний виробіток бригади бетонників на укладання бетонної суміші.

$$V_{\text{ном}} = a/H_{\text{ч}} = 1/0,33 = 3,03 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де a – одиниця виміру роботи [1];

$H_{\text{ч}}$ – норма часу роботи [1].

2. Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші ведучим механізмом.

$$I_{ном} = B_{ном} \cdot k_n / k_c = 3.03 \cdot 1,2 / 0,9 = 4,04 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де k_n - коефіцієнт нерівномірності подачі і укладання суміші. Приймається в межах 1,1...1,3.

k_c - коефіцієнт використання машин за часом, приймається 0,9.

3. Проведення бетонних робіт приймаємо за схемою кран-баддя. Для подавання бетону приймаємо неповоротну баддю місткістю $0,8 \text{ м}^3$, маса бадді з бетоном складає 2,45 т, розрахункова висота 1,31 м.

4. Висота підймання гаку

$$H_{ном} = h_m + h_z + h_e + h_c = 2,2 + 1 + 1,31 + 1,85 = 6,36 \text{ м}$$

де h_m – висота монтажного горизонту від рівня стоянки крану (для фундаментів опорна плоскість яких розташована на рівні стоянки крана $h_m = h_\phi = 2,2 \text{ м}$);

h_z – монтажний запас або підвищення нижньої площини підйомного елемента над монтажним горизонтом (0,7-1,0 м);

h_e – висота монтажного елемента, приймають за даними (табл. 1);

h_c – конструктивна висота вантажозахватних пристроїв (стропів, зачепів, траверс).

5. Виліт стріли

$$l_g = B/2 + 1,5 = 3/2 + 1,5 + 2,2 = 5,2 \text{ м}$$

де B – ширина фундаменту, м;

1,5 – розмір робочої зони, м.

6. Вантажопідйомність гаку

$$g = 2,45 + 0,064 = 2,514 \text{ т}$$

7. Довжина стріли:

$$= 7,36 \text{ м}^3$$

де h_{uu} – відстань по вертикалі від рівня стоянки крана (РСК) до нижнього шарніра стріли крана (для більшості кранів знаходиться у діапазоні 1...2 м, за першим наближенням можна прийняти 1,5 м;

h_n - висота поліспасти у стягнутому стані, приймати у першому наближенні 1,5...2 м.

8. За ведучу машину приймаємо автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м [3].

9. Для доставки бетонної суміші на об'єкт приймаємо АБЗ марки СБ-69 з об'ємом виходу $V_{mp.}=2,5 \text{ м}^3$.

10. Приймаємо середню швидкість руху АБЗ по дорозі з ґрунтовим покриттям 15 км/год., час завантаження $t_3=0,1$ год., час розвантаження $t_p=0,2$ год.

11. Час укладання суміші, що доставляється АБЗ.

$$t_y = V_{mp.} / (I_{nom.} \cdot K_u^{mp}) = 2,5 / (4,04 \cdot 0,9) = 0,69 \text{ год.}$$

де K_u^{mp} - коефіцієнт використання транспорту за часом. Приймається 0,85...0,92;

12. Тривалість доставки бетонної суміші автотранспортом.

12.1 Тривалість доставки t_d^1 з урахуванням дальності і швидкості перевезення.

$$t_d^1 = L_{nom.} / V_c = 10 / 30 = 0,33 \text{ год.}$$

де $L_{nom.}$ - дальність постачання, 30 км (див. табл. 1.1 [2]);

V_c - середня швидкість руху, км/год.

12.2 Тривалість доставки t_d^2 з умови t_{cx} .

$$t_d^2 = t_{cx} - (t_y + t_3 + t_p + L_{nom.} / V_c) = 1,5 - (0,69 + 0,1 + 0,2 + 0,33) = 0,18 \text{ год.}$$

де t_{cx} - тривалість схоплення цементу (див. табл. 1.1 [2]), год.

t_y - тривалість укладання бетонної суміші із однієї машини з об'ємом виходу $V_{mp.}$, год.;

t_3 - тривалість завантаження суміші на бетонно-розчинному вузлі, год. Приймається $t_3=0,1$ год. для АС і $t_3=0,2$ для АБВ і АБЗ;

t_p - тривалість розвантаження транспорту, год. Приймається $t_p=0,1$ год. при розвантаженні в бадді і $t_p=0$ при розвантаженні в прийомні бункери бетоноукладачів та бетононасосів (цей час входить до часу укладання).

Тривалість доставки t_d^2 з умови t_{cx} не дотримується. Розрахунок вказує, що в технологій зведення фундаментів слід використовувати бетонну суміш типу А

(суху) або Б (на вологих заповнювачах або частково зволоженому).

13. Тривалість робочого циклу АБЗ складає

$$t_y^{mp} = t_3 + 2 L_{nom} / V_c + t'_p = 0,1 + 2 \cdot 30 / 15 + 0,2 = 4,3 \text{ год.}$$

t'_p - час розвантаження суміші, год. Приймається при розвантаженні:

- в бадді $t'_p = 0,1$ год.;

- в прийомний бункер бетононасосу $t'_p = t_y$

- при розвантаженні в бункер бетоноукладача:

$$t'_p = (V_{mp} / V_k - 1) t_y / V_{mp}, \text{ год.}$$

При значенні $t'_p < 0,1$ год. Приймати $t'_p = 0,1$ год.

14. Потрібна кількість АБЗ складає

$$N = (B_{nom} \cdot t_y^{mp}) / (V_{mp} \cdot K_{ч}^{mp}) = (3,03 \cdot 1,45) / (2,5 \cdot 0,9) = 1,95 \text{ шт.}$$

Приймаємо 2 АБЗ.

15. Для ущільнення суміші в сходині висотою $h_c = 0,3$ м приймаємо вібратор з гнучким валом ВЕРБ-67 з довжиною робочої частини $L_e = 0,41$ м і радіусом дії $R_e = 0,3$ м. Приймаємо рухливість суміші $OK = 2$ см, при цьому $K_p = 1$.

16. Продуктивність вібратора складає

$$P_e = 60\pi \cdot h_c + R_e^2 + K_p = 60\pi \cdot 0,3 + 0,3^2 \cdot 1 = 5,09 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де R_e – радіус дії вібратора, м;

K_p – коефіцієнт, що враховує рухливість суміші. Для схеми "кран-баддя" краще використовувати цупкі суміші з $OK = 0 \dots 2$ см, для бетоноукладачів рухливість приймають $OK = 0 \dots 6$ см, для бетононасосів приймають $OK = 6 \dots 12$ см.

17. Час схоплювання бетону

$$t'_{cx} = t_{cx} - (t_3 + L_{nom} / V_c + t_y) = 1,5 - (0,1 + 0,33 + 0,69) = 0,38 \text{ год.}$$

18. Площа блоку бетонування

$$F_{\text{бл}} = (B_{nom} \cdot t'_{cx}) / h_{ui} = (3,03 \cdot 0,38) / 0,3 = 3,838 \text{ м}^2$$

що більше площі нижньої сходини $F_c = 3 \times 2,1 = 6,3 \text{ м}^2$.

Приймаємо 2 вібратори.

Табл. 4.3.2 – Калькуляція трудових витрат і заробітної плати влаштування фундаментів

| Найменування процесу | Обґрунтування норм | Об'єм робіт | | Трудовісткість, люд.-год. | | Заробітна платня, грн. | | Склад ланки | |
|---|--------------------|-----------------|-----------|---------------------------|--------|------------------------|---------|--------------------------------------|-------------|
| | | Один. виміру | Кількість | На одиницю | Всього | На одиницю | Всього | Професія, розряд | Кількість |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Встановлення краном арматурних сіток при діаметрі арматури до 32 мм, масі сіток до 0,3 т, при горизонтальному розташуванні, $K=1,2$ | Е4-1-44 т.1,п.1а | шт. | 136 | $0,42 \times 1,2 = 0,5$ | 68 | 8,905 | 1211,08 | арматурник 4 р. 2 р. | 1 3 |
| Встановлення краном каркасів при діаметрі арматури до 32 мм, масі сіток до 0,3 т, при вертикальному розташуванні, $K=1,2$ | Е4-1-44 т.1,п.2а | шт. | 68 | $0,79 \times 1,2 = 0,95$ | 62,56 | 16,38 | 1120,6 | арматурник 4 р. 2 р. | 1 3 |
| Встановлення сіток вручну, при масі до 50 кг, $K=1,2$ | Е4-1-44 т.3,п.б | шт. | 136 | $0,24 \times 1,2 = 0,288$ | 29,92 | 3,817 | 301,02 | арматурник 3 р. 2 р. | 1 2 |
| Встановлення щитів дерев'яної опалубки окремо розташованих ступінчастих фундаментів площею до 1 м^2 більш 2 м^2 | Е4-1-34 т.2,п.1 | м^2 | 391,68 | 0,62 | 242,84 | 11,669 | 4570,73 | тесляр 4 р. 3 р. | 1 |
| | | | 244,8 | 0,51 | 124,84 | 9,599 | 2349,88 | | 1 |
| | | | 495,4 | 0,4 | 198,56 | 7,528 | 3737,29 | | |
| Те ж, розбирання площею до 1 м^2 від 1 м^2 до 2 м^2 більш 2 м^2 | Е4-1-37 т.2,п.2 | м^2 | 391,68 | 0,15 | 58,752 | 2,64 | 1035,91 | тесляр 3 р. 2 р. | 1 |
| | | | 244,8 | 0,13 | 31,824 | 2,29 | 561,12 | | 1 |
| | | | 495,4 | 0,1 | 49,64 | 1,76 | 875,25 | | |
| Переставляння підмостків | Е6-3 т2, п. 5,б | м^2 | 95,2 | 0,12 | 11,242 | 2,128 | 202,61 | тесляр 4р. 2р. підс.роб.1р. | 1 1 1 |
| Приймання бетонної суміші у баддю | Е-4-1-54 | 100м^3 | 3,8 | 8,2 | 31,16 | 137,8 | 523,64 | бетонник 2р. | 1 |
| Вкладання бетонної суміші краном в баддях фундаменти об'ємом до 10 м^3 | Е4-1-49 т.1, п.3 | м^3 | 380,93 | 0,33 | 125,7 | 5,87 | 2163,44 | бетонник 3р. 2р. | 1 |
| | | | | | | | | | 1 |

| | | | | | | | | | |
|---|--------------|--------------------|-------|------|---------|--------|----------|------------------|---|
| Вкривання бетонної поверхні рогожею | Е4-1-54 п.10 | 100 м ² | 4,284 | 0,21 | 0,899 | 3,52 | 15,83 | бетонник 2р. | 1 |
| Поливка бетонної поверхні водою з шлангу за один раз | Е4-1-54 п.9 | 100 м ² | 51,4 | 0,14 | 7,197 | 2,35 | 120,94 | бетонник 2р. | 1 |
| Зняття з бетонної поверхні рогожі | Е4-1-54 п.12 | 100 м ² | 4,284 | 0,22 | 0,942 | 3,69 | 15,83 | бетонник 2р. | 1 |
| Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну вертикальних поверхонь | Е11-37 | 100 м ² | 9,422 | 8,3 | 78,2 | 156,22 | 1471 | ізолювальник 4р. | 1 |
| | | | | | | | | 2р. | 1 |
| Те ж, горизонтальних | Е11-37 | 100 м ² | 3,06 | 4,8 | 14,688 | 90,34 | 276,91 | ізолювальник 4р. | 1 |
| | | | | | | | | 2р. | 1 |
| Разом | | | | | 1137,1 | | 20552,81 | | |
| Інші роботи | 15% | | | | 170,57 | | | | |
| Всього | | | | | 1307,72 | | | | |

4.4 Техніко-економічні показники

1. Планова (виробнича) собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів.

Собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів.

Для автокрану КС-2561Е

$$C_{\text{маш.-год.}} = 26,38 \text{ грн.}$$

Для автобетонозмішувача СБ-69

$$C_{\text{маш.-год.}} = 33,68 \text{ грн.}$$

2. Собівартість зведення залізобетонних фундаментів

$$C_{\text{ф.о.}} = 1,08 (\sum C_{\text{ф.}} (\text{маш.-год}) \times \eta) + 1,5:$$

$$\times ((68 + 62,56)/4 + (31,16 + 125,7)/2) + 33,68 \times (31,16 + 125,7)/2 \times 6)) + 1,5 \times 20552,81 = 51110,7 \text{ грн.}$$

3. Собівартість укладання 1 м³ бетону

4. Трудомісткість влаштування 1 м³ бетонного фундаменту.

4.5. Заходи з техніки безпеки та охорони природи

Безпека виробництва робіт повинна бути забезпечена: вибором раціональної відповідної технологічної оснастки; підготовкою та організацією робочих місць провадження робіт; застосуванням засобів захисту працюючих; проведенням медичного огляду осіб, допущених до роботи; своєчасним навчанням і перевіркою знань робочого персоналу та ІТП з техніки безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт.

Особливу увагу необхідно звертати на наступне: способи стропування елементів конструкцій повинні забезпечувати їх подачу до місця установки в положенні, близькому проектному; елементи монтуються, під час переміщення повинні утримуватися від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками; не допускати перебування людей під монтуємими елементами до установки їх в проектне положення і закріплення; при переміщенні краном вантажів відстань між зовнішніми габаритами переміщуючих вантажів і виступаючими частинами конструкцій і перешкод по ходу переміщення повинна бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі не менше 0,5 м; монтаж і демонтаж опалубки може бути розпочато з дозволу технічного керівника будівництва та повинен проводитись під безпосереднім наглядом спеціально призначеної особи технічного персоналу; не допускається торкання вібратором арматури.

При роботі на висоті більше 1,5 м всі робочі зобов'язані користуватися запобіжними поясами з карабінами.

Розбирання опалубки допускається після набору бетоном розпалубної міцності і з дозволу виконавця робіт. Відрив опалубки від бетону проводиться за допомогою домкратів. У процесі відриву бетонна поверхня не повинна пошкоджуватися.

Робочі місця електрозварювальників повинні бути огорожені спеціальними переносними огороженнями. Перед початком зварювання необхідно перевірити справність ізоляції зварювальних проводів та електродотримачів, а також щільність з'єднання всіх контактів. При перервах у роботі електрозварювальні установки необхідно відключати від мережі.

Вантажно-розвантажувальні роботи, складування і монтаж арматурних каркасів повинні виконуватися інвентарними такелажним оснащенням і з дотриманням заходів, що виключають можливість падіння, ковзання і втрати стійкості вантажів.

Очищення лотка автобетонозмішувача від залишків бетонної суміші здійснюють лише при нерухомому механізмі.

7. Контроль якості робіт

1. При контролі якості робіт необхідно дотримуватись вимог СНиП 3.02.01-87. Проект виробництва робіт повинен бути розроблений на основі проекту і робочої документації по зведенню монолітних стовбчастих залізобетонних фундаментів.

2. У складі проекту виробництва робіт повинні бути розроблені: технологічні схеми і способи виробництва робіт; календарний план виконання робіт; рішення з техніки безпеки виробництва робіт; графік роботи машин на майданчику; пояснювальна записка до проекту виробництва робіт.

3. При здійсненні арматурних робіт контролюють: відповідність арматурних стрижнів і сіток проекту (паспорту), відхилення від проекту розмірів елементів а також товщину захисного бетонного шару, зміщення арматурних виробів в опалубці, відхилення від проектних осей вертикальних каркасів.

4. При здійсненні опалубних робіт перевіряють наявність комплектів опалубки та маркування елементів, зміщення осей опалубки від проектного положення, відхилення площини опалубки від вертикалі на всю висоту фундаменту.

5. При укладанні бетонної суміші контролюють склад та рухливість бетонної суміші, товщину шарів бетонування, ущільнення та догляд.

6. При розпалубці перевіряють дотримання строків розпалублення, відсутність пошкоджень бетону.

4.6. Технологія зведення монолітних стовбчастих фундаментів

До початку облаштування фундаментів повинні бути виконані наступні роботи: організовано відведення поверхневих вод від майданчика; влаштовані під'їзні автодороги; позначені шляху руху механізмів, місця складування, укрупнення арматурних сіток і опалубки, підготовлена монтажна оснастка і пристосування; завезені арматурні сітки, каркаси та комплекти опалубки в необхідній кількості; виконана необхідна підготовка під фундаменти; проведена геодезична розбивка осей і розмітка положення фундаментів у відповідності з проектом; на поверхню бетонної підготовки фарбою нанесені ризики, що фіксують положення робочої площини щитів опалубки.

Арматурні роботи.

Арматурні елементи доставляють на будівельний майданчик вантажівкою і розвантажують на складських майданчиках, перед монтажем елементів їх переміщують до місць їх встановлення.

Армокаркаси та сітки підосви фундаментів масою понад 50 кг встановлюють автомобільним краном КС-2561Е, укладаючи арматурні сітки підосви фундаментів на фіксатори, які забезпечують захисний шар по проекту. Після влаштування опалубки підосви фундаменту встановлюють арматурні елементи підколоники з кріпленням його до нижній сітці в'язальної дротом.

Опалубні роботи.

Опалубку на будівельний майданчик доставляють автотранспортом комплектно, готовою до монтажу, без доробок та виправлень. Привезені на будівельний майданчик елементи опалубки розміщують в зоні дії монтажного крана. Всі елементи опалубки повинні зберігатися в положенні, відповідному транспортному, розсортовані за марками та типорозмірами.

Дрібнощитова опалубка складається з наступних складових частин: лінійні щити виконані з гнutoго профілю (швелер), палуба в щитах виконана з ламінованої фанери товщиною 12 мм; несучі елементи - схватки призначені для сприйняття навантажень, що діють на опалубку, а також для об'єднання окремих щитів в панелі або блоки. Вони виготовлені з гнutoго профілю

(швелера); щити кутові - служать для об'єднання плоских щитів у замкнуті контури; кутики монтажні - служать для з'єднання щитів і панелей в замкнуті опалубні контури; гак натяжна - застосовують для кріплення схваток до щитів; кронштейн - служать підставою для робочого настилу.

Монтаж і демонтаж опалубки ведуть за допомогою автомобільного крана КС-2561Е.

До початку монтажу опалубки виробляють укрупнювальне збирання щитів в панелі в наступній послідовності: на майданчику складування збирають короб із схваток; на схватки навішують щити; на ребро щитів панелі наносять фарбою риси, що позначають положення осей.

Влаштування опалубки фундаментів роблять у наступному порядку: встановлюють і закріплюють укрупнені панелі опалубки нижньої ступені підосви; встановлюють зібраний короб строго по осях і закріплюють опалубку нижньої ступені металевими штирями до основи; наносять на ребра укрупнених панелей короби риси, що фіксують положення короба другого ступеня фундаменту; відступивши від рисок на відстань, рівну товщині щитів, встановлюють попередньо зібраний короб другого ступеня; остаточно встановлюють короб другого ступеня; в тій же послідовності встановлюють короб третього ступеня; наносять на ребра укрупнених панелей верхнього короба риси, що фіксують положення короба підколоники; встановлюють короб підколоники; встановлюють і закріплюють опалубку вкладишів.

Демонтаж опалубки згідно СНиП 3.03.01-87 дозволяється проводити тільки після досягнення бетоном необхідної міцності і з дозволу виконавця робіт. Демонтаж опалубки здійснюється в порядку, зворотному монтажу. Після зняття опалубки необхідно: провести візуальний огляд опалубки; очистити від налиплого бетону всі елементи опалубки; зробити змащення палуб, перевірити і нанести мастило на гвинтові з'єднання.

Бетонні роботи

До початку укладання бетонної суміші повинні бути виконані наступні роботи: перевірена правильність встановлених арматури та опалубки; усунені

всі дефекти опалубки; перевірено наявність фіксаторів, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону; прийняті за актом всі конструкції та їх елементи, доступ до яких з метою перевірки правильності встановлення після бетонування неможливий; очищені від сміття, бруду та іржі опалубка і арматура; перевірена робота всіх механізмів, справність пристосувань оснастки та інструментів.

Доставка на об'єкт бетонної суміші передбачається автобетонозмішувачами СБ- 69 в кількості 2 шт.

Подача бетонної суміші до місця укладання здійснюється автокраном в бадді об'ємом 0,8 м³.

До складу робіт з бетонування фундаментів входять: прийом і подача бетонної суміші; укладання і ущільнення бетонної суміші; догляд за бетоном.

Бетонування фундаментів здійснюється в два етапи: на першому етапі бетонують башмак фундаменту і підколоники до відмітки низу вкладиша; на другому етапі бетонують верхню частину підколоники після установки вкладиша.

Бетонну суміш укладають горизонтальними шарами товщиною 0,3 - 0,5 м. Кожен шар бетону ретельно ущільнюють глибинними вібраторами. При ущільненні бетонної суміші кінець робочої частини вібратора повинен занурюватися в раніше покладений шар бетону на 5 - 10 см. Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати 1,5 радіуса його дії. У кутах і біля стінок опалубки бетонну суміш додатково ущільнюють вібраторами або штикуванням ручними шуровками. Дотик вібратора під час роботи до арматури не допускається. Вібрування на одній позиції закінчується при припиненні осідання і появи цементного молока на поверхні бетону. Витягувати вібратор при перестановці слід повільно, не вимикаючи, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнювалася бетонною сумішшю. Перерва між етапами бетонування (або укладанням шарів бетонної суміші) повинен бути не менше 40 хвилин, але не більше 2 годин.

4.7. Методи виконання робіт

Приймаємо 5 захваток, що дорівнює кількості прольотів будівлі та мають приблизно однакові обсяги робіт.

Приймаємо наступні методи виконання робіт:

1. Земляні роботи. До початку розробки котловану зрізаємо рослинний шар. Розробку котловану виконуємо гусеничним екскаватором ЭО-4122 зі зворотною лопатою та ємністю ковша 0,5 м³ з частковим вивозом ґрунту у відвал. Після розробки ґрунту екскаватором виконуємо планування майданчика за допомогою бульдозера ДЗ-19 та катка ДУ-50.

2. Фундаментні роботи. Влаштуємо монолітні залізобетонні фундаменти за схемою бетонування кран-баддя (автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м); влаштування монолітних фундаментів під обладнання (КС-2561Е).

3. Монтажні роботи. Одноповерхову промислову будівлю монтуємо самохідними стріловими кранами на гусеничному ході. Першим монтажним потоком встановлюємо колони за допомогою крану СКГ-50, другим — підкранові балки (СКГ-50), третім — конструкції покриття: кроквяні балки і ферми, плити покриття (СКГ-50), четвертим — стінові панелі (МКТ-6-45). Монтаж конструкцій виконуємо з попередньою розкладкою біля місць монтажу. Елементи каркасу монтуються вздовж прольотів будівлі методом вільного піднімання (окрім монтажу колон, який виконуємо методом обертання "в просторі"), при якому конструкції наводять на опори в процесі їх вільного переміщення.

4. Інші роботи. Улаштування покрівлі виконуємо по захваткам вздовж довшої сторони прольоту. Потім виконуємо засклення віконних прорізів по периметру будівлі. Після цього виконуємо всі інші опоряджувальні роботи по захваткам. Олійне фарбування вікон та оздоблення стін виконуємо згори донизу по периметру будівлі.

Таблиця 4.7.1 – Специфікація збірних елементів

| № з/п | Назва елементів | Марка елемента | Кількість, шт. | Розміри, м. | | | Об'єм, м ³ | | Маса, т | |
|----------|------------------------|----------------|----------------|-------------|--------|---------|-----------------------|-------------|-----------------|---------|
| | | | | довжина | ширина | товщина | одного елемента | усіх | одного елемента | усіх |
| 1 | Колони крайнього ряду | ЗКД120 | 16 | 13350 | 1300 | 500 | 4,57 | 73,12 | 11,4 | 182,4 |
| | | 1КД180 | 34 | 19350 | 1300 | 600 | 8,72 | 296,48 | 21,6 | 734,4 |
| 2 | Колона середнього ряду | 4КД120 | 24 | 13350 | 1400 | 600 | 5,32 | 127,68 | 13,5 | 324 |
| 3 | Фахверкові колони | ЗКФ133-1 | 16 | 13300 | 400 | 400 | 1,4 | 22,4 | 5,32 | 85,12 |
| | | 9КФ175-1 | 10 | 17500 | 600 | 400 | 3,8 | 38 | 9,51 | 95,1 |
| 4 | Підкранова балка 6м | БКНВ6-3С | 30 | 5,95 | 0,6 | 1,0 | 1,66 | 49,8 | 4,2 | 126 |
| 5 | Підкранова балка 12м | БКНВ6-2С | 48 | 11,95 | 1,4 | 0,65 | 4,63 | 222,24 | 11,7 | 561,6 |
| 6 | Кроквяна балка 18м | БДР18-1 | 32 | 17960 | 1640 | 320 | 3,4 | 108,8 | 8,5 | 272 |
| 7 | Кроквяна ферма 36м | - | 17 | 36000 | 3150 | 250 | - | - | 4,8 | 81,6 |
| 8 | Плити покриття 6м | ПНС10...13 | 360 | 5970 | 300 | 1490 | 0,62 | 223,2 | 1,4 | 504 |
| 9 | Плити покриття 12м | ПНП28...34 | 144 | 11960 | 450 | 2960 | 2,48 | 357,12 | 7 | 1008 |
| 10 | Фундаментні балки 6м | ФБ6-12 | 36 | 5050 | 450 | 400 | 0,6 | 21,6 | 1,5 | 54 |
| 11 | Фундаментні балки 12м | ФБН-1-К | 12 | 10200 | 400 | 300 | 1,11 | 13,32 | 2,8 | 33,6 |
| 12 | Стінові панелі 6х1,2м | ПС6-1...7 | 648 | 6 | 0,24 | 1,2 | 1,7 | 1101,6 | 1,9 | 1231,2 |
| 13 | Стінові панелі 12х1,2м | ПСПВ 12-1...5 | 132 | 12000 | 1200 | 300 | 3,4 | 448,8 | 4,8 | 633,6 |
| 14 | Сійки воріт | СВ | 12 | 3,6 | 0,4 | 0,4 | 0,576 | 6,91 | 1,44 | 17,28 |
| 15 | Ригелі воріт | РВ | 6 | 4,4 | 0,4 | 0,7 | 1,232 | 7,39 | 3,08 | 18,48 |
| Взагалі: | | | 1577 | | | | | 3118,4 6 | | 5962,38 |

4.8. Визначення обсягів робіт

Обсяги робіт визначаються згідно основних креслень, якими є план, фасад, розріз, наведених додатків й розрахунків, що отримані при проектуванні робіт з влаштування монолітних залізобетонних фундаментів і зведення каркасної будівлі із збірних залізобетонних конструкцій. Підрахунки обсягів робіт виконуємо в табличній формі (табл. 4.8.1).

Таблиця 4.8.1 – Відомість обсягів робіт

| № за/п | Найменування робіт | Об'єм робіт | |
|--------|---|---------------------|---|
| | | Од. виміру | |
| 1 | 2 | 3 | 1 |
| 1 | Планування майданчика $(S \times 1,15) = (72 \times 72 + 36 \times 90) \times 1,15 = 8424 \times 1,15$ | 1000 м ² | 1 |
| 2 | Зрізання рослинного шару товщиною 15 см $(S \times 0,15) = 7884 \times 0,15$ | 1000 м ³ | 2 |
| 3 | Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал $(V_k = S \times h - V_r) = 8424 \times 3,0 - 1870$ | 1000 м ³ | 3 |
| 4 | Те ж з завантаженням в автосамоскиди | 1000 м ³ | 4 |

| | | | |
|----|--|---------------------|----|
| | $(V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)) = 65 + 395 + 400 + 8424 \times 0,12$ | | |
| 5 | Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. $\times S_{ф} \times 0,1$) = $1,5 \times 1,5 \times 26 + 1,5 \times 1,8 \times 16 + 3,3 \times 2,4 \times 74$) $\times 0,1$ | 100 м ³ | 5 |
| 6 | Бетонна підготовка під фундаменти (кільк.фунд. $\times S_{ф} \times 0,1$) = $1,5 \times 1,5 \times 2 + 2,7 \times 2,1 \times 18 + 3,3 \times 2,4 \times 95$) $\times 0,1$ | 100 м ³ | 6 |
| 7 | Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк} = \Sigma$ кільк.фунд. $\times V_{ф}$) = = $26 \times 2,6 + 74 \times 4,42$ | 100 м ³ | 7 |
| 8 | Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фо} = 80 \text{ м}^3 \times$ кільк.прольотів) = 80×5 | 100 м ³ | 8 |
| 9 | Гідроізоляція фундаментів вертикальна $74 \times 17,1 + 26 \times 12,18$ | 100 м ² | 9 |
| 10 | Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $74 \times 4,5 + 26 \times 1,44$ | 100 м ² | 10 |
| 11 | Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. (V_k) | 1000 м ³ | 11 |
| 12 | Ущільнення ґрунту при зворотній засипці (V_k) | 1000 м ³ | 12 |
| 13 | Монтаж колон | шт. | 13 |
| 14 | Монтаж підкранових балок | шт. | 14 |
| 15 | Монтаж конструкцій покриття (S) | м ² | 15 |
| 16 | Монтаж конструкції огорожі ($S_o = P \times h$) = $216 \times 12 + 180 \times 18 + 72 \times 6$ | м ² | 16 |
| 17 | Влаштування пароізоляції в один шир (S) | 100 м ² | 17 |
| 18 | Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S) | 100 м ² | 18 |
| 19 | Влаштування утеплювача плитного (S) | 100 м ² | 19 |
| 20 | Наклеювання тришарового рулонного килиму (S) | 100 м ² | 20 |
| 21 | Оздоблення покрівельною сталлю (0,7 \times L) = $(216 + 252) \times 0,7$ | 100 м ² | 21 |
| 22 | Фарбування стін з середини приміщень (S_o) | 100 м ² | 22 |
| 23 | Фарбування фасадів (S_o) | 100 м ² | 23 |
| 24 | Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S_o) | 100 м ² | 24 |
| 25 | Фарбування конструкцій покриття ($S \times 1,6$) | 100 м ² | 25 |
| 26 | Ущільнення ґрунту щебнем (S) | 100 м ² | 26 |
| 27 | Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S) | 100 м ² | 27 |
| 28 | Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S) | 100 м ² | 28 |
| 29 | Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S_o) | 100 м ² | 29 |
| 30 | Сантехнічні роботи ($V_{б\text{уд.}} \times 0,03$) | 3% | 30 |
| 31 | Електротехнічні роботи ($V_{б\text{уд.}} \times 0,03$) | 3% | 31 |
| 32 | Благоустрій території ($V_{б\text{уд.}} \times 0,01$) | 1% | 32 |
| 33 | Підготовка до здачі | | 33 |
| 34 | Монтаж обладнання ($V_{б\text{уд.}} \times 0,1$) | 10% | 34 |
| 35 | Пусконаладжувальні роботи ($V_{б\text{уд.}} \times 0,005$) | 0,5% | 35 |

4.9. Складання картки-визначника сіткового графіка

Усі розрахункові параметри, необхідні для проектування мережевого графіка в масштабі часу, зводяться в картку-визначник робіт мережевого графіка (табл. 4.9.1).

Ключова умова при цьому – реалізувати принцип ритмічності, тобто досягнення однаково тривалості виконання робіт.

Це реалізується таким чином:

1) Із сукупності робіт (будівельно-монтажних) обираємо найбільш трудомістку й складну, для виконання якої треба використання великих будівельних машин;

2) Визначаємо тривалість провідного спеціалізованого потоку в цілому по об'єкту за розрахунками, в яких включено такі параметри, як

- трудомісткість провідного потоку на об'єкті;
- чисельний склад бригади провідного процесу;
- встановлена змінність.

З відомості потреби у матеріально-технічних ресурсів картки-визначника переносяться для відповідних комплексних процесів номера робіт, включених до їх складу, дані про трудомісткість і витрати машинного часу цих робіт.

Таблиця 4.9.1 – Картка-визначник мережевого графіка

| № | Назва робіт та комплекс робіт | Обсяг робіт | | Код роботи | Норма на одиницю виміру. | | Трудомісткість на весь обсяг | | | | Основні механізми | | Виконавець | | Число змін | Тривалість, дні |
|---|---|---------------------|-----------|--------------|--------------------------|---------|------------------------------|--------|---------|--------|------------------------|--------|--------------------------------|--------|------------|-----------------|
| | | Оди. виміру | Кількість | | люд-год | маш-год | Люд-год | | Маш-год | | Наймен. | Кільк. | Бригада | | | |
| | | | | | | | Норм. | Прийн. | Норм. | Прийн. | | | Проф. | Кільк. | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 |
| 1 | Планування майданчика | 1000 м ² | 9,69 | РЭСН 1-30-1 | - | 0,6 | - | - | 5,81 | 8,0 | ДЗ-19 | 1 | Машиніст бр-1 | 1 | 1 | 1 |
| 2 | Зрізання рослинного шару | 1000 м ³ | 1,26 | РЭСН 1-24-2 | - | 19,55 | - | - | 24,63 | 24,0 | ДЗ-19 | 1 | Машиніст бр-1 | 1 | 2 | 1,5 |
| 3 | Розробка ґрунту екскаватором з емк. ковша 0,5 м ³ у відвал | 1000 м ³ | 23,4 | РЭСН 1-12-14 | 19,55 | 42,5 | 457,46 | - | 994,52 | 840 | ЭО-4122, КАМАЗ 5511 | 1,5 | Машиніст бр-1, Водій 2кл.-5 | 1+5 | 2 | 22 |
| | I | | 9,72 | | | | 190,03 | | 413,1 | 352 | | | | | | 8 |
| | II | | 3,57 | | | | 69,79 | | 151,73 | 128 | | | | | | 7,5 |
| | III | | 3,37 | | | | 65,88 | | 143,23 | 120 | | | | | | 7,5 |
| | IV | | 3,37 | | | | 65,88 | | 143,23 | 120 | | | | | | 7,5 |
| V | 3,37 | 65,88 | 143,23 | 120 | 7,5 | | | | | | | | | | | |
| 4 | Те ж з навантаженням в автосамоскиди | 1000 м ³ | 1,87 | РЭСН 1-17-14 | 22,1 | 63,92 | 41,33 | - | 119,54 | 104 | ЭО-4122, КАМАЗ 5511 | 1,5 | Машиніст бр-1 Водій 2кл.-5 | 1+5 | 2 | 2,5 |
| | I | | 0,67 | | | | 14,81 | | 42,83 | 40 | | | | | | 1 |
| | II | | 0,33 | | | | 7,29 | | 21,09 | 16 | | | | | | 1 |
| | III | | 0,29 | | | | 6,41 | | 18,54 | 16 | | | | | | 1 |
| | IV | | 0,29 | | | | 6,41 | | 18,54 | 16 | | | | | | 1 |
| V | 0,29 | 6,41 | 18,54 | 16 | 1 | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--|--------------------|-------|--------------|--------|-------|---------|------|--------|---|----------|---|------------------------------|---|---|-----|
| 5 | Розробка ґрунту вручну (підчистка) | 100 м ³ | 0,65 | РЭСН 1-164-2 | 261,8 | - | 170,18 | 144 | - | - | - | - | Землекоп 3р-1, 2р-1 | 2 | 2 | 2 |
| | I | | 0,29 | | | | 75,92 | 64 | | | | | | | | 1 |
| | II | | 0,15 | | | | 39,27 | 32 | | | | | | | | |
| | III | | 0,07 | | | | 18,33 | 16 | | | | | | | | |
| | IV | | 0,07 | | | | 18,33 | 16 | | | | | | | | |
| V | 0,07 | 18,33 | 16 | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | Бетонна підготовка під фундаменти | 100 м ³ | 0,65 | РЭСН6-1-19 | 527,8 | 94,56 | 343,08 | 304 | 81,3 | - | КС-256IE | 1 | Бетонник 3р-2 | 2 | 2 | 4,5 |
| | I | | 0,29 | | | | 153,06 | 144 | 29,31 | | | | | | | |
| | II | | 0,15 | | | | 79,17 | 64 | 20,8 | | | | | | | |
| | III | | 0,07 | | | | 36,95 | 32 | 8,51 | | | | | | | |
| | IV | | 0,07 | | | | 36,95 | 32 | 11,34 | | | | | | | |
| V | 0,07 | 36,95 | 32 | 11,34 | | | | | | | | | | | | |
| 7 | Влаштування монолітних фундаментів | 100 м ³ | 3,95 | РЭСН 6-1-8 | 340,75 | 66,85 | 1345,98 | 1152 | 264,06 | - | КС-256IE | 1 | Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2 | 8 | 2 | 4 |
| | I | | 1,76 | | | | 599,72 | 512 | 117,66 | | | | | | | |
| | II | | 0,81 | | | | 276,01 | 256 | 54,15 | | | | | | | |
| | III | | 0,46 | | | | 156,75 | 128 | 30,75 | | | | | | | |
| | IV | | 0,46 | | | | 156,75 | 128 | 30,75 | | | | | | | |
| V | 0,46 | 156,75 | 128 | 30,75 | | | | | | | | | | | | |
| 8 | Влаштування фундаментів під обладнання | 100 м ³ | 4 | РЭСН 6-4-5 | 268,25 | 39,45 | 1073 | 960 | 157,8 | - | КС-256IE | 1 | Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1 | 4 | 2 | 3 |
| | I | | 0,8 | | | | 214,6 | 192 | 31,56 | | | | | | | |
| | II | | 0,8 | | | | 214,6 | 192 | 31,56 | | | | | | | |
| | III | | 0,8 | | | | 214,6 | 192 | 31,56 | | | | | | | |
| | IV | | 0,8 | | | | 214,6 | 192 | 31,56 | | | | | | | |
| V | 0,8 | 214,6 | 192 | 31,56 | | | | | | | | | | | | |
| 9 | Вертикальна гідроізоляція фундаментів | 100 м ² | 15,82 | РЭСН 8-4-7 | 33,5 | 1,11 | 529,97 | 496 | 13,98 | - | - | - | Ізольовальник 4р-1, 3р-1 | 2 | 2 | 6,5 |
| | I | | 7,02 | | | | 235,17 | 208 | 4,57 | | | | | | | |
| | II | | 3,22 | | | | 107,87 | 96 | 3,67 | | | | | | | |
| | III | | 1,86 | | | | 62,31 | 64 | 1,58 | | | | | | | |
| | IV | | 1,86 | | | | 62,31 | 64 | 2,08 | | | | | | | |
| V | 1,86 | 62,31 | 64 | 2,08 | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|---|---------------------|------|--------------|-------|-------|--------|------|--------|-----|--------|---|----------------------------------|---|---|-----|
| 10 | Горизонтальна гідроізоляція фундаменту | 100 м ² | 3,7 | РЭСН 8-4-3 | 31,76 | 3,24 | 117,51 | 128 | 11,99 | - | - | - | Ізоловальник 4р-1, 3р-1 | 2 | 2 | 1,5 |
| | I | | 1,66 | | | | 52,72 | 48 | 5,38 | | | | | | | 1 |
| | II | | 0,78 | | | | 24,77 | 32 | 2,53 | | | | | | | 0,5 |
| | III | | 0,42 | | | | 13,34 | 16 | 1,36 | | | | | | | 0,5 |
| | IV | | 0,42 | | | | 13,34 | 16 | 1,36 | | | | | | | 0,5 |
| V | 0,42 | 13,34 | 16 | 1,36 | | | | | | | | | | | | |
| 11 | Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. | 1000 м ³ | 23,4 | РЭСН 1-27-2 | - | 13,75 | - | - | 321,76 | 280 | ДЗ-19 | 1 | Машиніст бр-1 | 1 | 2 | 7 |
| | I | | 9,72 | | | | | | 133,65 | 112 | | | | | | 3 |
| | II | | 3,57 | | | | | | 49,09 | 48 | | | | | | 2,5 |
| | III | | 3,37 | | | | | | 46,34 | 40 | | | | | | 2,5 |
| | IV | | 3,37 | | | | | | 46,34 | 40 | | | | | | 2,5 |
| V | 3,37 | 46,34 | 40 | 2,5 | | | | | | | | | | | | |
| 12 | Ущільнення ґрунту при зворотній засипці | 1000 м ³ | 23,4 | РЭСН 1-132-4 | - | 16,76 | - | - | 392,18 | 336 | Ду-50 | 1 | Машиніст бр-1 | 1 | 2 | 8,5 |
| | I | | 9,72 | | | | | | 162,91 | 136 | | | | | | 3,5 |
| | II | | 3,57 | | | | | | 59,83 | 56 | | | | | | 3 |
| | III | | 3,37 | | | | | | 56,48 | 48 | | | | | | 3 |
| | IV | | 3,37 | | | | | | 56,48 | 48 | | | | | | 3 |
| V | 3,37 | 56,48 | 48 | 3 | | | | | | | | | | | | |
| 13 | Монтаж колон | Шт. | 100 | Калькуляція | 12,09 | 2,4 | 1209 | 1040 | 240,01 | - | СКГ-50 | 1 | Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 | 5 | 2 | 6 |
| | I | | 44 | | | | 531,96 | 480 | 105,6 | | | | | | | 2,5 |
| | II | | 20 | | | | 241,8 | 200 | 48 | | | | | | | 1,5 |
| | III | | 12 | | | | 145,08 | 120 | 28,8 | | | | | | | 1,5 |
| | IV | | 12 | | | | 145,08 | 120 | 28,8 | | | | | | | 1,5 |
| V | 12 | 145,08 | 120 | 28,8 | 1,5 | | | | | | | | | | | |
| 14 | Монтаж підкранових балок | Шт. | 78 | Калькуляція | 7,74 | 1,57 | 603,72 | 520 | 122,46 | - | СКГ-50 | 1 | Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 | 5 | 2 | 2,5 |
| | I | | 30 | | | | 232,2 | 200 | 47,1 | | | | | | | 1,5 |
| | II | | 18 | | | | 139,32 | 120 | 28,26 | | | | | | | 1 |
| | III | | 12 | | | | 92,88 | 80 | 18,84 | | | | | | | 1 |
| | IV | | 12 | | | | 92,88 | 80 | 18,84 | | | | | | | 1 |
| V | 6 | 46,44 | 40 | 9,42 | 0,5 | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|------------------------------|--------------------|-------|--------------|-------|------|---------|---------|--------|-------|-------------------------|---|---|---|---|------|--------|-----|
| 15 | Монтаж балок покриття 18м | Шт. | 553 | Калькуляція | 2,88 | 0,75 | 1592,64 | 1400 | 414,75 | - | СКТ-50 | 1 | Монтажник 5р-1, 4р-2, 3р-1, Електрозварн. 5р-1 | 5 | 2 | 11,5 | | |
| | Монтаж ферм покриття 36м | | | | | | 377 | 1085,76 | 920 | | | | | | | | 282,75 | 5 |
| | Монтаж плит покриття 12×3м | | | | | | 44 | 126,72 | 120 | | | | | | | | 33 | 1,5 |
| | Монтаж плит покриття 6×1,5м | | | | | | 44 | 126,72 | 120 | | | | | | | | 33 | 1,5 |
| | I | | | | | | 44 | 126,72 | 120 | | | | | | | | 33 | 1,5 |
| | V | | | | | | 44 | 126,72 | 120 | | | | | | | | 33 | 1,5 |
| 16 | Монтаж стінових панелей 6 м | Шт. | 846 | Калькуляція | 3,24 | 0,84 | 2741,04 | 2320 | 710,64 | - | МКТ-6-45, ЛЕ-100-300 | 1 | Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 | 5 | 2 | 18 | | |
| | Монтаж стінових панелей 12 м | | | | | | 534 | 1730,16 | 1440 | | | | | | | | 448,56 | 4 |
| | Монтаж фонд. балок 6 м | | | | | | 114 | 369,36 | 320 | | | | | | | | 95,76 | 1,5 |
| | Монтаж фонд. балок 12 м | | | | | | 42 | 136,08 | 120 | | | | | | | | 35,28 | 1,5 |
| | Монтаж елем. воріт | | | | | | 42 | 136,08 | 120 | | | | | | | | 35,28 | 4 |
| | I | | | | | | 114 | 369,36 | 320 | | | | | | | | 95,76 | 4 |
| 17 | Ущільнення ґрунту щебнем | 100 м ² | 84,24 | РЭСН 1-136-1 | 1,21 | 1,21 | 101,92 | 96 | 101,92 | 96 | - | - | Бетонник 2р-2 | 2 | 2 | 1 | | |
| | I | | | | | | 32,4 | 39,2 | 32 | 39,2 | | | | | | | 32 | 0,5 |
| | II | | | | | | 12,96 | 15,68 | 16 | 15,68 | | | | | | | 16 | 0,5 |
| | III | | | | | | 12,96 | 15,68 | 16 | 15,68 | | | | | | | 16 | 0,5 |
| | IV | | | | | | 12,96 | 15,68 | 16 | 15,68 | | | | | | | 16 | 0,5 |
| | V | | | | | | 12,96 | 15,68 | 16 | 15,68 | | | | | | | 16 | 0,5 |
| 18 | Улаштування чорнової підлоги | 100 м ² | 84,24 | РЭСН 11-14-1 | 47,87 | - | 4032,59 | 3400 | | | - | - | Бетонник 4р-2, 3р--2, 2р-1 | 5 | 2 | 16,5 | | |
| | I | | | | | | 32,4 | 1550,99 | 1320 | - | | | | | | | - | 6,5 |
| | II | | | | | | 12,96 | 620,4 | 520 | - | | | | | | | - | 6,5 |
| | III | | | | | | 12,96 | 620,4 | 520 | - | | | | | | | - | 6,5 |
| | IV | | | | | | 12,96 | 620,4 | 520 | - | | | | | | | - | 6,5 |
| | V | | | | | | 12,96 | 620,4 | 520 | - | | | | | | | - | 6,5 |

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|--|--------------------|-------|---------------|-------|------|---------|-------|-------|---|---|---|----------------------------------|-------------------------------------|----|----|-----|---|---|
| | Σ (покрівельні роботи) | | 84,24 | | | | 12806,2 | 10880 | | | | | | | | | | | |
| | I | | 32,4 | | | | 4991,68 | 4160 | | | | | | Бригада покрівельників | 20 | 2 | 13 | | |
| | II | | 12,96 | | | | 1986,83 | 1760 | - | - | . | - | 5,5 | | | | | | |
| | III | | 12,96 | | | | 1920,43 | 1600 | | | | | 5 | | | | | | |
| | IV | | 12,96 | | | | 1920,43 | 1600 | | | | | 5 | | | | | | |
| | V | | 12,96 | | | | 1986,83 | 1760 | | | | | 5,5 | | | | | | |
| 24 | Засклення металевих рам промислових будівель | 100 м ² | 18,79 | РЭСН 15-208-1 | 71,77 | 0,78 | 1349,98 | 1152 | 14,68 | | | | | Бригада склярів 3р-6 | 6 | 2 | | | |
| | I | | 11,03 | | | | 791,62 | 672 | 8,6 | | | | | Бригада склярів 3р-6 | 6 | 2 | 7 | | |
| | II | | 3,24 | | | | 232,53 | 192 | 2,53 | - | . | - | 2 | | | | | | |
| | III | | 0,65 | | | | 46,65 | 48 | 0,51 | | | | 0,5 | | | | | | |
| | IV | | 0,65 | | | | 46,65 | 48 | 0,51 | | | | 0,5 | | | | | | |
| | V | | 3,24 | | | | 232,53 | 192 | 2,53 | | | | 2 | | | | | | |
| 25 | Монтаж обладнання | | | | | | 6570,5 | 480 | | | | | | МКТ-6-45 | 1 | 10 | 2 | | |
| | I | | | 15% | | | 1314,1 | 960 | | | | | Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2 | | | | | 6 | |
| | II | | | | | | 1314,1 | 960 | | | | | | | | | | | 6 |
| | III | | | | | | 1314,1 | 960 | | | | | | | | | | | 6 |
| | IV | | | | | | 1314,1 | 960 | | | | | | | | | | | 6 |
| | V | | | | | | 1314,1 | 960 | | | | | | 6 | | | | | |
| 26 | Електротехнічні роботи | | | | | | 1314,1 | 1200 | | | | | | Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 | 5 | 2 | | | |
| | I | | | 3% | | | 262,82 | 240 | | | | | 3 | | | | | | |
| | II | | | | | | 262,82 | 240 | | | | | | | | | 3 | | |
| | III | | | | | | 262,82 | 240 | | | | | | | | | 3 | | |
| | IV | | | | | | 262,82 | 240 | | | | | | | | | 3 | | |
| | V | | | | | | 262,82 | 240 | | | | | | 3 | | | | | |
| 27 | Сантехнічні роботи | | | | | | 1314,1 | 1120 | | | | | | Сантехнік 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1 | 4 | 2 | | | |
| | I | | | 3% | | | 262,82 | 224 | | | | | 3,5 | | | | | | |
| | II | | | | | | 262,82 | 224 | | | | | | | | | 3,5 | | |
| | III | | | | | | 262,82 | 224 | | | | | | | | | 3,5 | | |
| | IV | | | | | | 262,82 | 224 | | | | | | | | | 3,5 | | |
| | V | | | | | | 262,82 | 224 | | | | | | 3,5 | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----|---|--------------------|---------|---------------|-------------|---|----------|-------|---|---|---|---|------------------|----|---|----|-----|
| 28 | а) Фарбування стін з середини приміщень | 100 м ² | 62,64 | РЭСН 15-152-1 | 15,18 | - | 950,87 | - | | | | | | | | | |
| | I | | 36,72 | | | | 557,41 | | | | | | | | | | |
| | II | | 10,8 | | | | 163,94 | | | | | | | | | | |
| | III | | 2,16 | | | | 32,79 | | | | | | | | | | |
| | IV | | 2,16 | | | | 32,79 | | | | | | | | | | |
| V | 10,8 | 163,94 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 29 | б) Фарбування фасадів | 100 м ² | 62,64 | РЭСН 15-155-2 | 30,85 | - | 1932,45 | - | | | | | | | | | |
| | I | | 36,72 | | | | 1132,81 | | | | | | | | | | |
| | II | | 10,8 | | | | 333,18 | | | | | | | | | | |
| | III | | 2,16 | | | | 66,64 | | | | | | | | | | |
| | IV | | 2,16 | | | | 66,64 | | | | | | | | | | |
| V | 10,8 | 333,18 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 30 | в) Фарбування заповнень віконних прорізів | 100 м ² | 18,79 | РЭСН 15-176-3 | 163,02 | - | 3066,39 | - | | | | | | | | | |
| | I | | 11,03 | | | | 1798,11 | | | | | | | | | | |
| | II | | 3,24 | | | | 528,18 | | | | | | | | | | |
| | III | | 0,65 | | | | 105,96 | | | | | | | | | | |
| | IV | | 0,65 | | | | 105,96 | | | | | | | | | | |
| V | 3,24 | 528,18 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 31 | г) Фарбування конструкцій покриття | 100 м ² | 134,8 | РЭСН 15-180-6 | 42,9 | - | 5782,94 | - | | | | | | | | | |
| | I | | 51,84 | | | | 2223,94 | | | | | | | | | | |
| | II | | 20,74 | | | | 889,75 | | | | | | | | | | |
| | III | | 20,74 | | | | 889,75 | | | | | | | | | | |
| | IV | | 20,74 | | | | 889,75 | | | | | | | | | | |
| V | 20,74 | 889,75 | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Σ (оздоблювальні роботи) | 100 м ² | 247,39 | Калькуляція | Калькуляція | - | 11732,65 | 10240 | - | - | - | - | Маляр 4р-8, 2р-8 | 16 | 2 | 19 | 6,5 |
| I | 52,74 | | 5712,27 | | | | 4864 | | | | | | | | | | |
| II | 60,91 | | 1915,05 | | | | 1664 | | | | | | | | | | |
| III | 41,61 | | 1095,14 | | | | 1024 | | | | | | | | | | |
| IV | 31,21 | | 1095,14 | | | | 1024 | | | | | | | | | | |
| V | 60,92 | 1915,05 | 1664 | | | | | | | | | | | | | | |

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|----------------------------|--------------------|-------|--------------|------|---|---------|------|---|---|---|---|---------------------|----|---|-------------------------|
| 32 | Влаштування чистої підлоги | 100 м ² | 84,24 | РЭСН 11-15-3 | 42,2 | - | 3554,92 | 3120 | - | - | - | - | Бетонник 4р-5, 3р-5 | 10 | 2 | 7,5 3 3 3 3 |
| | I | | 32,4 | | | | 1367,28 | 1200 | | | | | | | | |
| | II | | 12,96 | | | | 546,91 | 480 | | | | | | | | |
| | III | | 12,96 | | | | 546,91 | 480 | | | | | | | | |
| | IV | | 12,96 | | | | 546,91 | 480 | | | | | | | | |
| | V | | 12,96 | | | | 546,91 | 480 | | | | | | | | |
| 33 | Пусконаладжувальні роботи | | | 0,5% | | | 219,02 | 200 | | | | | | 10 | 1 | 2,5 |
| 34 | Благоустрій території | | | 1% | | | 438,03 | 400 | | | | | | 10 | 2 | 2,5 |
| 35 | Здача об'єкту | | | 3 дні | | | | | | | | | | 10 | 2 | 3 |

4.10. Розрахунок ТЕП мережевого графіка

Загальна тривалість будівництва об'єкту — результат розрахунку матриці та сітьового графіку:

$$T_3 = 250 \text{ днів.}$$

Коефіцієнт щільності потоку, характеризує ступень використання фронтів робіт спеціалізованими бригадами, визначаємо як відношення сумарної тривалості робіт до тієї ж величини з урахуванням організаційних перерв:

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 428 / (428 + 574,5) = 0,427$$

Коефіцієнт суміщення робіт K_c , що характеризує величину суміщення робіт, які включені у потік, визначаємо як різницю між одиницею і відношенням тривалості потоку до сумарної тривалості усіх робіт:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (250 / 428) = 0,416$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{зм} = \frac{T_{зм}}{T_{дн}} = (852 / 428) = 1,99$$

де $T_{зм} = 1 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2 + 2 \cdot 59 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 19 + 2 \cdot 21 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 6,5 + 2 \cdot 17,5 + 2 \cdot 29 + 2 \cdot 34 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 17,5 + 2 \cdot 15 + 2 \cdot 45,5 + 2 \cdot 30 + 2 \cdot 20,5 + 2 \cdot 40 + 1 \cdot 2,5 + 2 \cdot 2,5 + 2 \cdot 3 = 852$ — загальна кількість змін;

$T_{дн} = 428$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Ч_{макс}}{Ч_{сер}} = (82 / 27) = 3,04$$

де $Ч_{макс} = 72$ робітника — максимальна денна чисельність робітників;

$N = 1 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2 + 12 \cdot 46,5 + 16 \cdot 6,5 + 32 \cdot 4 + 40 \cdot 2 + 32 \cdot 1 + 28 \cdot 2 + 12 \cdot 6 + 16 \cdot 4 + 8 \cdot 5,5 + 28 \cdot 1,5 + 14 \cdot 5,5 + 28 \cdot 2,5 + 34 \cdot 2 + 30 \cdot 1,5 + 20 \cdot 0,5 + 10 \cdot 7,5 + 20 \cdot 6 + 10 \cdot 12 + 50 \cdot 11 + 40 \cdot 14 + 52 \cdot 7 + 60 \cdot 3 + 20 \cdot 2 + 8 \cdot 0,5 + 18 \cdot 3 + 28 \cdot 9 + 20 \cdot 3 + 10 \cdot 9,5 + 30 \cdot 13,5 + 50 \cdot 7,5 + 82 \cdot 3 + 72 \cdot 6 + 52 \cdot 3 + 32 \cdot 28 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 5 =$

$= 6558$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Ч_{сер} = N / T_3 = 6558 / 250 = 27$ (робітника) — середня чисельність робітників.

4.11. Розрахунок потреби у тимчасових адміністративних і санітарно-побутових будівлях та складських площ

4.11. Проектування тимчасових будівель виконуємо в такій послідовності:

Проектування тимчасових будівель виконуємо в такій послідовності:

- визначаємо кількість робітників і службовців
- складаємо перелік тимчасових будівель, що мають бути розміщені на майданчику.

До складу працюючих входять робітники, інженерно-технічний персонал (ІТП), службовці і молодший обслуговуючий персонал (МОП).

В залежності від джерела фінансування тимчасові будівлі поділяються на титульні (на обліку у замовника) та нетитульні (на балансі БМО), за функціональним призначенням — на виробничі, громадські, складські, службові, санітарно-побутові; за конструктивними особливостями — на інвентарні та неінвентарні. В свою чергу інвентарні поділяють на збірно-розбірні, контейнерні, пересувні, споруди з легких оболонки.

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 82 осіб.

Загальна чисельність працюючих на будівництві — $82 : 0,85 = 97$ особи.

Чисельність охорони та МОП — $97 \cdot 0,03 = 3$ особи.

Чисельність ІТП та службовців — $97 - 82 - 3 = 12$ осіб.

В першу зміну працюють $82 \cdot 0,70 = 58$ робітника, ІТП та службовців — $12 \cdot 0,80 = 10$ осіб, охорони та МОП — $3 \cdot 0,80 = 2$ особи.

Усього в першу зміну працює $58 + 10 + 2 = 70$ осіб. З них жінок $70 \cdot 0,3 = 21$ осіб;

чоловіків — $70 - 21 = 49$ осіб.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень (табл. 4.11.1).

Табл. 4.11.1 – Експлікація адміністративних та санітарно-побутових приміщень

| Найменування і призначення приміщень | Кіль-ть працюючих | Норма площі на одного працюючого, м ² | Розрахункова площа, м ² | Розміри в плані за УТС, м | Тип будівлі | Прийнята площа, м ² | Кіль-ть будівель |
|--|-------------------|--|------------------------------------|---------------------------|-----------------|--------------------------------|------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
| Адміністративні приміщення | | | | | | | |
| Контора виконроба | 9 | 4 | 36 | 12×9×3,9 | Збірно-розбірна | 70,7 | 1 |
| Кабінет техніки безпеки | 61 | 0,2 | 12,2 | 9×2,7×3,8 | Контейнерна | 25,6 | 1 |
| Охоронна будка | 2 | 4 | 8 | 2×2 | Неінвентарна | 8 | 2 |
| Санітарно-побутові приміщення | | | | | | | |
| Гардеробна з лавами | 72 | 0,6 | 43,2 | 12×9×3,9 | Збірно-розбірна | 70,7 | 1 |
| Душова з переддушовою | 25 | 0,82 | 20,5 | 9×2,7×3,8 | Контейнерна | 45,6 | 2 |
| Умивальна група | 61 | 0,06 | 3,66 | Поєднується з гардеробною | | | |
| Туалети – чоловічі | 43 | 0,07 | 3,01 | 3×2,7×3,9 | Контейнерна | 8,5 | 1 |
| – жіночі | 18 | 0,14 | 2,52 | 3×2,7×3,9 | Контейнерна | 8,5 | 1 |
| Приміщення для просушки спецодягу | 61 | 0,2 | 12,2 | 6×2,7×2,6 | Контейнерна | 16,2 | 1 |
| Приміщення для відпочинку працюючих | 61 | 1 | 61 | 9×2,7×3,8 | Контейнерна | 68,4 | 3 |
| Їдальня на 50 місць | 61 | 1 | 61 | 12×9×3,9 | Збірно-розбірна | 70,7 | 1 |
| Пункт охорони здоров'я | 61 | 0,05 | 3,05 | 3×2,7×3,9 | Контейнерна | 8,5 | 1 |
| Приміщення для обігріву працівників | 61 | 0,1 | 6,1 | 3×2,7×3,9 | Контейнерна | 9,2 | 1 |
| Приміщення для особистої гігієни жінок | 18 | 0,12 | 2,16 | 3×2,7×3,9 | Контейнерна | 8,5 | 1 |

Таблиця 4.11.2 – Розрахунок площ тимчасових складів

| № з/п. | Найменування матеріалів, конструкцій і деталей | Одиниця виміру | Час використання в днях | Потреба | | Коефіцієнти | | Норма запасу в днях | Запас матеріалів, що підлягає зберіганню | Норма зберігання матеріалу на 1 м ² підлоги складу | Розрахункова площа складу, м ² | Коефіцієнти на проходи і проїзди | Загальна розрахункова площа складу, м ² | Прийнята площа складу, м ² | Тип складу |
|--------|---|----------------|-------------------------|----------------------------------|---------|--|---|---------------------|--|---|---|----------------------------------|--|---------------------------------------|------------|
| | | | | Загальна на розрахунковий період | Добова | нерівномірності надходження матеріалів | нерівномірності використання матеріалів | | | | | | | | |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
| 1 | Колони | м ³ | 18 | 597,36 | 33,19 | 1,1 | 1,3 | 4 | 189,83 | 0,80 | 237,28 | 1,25 | 296,61 | 396 (19,5×12) (13,5×12) | відкр. |
| 2 | Підкранові балки | м ³ | 5,5 | 122,84 | 22,33 | 1,1 | 1,3 | 2 | 63,88 | 0,50 | 127,75 | 1,2 | 153,3 | 156 (13×12) | відкр. |
| 3 | Кроквяні ферми | м ³ | 18 | 245,16 | 13,62 | 1,1 | 1,3 | 2 | 38,95 | 0,07 | 556,47 | 1,2 | 667,77 | 876 | відкр. |
| 4 | Плити покриття | м ³ | 18 | 352 | 19,56 | 1,1 | 1,3 | 3 | 83,89 | 0,50 | 167,79 | 1,2 | 201,34 | (2×36,5×12) | відкр. |
| 5 | Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт | м ³ | 36,5 | 367,1 | 10,06 | 1,1 | 1,3 | 5 | 71,91 | 1,00 | 71,91 | 1,2 | 86,29 | 96 (8×12) | відкр. |
| 6 | Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42 | т | 60 | 1,53096 | 0,0255 | 1,1 | 1,3 | 5 | 0,1824 | 0,50 | 0,365 | 1,2 | 0,438 | 6×7 | закр. |
| 7 | Монтажні вироби масою до 50 кг | т | 60 | 5,7432 | 0,0957 | 1,1 | 1,3 | 5 | 0,6844 | 0,70 | 0,978 | 1,2 | 1,173 | | закр. |
| 8 | Дріт сталевий і цвяхи | т | 36,5 | 0,001512 | 0,0004 | 1,1 | 1,3 | 5 | 0,00297 | 2,50 | 0,00012 | 1,2 | 0,00014 | | закр. |
| 9 | Мастильні матеріали | т | 36,5 | 0,00521 | 0,00014 | 1,1 | 1,3 | 3 | 0,0006 | 0,60 | 0,001 | 1,2 | 0,0012 | | закр. |
| 10 | Рогожа | м ² | 18 | 211,2 | 11,73 | 1,1 | 1,3 | 3 | 50,336 | 2,5 | 20,13 | 1,2 | 24,16 | | закр. |
| 11 | Металопрокат | т | 18 | 0,4528 | 0,0252 | 1,1 | 1,3 | 5 | 0,1799 | 1,50 | 0,12 | 1,2 | 0,144 | 6×7 | навіс |
| 12 | Дошки обрізні із хвойних порід | м ³ | 43 | 2,01504 | 0,0469 | 1,1 | 1,3 | 5 | 0,335 | 1,25 | 0,268 | 1,2 | 0,322 | | навіс |
| 13 | Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б | м ² | 18 | 197,824 | 10,99 | 1,1 | 1,3 | 5 | 78,58 | 2,50 | 31,43 | 1,2 | 37,72 | | навіс |
| 14 | Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм | м ² | 36,5 | 3,164 | 0,0867 | 1,1 | 1,3 | 5 | 0,6198 | 20,00 | 0,031 | 1,2 | 0,037 | | навіс |

4.12. Розрахунок тимчасового водопостачання

Таблиця 4.12.1 – Споживачі водопостачання

| Споживачі води | Найбільша кількість споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну | Питомі витрати води, л | |
|--|---|------------------------|-----------|
| | | Одиниці | Кількість |
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| Виробничі потреби: | | | |
| Екскаватор | 1 | маш.-год. | 12,5 |
| Бульдозер | 1 | маш.-доба | 450 |
| Кран | 1 | маш.-доба | 550 |
| Автосамоскид | 5 | маш.-доба | 550 |
| Технологічні потреби: | | | |
| Оздоблювальні роботи | 360,63 | м ² | 0,75 |
| Улаштування рулонної покрівлі | 124,24 | м ² | 7,5 |
| Санітарно-побутові потреби: | | | |
| Господарсько-питні за відсутності каналізації | 61 | люд. на зміну | 12,5 |
| Душ з переддушовою | 61 | люд. на зміну | 25 |
| Їдальня | 61 | люд. на зміну | 12,5 |

Розрахуємо секундні витрати води за кожним споживачем на виробничі та технологічні потреби, які визначають за формулою:

$$q_{\text{вир, техн}} = \frac{q_1 \cdot n_1 \cdot K_f \cdot K_l}{3600 \cdot t},$$

де q_1 — питома витрата води на виробничі потреби, л на одиницю робіт;

n_1 — число виробничих споживачів (або обсяг робіт) в найбільш завантажену зміну;

K_f — коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (дорівнює 1,5);

K_l — коефіцієнт на невраховані витрати води (дорівнює 1,2);

t — тривалість роботи, до якої віднесена витрата води.

Для екскаватора: $12,5 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 1) = 0,00625$ л/с;

для бульдозера: $450 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,0094$ л/с;

для крану: $550 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,011$ л/с;

для автосамоскиду: $550 \cdot 5 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 24) = 0,0573$ л/с;

загалом: $q_{\text{вир}} = 0,0839$ л/с.

Оздоблювальні роботи: $0,75 \cdot 360,63 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0169$ л/с;

Влаштування покрівлі: $7,5 \cdot 124,24 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0582$ л/с;

Загалом: $q_{\text{техн}} = 0,0751$ л/с.

Розрахункові секундні витрати води на санітарно-побутові потреби приймаємо по найбільш завантаженому дню роботи за графіком руху робочих:

$$q_{\text{осн}} = \frac{q_2 \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{год}}}{3600 \cdot t} = 12,5 \cdot 61 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0715 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{ідал}} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2,\text{год}}}{3600 \cdot t} = 12,5 \cdot 61 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0715 \text{ л/с};$$

$$q_{\text{душ}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot m} = 25 \cdot 25 / (60 \cdot 45) = 0,231 \text{ л/с},$$

де q_2, q_3, q_4 — питомі витрати води на господарсько-питні потреби та потреби їдальні і душової відповідно, л на одну людину на зміну;

N_1 — кількість працюючих в найбільш завантаженому зміні;

$k_{2,\text{год}}$ — коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води (дорівнює 2,7);

N_2 — кількість працюючих, що приймають душ (40% від працюючих у найбільш завантаженому зміні);

m — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

Витрати води на пожежогасіння приймаємо $q_{\text{пож}} = 15$ л/с (при одночасній роботі трьох гідрантів по 5 л/с кожний), оскільки територія будівельного майданчику дорівнює 8,06 га, тобто менша за 10 га.

Загальні секундні витрати води:

$$q_{\text{заг}} = q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}} + q_{\text{осн}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}} + q_{\text{пож}} = 15,53 \text{ л/с}.$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

Загальний:

$$d = 2 \sqrt{\frac{q_{\text{заг}} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{15,53 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,81 \text{ мм}$$

де V — швидкість руху води в трубах, м/с.

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{вир}} + q_{\text{техн}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0751) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,61 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

На санітарно-побутові потреби:

$$d = 2 \sqrt{\frac{(q_{\text{осн}} + q_{\text{ідал}} + q_{\text{душ}}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2 \sqrt{\frac{(0,0715 + 0,0715 + 0,231) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}} = 16,74 \text{ мм}$$

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

4.13. Розрахунок тимчасового електропостачання

Електроенергію на будівельному майданчику витрачаємо:

1) на виробничі (технологічні) потреби: підігрівання будівельних матеріалів, розморожування мерзлого ґрунту, електропрогрівання бетону і цегляної кладки у зимовий час тощо;

2) на живлення електродвигунів будівельних машин, механізмів та установок;

3) на освітлення: внутрішнє – приміщень; зовнішнє – місць виконання робіт і під'їзних шляхів, території будівництва.

За загальною потребою в електроенергії встановлюємо тип тимчасової трансформаторної підстанції. Необхідну розрахункову потужність трансформаторної підстанції визначаємо для максимального споживання електроенергії одночасно всіма споживачами за формулою :

$$P = \frac{\alpha}{\cos\psi} (\Sigma P_c \cdot K_{1n} + \Sigma P_m \cdot K_{2n} + \Sigma P_{ов} \cdot K_{3n} + \Sigma P_{оз} \cdot K_{4n} +),$$

де α – коефіцієнт втрати потужності в мережі в мережах в залежності від їх довжини, ;

P_c — силова потужність машини або установки, кВт,

P_m — потрібна потужність на технологічні потреби, кВт;

$P_{ов}$ — потрібна потужність на внутрішнє освітлення приміщень, кВт;

$P_{оз}$ — потрібна потужність на зовнішнє освітлення, кВт;

$K_{1n}, K_{2n}, K_{3n}, K_{4n}$ — коефіцієнти попиту, які залежать від кількості споживачів;

$\cos\psi$ — коефіцієнт потужності, в середньому рівний 0,75.

Таблиця 4.13.1 – Потреби електроенергії за споживачами

| Споживачі | Одиниця виміру | Кількість | Норма на одиницю потужності, кВт | Загальні витрати P_c , кВт | Коефіцієнт попиту, K_{1n} |
|---------------------------------------|----------------|-----------|----------------------------------|------------------------------|-----------------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 1. Монтажний кран СКГ-50 | шт. | 3 | 75 | 225 | 0,7 |
| 2. Монтажний кран МКТ-6-45 | шт. | 1 | 30 | 30 | 0,7 |
| 3. Люлька ЛЕ-100-300 | шт. | 1 | 1,6 | 1,6 | 0,15 |
| 4. Електричний фарбопулт СО-61 | шт. | 1 | 0,27 | 0,27 | 0,15 |
| 5. Зварювальний трансформатор ТД-30У2 | шт. | 2 | 17,5 | 35 | 0,35 |
| 6. Вібратор ІВ-47 | шт. | 2 | 1,2 | 2,4 | 0,15 |

Таблиця 4.13.2 – Електричне освітлення внутрішнє

| Споживачі | Загальна площа, м ² | Норма потужності на освітлення 1м ² , Вт | Загальні витрати електроенергії, кВт |
|--|--------------------------------|---|--------------------------------------|
| 1 | 3 | 4 | 5 |
| 1. Гардеробна з умивальною | 70,7 | 15 | 1,061 |
| 2. Душова з переддушовою | 45,6 | 15 | 0,684 |
| 3. Приміщення для обігріву працівників | 8,5 | 15 | 0,128 |
| 4. Приміщення для відпочинку працівників | 68,4 | 15 | 1,026 |
| 5. Туалет чоловічий | 8,5 | 15 | 0,128 |
| 6. Туалет жіночий | 8,5 | 15 | 0,128 |
| 7. Їдальня | 70,7 | 15 | 1,061 |
| 8. Контора виконроба | 70,7 | 15 | 1,061 |
| 9. Охоронна будка на в'їзді | 4 | 15 | 0,06 |
| 10. Кабінет техніки безпеки | 25,6 | 15 | 0,384 |
| 11. Приміщення для особистої гігієни | 8,5 | 15 | 0,128 |
| 12. Приміщення для просушки спецодягу | 16,2 | 15 | 0,243 |
| 13. Пункт охорони здоров'я | 8,5 | 15 | 0,128 |
| 14. Закритий склад | 42 | 3 | 0,126 |
| Разом: | | | 6,35 |

Таблиця 4.13.3 – Електричне освітлення зовнішнє

| Споживачі. | Од. вимір. | Загальна площа, м ² (довжина, м), | Освітлення, лк | Норма потужності на 1м ² площі (на 1 км довжини), Вт | Загальні витрати кВт |
|--|----------------|--|----------------|---|----------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану) | м ² | 56700 | 2 | 0,4 | 22,68 |
| Площа будівлі (монтажна зона) | м ² | 6336 | 20 | 3 | 19,01 |
| Головні проходи та проїзди | км | 1,2 | 3 | 5 | 6 |
| Охоронне освітлення | км | 1,0 | 0,5 | 1,5 | 1,5 |
| Аварійне освітлення | км | 1,0 | 0,5 | 1,5 | 1,5 |
| Разом | | | | | 50,69 |

$$P=(1,1/0,75) \cdot ((70 \cdot 0,7 + 70 \cdot 0,7 + 30 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,35 \cdot 0,8 + 50,69) = 347,1 \text{ кВт}$$

Застосовуємо на будівельному майданчику трансформаторну підстанцію КТПН-72М-400, потужністю 400 кВт, з трансформаторами типу ТМ 400/6/10 вагою 2,18 т.

Для прийому та розподілення електроенергії по споживачам на будівельному майданчику приймаємо шафи розподільні серії СП-62 та СПУ-62.

4.14. Будгенплан

Будівельний генеральний план розроблений для стадії монтажних робіт. На нього наносимо контури будівлі з зазначенням монтажної зони будівлі і робочої та небезпечної зони роботи крану. Монтажна зона, де можливе падіння вантажу при встановленні та закріпленні елементів, охоплює територію на відстані 5 м від контуру будівлі (дана зона визначена для монтажу верхньої стінової панелі). На БГП її позначаємо штриховою лінією, а на місцевості — попереджувальними написами і знаками. Робота крана на монтажі конструкцій в монтажній зоні ведеться за нарядом-допуском. Робоча зона кожного крана окреслюється радіусом максимального робочого вильоту стріли; позначаємо її на окремих характерних стоянках кожного з кранів. Небезпечна зона – простір, де можливе падіння вантажу при його переміщенні із урахуванням вірогідного розсіювання при падінні. Межу цієї зони визначають відстанню по горизонталі від стоянки крану за формулою:

$$R_{нз} = R_{max} + 0,5l_{max} + l_{без},$$

де R_{max} — максимальний робочий виліт стріли крану; $0,5l_{max}$ — половина довжини найбільшого переміщуваного вантажу; $l_{без}$ — додаткова відстань для безпечної роботи, що дорівнює при висоті підйому вантажу $h \leq 10$ м — $0,3h + 1$ м, а при більшій висоті — монтажній зоні.

Для внутрішньомайданчикових доріг використовуємо тимчасові дороги, які зводяться у підготовчий період. Внутрішньомайданчикові дороги можуть бути односторонніми (шириною 3,5 м) та двосторонніми (шириною 6 м). Радіус закруглення доріг на поворотах 8...12 м (з урахуванням необхідності проїзду великорозмірних тягачів — 18 ... 30 м). Відстань між дорогами та складом проектуємо не меншою за 0,5 м, а між дорогою та огороженням — не менше 1,5 м. В даному курсовому проекті тимчасові дороги по периметру будівлі влаштовані з дорожніх бетонних плит, інші — підсіпні. В місцях роботи кранів та в інших небезпечних зонах встановлюємо знаки, які попереджують про небезпеку та обмежують швидкість. Розкладку конструкцій та матеріалів виконуємо на тимчасових майданчиках складування.

Тимчасові адміністративно-побутові будівлі розміщуємо поза межами небезпечної зони, біля в'їзду на будівельний майданчик, скомпоновані у вигляді побутового містечка. Відстань між зблокованими будівлями повинна бути не менша за 1,5 м. Відстань між групами зблокованих будівель повинна перевищувати 10 м. Відстань від дороги — не менше 1,5 м.

Тимчасові електромережі зображенні схематично: вказані трансформаторні підстанції, розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільчої шафи 25 м. На будівельному майданчику розміщені кабельні освітлювальні і силові мережі електропостачання. В будівництві використовуємо струм 380 В для роботи електродвигунів і технологічних потреб та 220 В для освітлення. Кабельні мережі прокладаємо на глибині 0,8 м.

Тимчасове водозабезпечення влаштовуємо по кільцевій схемі. Пожежні гідранти встановлюємо на відстані не більше 100 м між собою, не більше 1,5 м від дороги, не ближче 5 м від будівлі. Фонтанчики для питних потреб встановлюються на відстані до 75 м від робочих місць та в побутовому містечку.

Визначаємо також техніко-економічні показники будгенплану.

Коефіцієнт забудови:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 6336 / 56700 = 0,11$$

де F_1 — загальна площа території за генеральним планом, m^2 ;

F_2 — площа забудови об'єктів, що будуються, m^2 .

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{вик} = (F_2 + F_{м.б.}) / F_1 = (6336 + (612 + 5340)) / 56700 = 0,22$$

де $F_{м.б.}$ — площа, що зайнята тимчасовими будівлями і спорудами, залізницями й автодорогами.

Довжина тимчасових доріг складає 890 м; довжина тимчасових мереж водопостачання – 780 м; довжина тимчасових мереж електропостачання – 1577 м.

5 ОХОРОНА ПРАЦІ

| | | | | | | | | |
|-------------|------|-------------|--------|------|---------------|-------------------------|-------|---------|
| | | | | | | КНУ.БР.192.24.94с.25.ОП | | |
| | | | | | | | | |
| Зм. | Арк. | № документа | Підпис | Дата | Охорона праці | Літера | Аркуш | Аркушів |
| Керівник | | Паливода | | | | | | |
| Консультант | | Паливода | | | | | | |
| Дипломник | | Козир | | | | | | |
| Зав. каф. | | Валовой | | | | | | |
| Н. контр. | | Паливода | | | | | | |
| | | | | | | БІ-20-2 | | |

5.1 Загальні відомості

Організація будівництва й способи виробництва будівельно-монтажних робіт передбачають розробку рішень по техніці безпеки, які включають: безпечне й нешкідливе виконання робіт на окремих робочих місцях і на будівельному майданчику в цілому; санітарно-гігієнічне обслуговування робітників на будівництві об'єкта; безпечне проведення робіт у зимових умовах, а при необхідності в умовах жаркого й сухого клімату.

Розробка питань техніки безпеки відображується в календарних планах, у будівельному генеральному плані, у технологічних картах провадження робіт. Питання техніки безпеки поділяють на дві групи: технологічні на об'єктах і загальмайданчикові.

Технологічні питання включають: розробку безпечних способів будівельно-монтажних робіт, при виконанні яких можуть відбутися нещасні випадки; вибір пристроїв для безпечної експлуатації машин і механізмів; вибір пристосувань, що запобігають ураженню робітників електричним струмом; розробку заходів, що забезпечують безпеку й нешкідливість праці при використанні токсичних і вибухонебезпечних матеріалів.

Загальмайданчикові питання включають: розробку заходів санітарно-гігієнічного й побутового обслуговування робітників на будівельному майданчику; вибір і розрахунок системи висвітлення будівельного майданчика, проходів і робочих місць; розрахунок потреби в питній воді; пристрій огорожень небезпечних зон; захист нижчележачих робочих місць; забезпечення безпечних умов праці при підземному веденні робіт, особливо в зоні діючих комунікацій; оптимальний вибір комплектів механізмів для транспортно-монтажних робіт; безпечне розташування механізмів щодо споруджуваних об'єктів з урахуванням можливої появи «небезпечних зон»; вибір оптимальної технології будівельно-монтажних робіт.

Рішення питань безпеки будівельно-монтажних робіт є складовою та невід'ємною частиною при розробці проектів виконання робіт, технологічних карт.

При будівництві цеху виконуються наступні роботи:

- земляні роботи по плануванню території будівельного майданчику, влаштування котловану;
- монтажні – при спорудженні каркасу будівлі, огорожуючих стінових конструкцій;
- бетонні – при влаштуванні монолітних фундаментів;
- кам'яні;
- покрівельні;
- оздоблювальні;
- газоелектрозварювальні.

5.2 Заходи безпеки при земляних роботах

Влаштування котловану має виконуватись у відповідності до проекту виробництва робіт. Екскаватор, бульдозер та інші машини та механізми мають працювати по раніше розробленому проекту.

Земляні роботи виконуються у відповідності до вимог ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення», за умови, що рівень ґрунтових вод не вище рівня основи котловану. Зона роботи екскаватора огорожується сигнальним огородженням, попереджувальними знаками та знаками заборони.

Необхідно визначити параметри ухилів в залежності від глибини котловану та виду ґрунтів. Для спуску працівників у виїмки, котловани застосовувати драбини з поручнями, шириною не менше 0,75м. Передбачати схили, водозбірні канавки, зумпфи для збірки зливних вод. Екскаватор під час роботи повинен стояти на спланованій поверхні. Навантажування ґрунту повинно виконуватись в самоскиди зі сторони заднього або бічного борту.

5.3 Заходи безпеки при бетонних роботах

Заходи безпеки при бетонних роботах включають в себе: безпечність опалубочних робіт, арматурних робіт, робіт при прийманні та подачі бетону, а також при вкладанні та ущільненні.

При подачі та встановленні опалубки необхідно дотримуватись порядку установки елементів опалубки, а також їх демонтажу. Опалубка перед подачею бетону очищується від бруду, сміття. Бетонна суміш, що укладається, має приймати форму передбачену проектом. Розбирання опалубки виконується після досягнення бетоном міцності та згідно рішення відповідального за виконання робіт.

При армуванні монолітних ділянок робітники забезпечуються спецодягом, рукавицями.

Перед початком вкладання бетону в опалубку необхідно перевірити стан опалубки, вкладеної арматури, засобів підмащування. При віброущільненні бетону необхідно дотримуватись заходів електробезпеки. Роботи виконувати у віброрукавицях. Переміщувати вібратор за гнучкі тяги. При перервах в роботі вібратор вимикають. Час роботи вібраторів 30 –35 хв., це виключить їх перегрів та поломку.

При бетонуванні на висоті (перекриття та покриття) встановити тимчасове огородження.

5.4 Заходи безпеки при монтажних роботах

До монтажних робіт допускаються працівники не молодше 18 років, які пройшли медичний огляд, навчання, атестування, які ознайомились з правилами техніки безпеки, мають посвідчення.

На монтажному майданчику встановлюється єдиний порядок обміну сигналами. Територію монтажної ділянки виділяють попереджувачими знаками.

Методи стропування елементів та конструкцій мають забезпечити їх подачу до місця установки в положення, близьке до проектного. Стropування конструкцій виконувати у відповідності до проекту виконання робіт. Не допускається знаходження людей в зоні дії крану й конструкцій, що переміщуються, при їх підйманні та переміщенні.

Конструкції перед монтажем повинні очищуватися від грязюки, облаштовуватися для виконання робіт на висоті. При переміщенні конструкцій на висоті відстань між ними та частинами конструкцій, які виступають, повинна бути не менше 0,5м по вертикалі та 1м по горизонталі. Встановлені в проектне положення елементи конструкцій мають бути закріплені так, щоб забезпечити їх стійкість та геометричну незмінність.

Розстроповку конструкцій виконувати тільки після постійного або надійного тимчасового їх закріплення. Не допускається виконувати монтажні роботи при швидкості вітру більше 15 м/с. При будівництві забороняється виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватці) на етапах над якими виконуються монтажні роботи. Одночасне виконання монтажних робіт на різних поверхах допускається при наявності між ними надійних перекриттів.

Всі монтажники мають бути забезпечені касками та монтажними поясами.

5.5 Заходи безпеки при кам'яних роботах

При виконанні кам'яних робіт потрібно дотримуватися чинних державних актів і будівельних норм, інструкцій з безпечної експлуатації будівельних машин, механізмів та технологічного оснащення, вимог з електро-, пожежо- та вибухобезпеки, а також вимог з виробничої санітарії і гігієни праці.

Риштування мають відповідати вимогам міцності, мати достатню просторову сталість і бути надійно закріпленими до стін будівлі. Стояки трубчастих риштувань слід встановлювати у башмаки, а при недостатній міцності основи ще і на підкладки з дощок 50 мм завтовшки, які укладають по спланованій поверхні, й кріпити до стіни гаками за анкери, які закладають у кладку під час її виконання. Просторову сталість і незмінність риштувань забезпечують встановленням діагональних в'язів. Металеві риштування треба заземлити та захистити від блискавки. Риштування і помости потрібно оснащувати огорожею заввишки не менше ніж 1 м, що складається з поручня, проміжної та бортової дощок заввишки не менше ніж 150 мм. Проміжок між стіною і робочим настилом риштувань не повинен перевищувати 50 мм. Будівельні матеріали слід рівномірно розташовувати в межах риштувань і помостів, робочі настили регулярно очищувати від сміття, а взимку від снігу й ожеледиці та посипати піском. Усі отвори у стінах, які розташовані на рівні настилу риштувань і помостів або не вище ніж 0,6 м від їхньої поверхні, а також ліфтові шахти без настилу треба закривати інвентарною огорожею.

На робоче місце легко бетонні блоки слід подавати пакетами на піддонах з футлярами, які виключають їх випадання. При великоблоковій кладці захоплюючі пристрої слід знімати тільки після установа блоку в проектне положення та остаточного або тимчасового його закріплення. Монтажу оснастку, за допомогою якої подають матеріали на яруси, потрібно укомплектувати пристроями, які виключають їх самостійне розкриття і випадання матеріалу.

Кладку з підмостей виконувати на робочих настилах шириною 2 м. При цьому мають забезпечуватись заходи безпеки з експлуатації засобів підмащування. Подавати цеглу на робоче місце на піддонах або в спеціалізованій тарі. Ширина проходу між стіною та піддонами з цеглою не менше 0,2 м. Рівень кладки після кожного переміщення засобів підмащування не менше 0,7 м. вище рівня робочого місця. Кладка стін шириною менше 0,75 м. зі стіни забороняється. При кладці стін висотою більше 7 м. застосовувати захисні козирки.

Забороняється залишати матеріали та інструменти на зведених стінах під час перерви в роботі.

Для попередження падіння відходів, інструмента з перекриття та настилів в конструкціях захисних огорожень влаштовувати бортові елементи висотою 0,15 м. від рівня огороження. Різні прорізи закривати захисним огороженням, висотою не менше 1,1 м.

5.6 Заходи безпеки при електрозварювальних роботах

Електрозварювальні роботи мають проводитися на безпечних відстанях від місць зберігання вогнебезпечних матеріалів, не менше 5 м. та вибухонебезпечних – не менше 10 м., в тому числі і від газових балонів. В зварювальних апаратах елементи, які знаходяться під напругою мають бути закриті, ізолювані. Корпус зварювального апарату має бути заземлений. Зварювальне оснащення знаходиться під навісами, які захищають його від атмосферних опадів. До електрозварювальних робіт допускаються люди не молодше 20 років, з кваліфікаційною групою електробезпечності – II. Зварювальні апарати мають бути оснащені автоматом холостого ходу.

Напруження холостого ходу не більше 65 В. Опір ізоляції проводів не менше 20000 Ом. Робітників мають забезпечити спеціальним одягом, рукавицями, захисними щитками зі світлофільтрами. Довжина фазного проводу не більше 15 м. При виконанні робіт на висоті, зварник має застосовувати монтажний пояс. При виконанні робіт в котловані застосовують діелектричні рукавиці, килимки.

5.7 Заходи безпеки при оздоблювальних роботах

Оздоблювальні роботи виконуються, як правило, з використанням засобів підмащування, тому перед виконанням робіт повинно забезпечувати їх стійкість, міцність та надійність. Засоби підмащування повинні періодично оглядатися та при $h > 4$ м засвідчуватися. Вони повинні бути обладнані драбинами, огороженнями, бортиками для виключення падіння

інструменту та матеріалів. Для підвищення матеріалів на засоби підмашування застосовувати механізацію.

При виконанні малярних робіт дотримуватися вимог пожежної безпеки. Забороняється застосовувати роботи з відкритим вогнем, тару з фарбами утримувати удалині від джерела вогню у добре вентиляюємих приміщеннях. Тару з нітрофарбами відкривати інструментом, який не дає іскроутворення.

Малярні суміші готувати централізовано в приміщеннях обладнаних вентиляцією, при цьому виконувати контроль змісту шкідливих речовин у повітрі робочої зони.

Для працівників, які виконують малярні роботи, передбачити технологічні перерви в приміщеннях з хорошою вентиляцією. В приміщеннях з поганою вентиляцією повинні застосовуватися спеціальні засоби захисту з примусовою подачею повітря.

5.8 Заходи безпеки при покрівельних роботах

Приступати до покрівельних робіт дозволяється тільки після огляду майстром або виконробом разом із бригадиром робочих місць. Роботи виконувати у відповідності з ПВР. До робіт допускати лиць не молодше 18 років, навчених, атестованих, що пройшли інструктаж, для робіт, що виконуються на висоті.

При виконанні покрівельних робіт працівники повинні бути забезпечені спецодягом, не сковзким взуттям, окулярами, рукавицями. Маршрути руху з гарячим бітумом повинні бути звільнені від сторонніх предметів. Розігрійтий бітум подати до робочих місць в спеціальній тарі – конусних бачках з кришкою, заповнених на $\frac{3}{4}$ їх обсягу. Для прийому бачків установлюється прийомний майданчик з огороженням висотою не менше 1м. Місце підйому бачків повинно бути огорожено. Не допускається виконання робіт під час вітру зі швидкістю більше 15м/с, непогоді – туман, дощ, ожеледиця, гроза. Щоб уникнути опіків при нанесенні бітуму, а також наливання бітуму в бочки, працівники повинні становитися з підвітряної сторони, застосовувати рукавиці, окуляри. Котли або інші ємності з бітумом повинні встановлюватися на рівних майданчиках віддалених від вогнебезпечних матеріалів та речовин.

Запаси сировини, палива, розігріву бітуму повинні зберігатися не ближче 5м від котлів.

Всі роботи виконувати згідно правил техніки безпеки СніП III-4-80.

5.9 Розрахункова частина

5.9.1 Розрахунок траверси для монтажу плит покриття

Необхідно розрахувати траверсу для монтажу плит покриття «на прольот» 3x12м.

Вихідні данні $Q=170\text{kH}$, $L=12\text{м}$.

$$S = \frac{Q * k_n * h_g}{4 \cos 45^\circ} = \frac{170 * 1,2 * 1,1}{4 * 0,707} = 79,35 kH$$

Розривне зусилля: $R = S * 6 = 79,35 * 6 = 476 kH$.

Підбираємо сталевий накат ТК 6x190, Ø24 з тимчасовим опором розриву 1700МПа.

1. Зусилля, діюче на траверсу:

$$N = Q * k_n * k_g = 170 * 1,1 * 1,2 = 224,4 kH$$

2. $M_{\max} = \frac{Q * l}{2} = \frac{224,4 * 12}{2} = 2692,8 kH * m$

3. Потрібний момент опору поперечного перерізу траверсін, cm^3 ;

$$W_{mp-k} \geq \frac{M_{\max}}{m * R};$$

$$W_{mp.} \geq \frac{2692800}{0,85 * 210 * 10^6} = 15085 cm^3$$

4. По сортаменту приймаємо для траверси два двотавра N90 з $W = 2 * 7810 cm^3 = 15620 cm^3 > 15085 cm^3$.

5. Визначаємо зусилля у гілках траверси:

$$S = \frac{N}{2} * \frac{1}{\cos \alpha}, \quad \alpha = 0; \quad S = \frac{224,4}{2} = 112 kH$$

6. Розривне зусилля $P = S * k = 112 * 6 = 672 kH$.

7. По $P = 672000 H$ підбираємо тип і площу перерізу каналу. Вибираємо ТК 6x190, Ø24 з тимчасовим опором розриву 1700МПа.

ВИСНОВКИ

Бакалаврська робота «Дизайн-проект фасадів ковальського цеху з благоустроєм прилеглої території» виконана на 4 аркушах креслень та на 60 сторінках розрахунково-пояснювальної записки, яка складається з 5 основних розділів.

У основу роботи покладено проектування промислового цеху із збірних залізобетонних та металевих конструкцій. Район будівництва – м. Львів. Будівля одноповерхова промислова каркасна, складається загалом із п'яти прольотів – чотирьох поздовжньо з'єднаних та одного торцевого, а також прибудови (адміністративно-побутовий корпус).

Перший проліт $L_1=36$ м, довжиною $B_1=90$ м, з відміткою оголовку колон $H_1=18$ м, кроком колон $a_1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=30$ т, другий, третій, четвертий і п'ятий $L_2/L_3/L_4/L_5=18$ м, довжиною $B_2/B_3/B_4/B_5=72$ м, з відміткою оголовку колон $H_2/H_3/H_4/H_5=16,8$ м, кроком колон $a_2/a_3/a_4/a_5=12$ м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю $Q_2/Q_5=50$ т і $Q_3/Q_4=30$ т. Конструкції залізобетонні: колони крайніх й середніх рядів; фахверкові – суцільного прямокутного перерізу, підкранові балки довжиною 6 і 12 м, кроквяні балки – 18 м, плити покриття ребристі $1,5 \times 12$ м і $1,5 \times 6$ м, фундаментні балки довжиною 6 і 12 м, стінові панелі довжиною 6 і 12 м, висотою 1,2 м. Конструкції металеві: ферми 36 м.

Архітектурно-будівельний розділ складено з короткого викладення технологічного й функціонального процесів, розрахунки параметрів генплану, опис об'ємно-планувального та конструктивних рішень, теплотехнічний розрахунок стінового огороження, опис конструктивних рішень щодо оздоблення. На аркуші 1 (по даному розділу) представлені генеральний план майданчика, фасади, план на відм. 0,000, а також поздовжній та поперечний розрізи, розріз по стіні.

У розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунок збірної залізобетонної ребристої панелі покриття 3×12 м. В даному розрахунку визначено навантаження, зусилля в перерізах, а потім – їх армування. Клас

бетону було задано перед початком розрахунку. Для плити було призначено клас С 20/25 (В25). На відповідному аркуші представлені креслення панелі П1, відомості витрат сталі, специфікації арматурних виробів.

У роботі також виконано порівняння варіантів засобів механізації. Собівартість механізованих робіт показала, що більш прийнятним варіантом буде пневмоколісний кран в порівнянні із гусеничними.

В технологічно-організаційному розділі виконано опис технології зведення стовпчастих фундаментів будівлі. На відповідному (аркуш 3) кресленні представлено технологічну карту на монтаж даний процес.

Також було виконано необхідні розрахунки з організації будівельно-монтажних робіт, зокрема визначено потреби в площах складів, тимчасових будівель і споруд, визначено витрати води й електроенергії. На основі визначених обсягів робіт та комплектації ланок робітників складено мережевий і лінійний календарні графіки. Також розроблено будівельний генеральний план.

Отож, розділ з технології і організації будівельного виробництва представлено відповідно на 3-му та 4-му аркушах. З них слідує, що будівництво виконується 12 місяців, за умови ведення робіт у дві зміни. Максимальна кількість робітників на будівництві – 82 людини, середня чисельність у ході будівництва – 27.

Розділі з охорони праці містить заходи щодо безпеки рпаці для ведення будівельно-монтажних робіт та процесів.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Видання офіційне. – К. : Мінбуд України, 2006. – 60.
2. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 48 с.
3. ДБН Б.1.1-4-2009. Склад, зміст, порядок розроблення, погодження та затвердження містобудівного обґрунтування.
4. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016.
5. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
6. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель. – К.: Мін буд України, 2006.
7. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану.
8. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій.
9. ДСТУ Б А.2.4-6:2009. СПДБ. Правила виконання робочої документації генеральних планів.
10. ДСТУ Б А.3.2-13: 2011. Системи стандартів безпеки праці. Будівництво. Електробезпека. Загальні вимоги (ГОСТ 12.1.013-78, MOD).
11. ДБН В.2.8-3-95. Будівельна техніка, оснастка, інвентар та інструмент. Технічна експлуатація будівельних машин.
12. ДБН В.2.5-56:2014. Системи протипожежного захисту.
13. НАПБ А.01.003-2009. Правила улаштування та експлуатації систем оповіщення про пожежу та управління евакуацією людей в будинках та спорудах.
14. ДСТУ EN 13501-1:2016. Пожежна класифікація будівельних виробів і будівельних конструкцій.
15. ДСТУ-Н Б А.3.1-16:2013. Настанова щодо виконання зварювальних робіт при монтажі будівельних конструкцій. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014.
16. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини : Підручник / А.М. Павліков – Полтава, ПолтНТУ, 2017. – 284 с.

17. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Буднікова, Л.В. Кузнєцов та ін.; За ред. А.Я.Барашикова. – К.: Вища шк., 1995. – 594с.
18. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016
19. ДСТУ 7239:2011. Система стандартів безпеки праці. Засоби індивідуального захисту. Загальні вимоги та класифікація. Видання офіційне. – К.: ДЕРЖСПОЖИВСТАНДАРТ УКРАЇНИ, 2011
20. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення (НПАОП 45.2-7.02-12). Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2012.
21. НПАОП 0.00-1.15-07. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті. – К.: Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду, 2007.
22. НПАОП 28.52-1.31-13. Правила охорони праці під час зварювання металів. – К.: Міністерство надзвичайних ситуацій України, 2013.
23. ДСТУ Б А.3.2-15:2011. Система стандартів безпеки праці. Норми освітлення будівельних майданчиків (ГОСТ 12.1.046-85, MOD). Видання офіційне. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012.
24. НПАОП 0.00-1.80-18. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання. – К.: Міністерство соціальної політики України, 2018
25. Барч И.З. Строительные краны. – К.: Будівельник, 1974.
26. ДБН В.2.5-28:2018. Природне і штучне освітлення.
27. ДБН В.2.6-33:2008. Конструкції зовнішніх стін із фасадною теплоізоляцією.
28. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунок та контроль точності геометричних параметрів. Настанова.
29. ДБН Д.1.1-2-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. – К.: НДІБВ, 2002.
30. ДБН Д.2.7-2-2000. Ресурсні елементні кошторисні норми на експлуатацію машин та механізмів. – К.: НДІБВ, 2001.
31. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів.
32. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013. Правила визначення вартості будівництва