

Зміст

РЕФЕРАТ	5
ВСТУП	6
1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	7
1.1 Архітектурно-планувальне вирішення	7
1.2 Конструктивне рішення будівлі	8
2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	9
2.1 Розрахунок і конструювання плити і другорядної балки перекриття	9
2.2 Розрахунок і конструювання збірного залізобетонного маршу	27
3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ	36
3.1 Визначення параметрів технологічної карти влаштування перекриття ..	36
3.2 Визначення календарного плану проведення будівельно-монтажних робіт.	37
4. РОЗДІЛ ЕКОНОМІКИ БУДІВНИЦТВА	42
4.1 Локальний кошторисний розрахунок	42
5. РОЗДІЛ ОХОРОНИ ПРАЦІ	51
5.1 Заходи з охорони праці	51
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	55

РЕФЕРАТ

Цех з ремонту побутової техніки у м.Гайсин Вінницької області. Дипломна робота. Думінський Н. І. Кафедра будівельних конструкцій. – Дубляни.

Львівський національний університет природокористування, 2023: 56 стор. текст. частини, 5 табл., 3 рис., 31 джерело.

Розроблена дипломна робота з проектними пропозиціями щодо будівництва цеху з ремонту спецтехніки у м.Гайсин Вінницької області. Будівля має розміри 26.4 x 33 м зі сіткою колон 6.6 x 6.6 м.

ВСТУП

Більшість промислових будівель виконують згідно з типовими проєктами. Типізація полягає у ретельному виборі найефективніших об'ємно – планувальних та конструктивно-технологічних вирішень з найліпшими економічними результатами за будівництва й експлуатації будівель чи споруд.

Типізація будівель не виключає, однак, розроблення індивідуальних проєктів. Досвід будівництва свідчить, що за правильного врахування особливостей місцевості, використання звичних традиційних та найсучасніших матеріалів, включення окремих будівель, що зводять по індивідуальних проєктах, промрайони набувають відповідну архітектурну виразність.

У цій кваліфікаційній роботі запроєктовано ремонтну майстерню сільськогосподарської техніки, що є промбудівлею зі збірного залізобетону.

1. АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

1.1 Архітектурно-планувальне вирішення

Цех висота поверху якого - 4.6 м.

Будівля має прямокутну форму з розмірами в плані 33 м на 26.4 м.

Крок головних балок - 6.6 м.

Об'єм - 16030 м³

Площа забудови під цех - 871.2 м²

Загальна площа цеху - 3500 м²

Таблиця 1.1

Експлікація приміщень

№	Найменування приміщень	Площа м ²
1	Душова 2 шт.	5.62
2	Гардероб 2 шт.	34.64
3	Коридор 8 шт.	18.08
4	Санвузол 4 шт.	9.89
5	Електрощитова 2 шт.	9.91
6	Їдальня 2 шт.	40.29
7	Кухня	40.25
8	Сходи 4 шт.	19.78
9	Зона відпочинку 2 шт.	19.89
10	Склад	179.56
11	Відділ з ремонту 10 шт.	48.36
12	Кухня	40.25
13	Офіс 12 шт.	20.8

1.2 Конструктивне вирішення та технологічний процес цеху

Фундаменти приймаємо стаканного типу.

Цех утримують залізобетонні колони що опираються на фундаменти.

Зовнішні стіни напівкаркасні, виконані з цегли марки 100 (цементно-піщаний розчин М 50, товщина стін - 380 і 250 мм. В якості матеріалу внутрішніх стін приймаємо пустотілу цеглу керамічну марки 100 (розчин М 50).

Перегородки передбачено виконувати із цегли М75 на розчині М 50.

Жорсткість будівлі забезпечимо за рахунок влаштування поперечних стін і колон, що зв'язані із балками перекриття.

Призначення цеху полягає у проведенні діагностики, технічного обслуговування та поточного ремонту побутових приладів.

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1 Розрахунок і конструювання плити і другорядної балки

перекриття

Розміри будівлі в осях 33х26.4 метра, сітка колон 6.6х6.6 метра, чотири поверхи, висота поверху 4.6 метра. Цех напівкаркасний, зовнішні стіни цегляні всередині каркас. В розробку входить визначення напрямку головної балки, також визначення кроку другорядних балок або прольоту балкової плити, виходячи з досвіду проектування та уніфікованих розмірів.

Монолітне ребристе перекидання утворюється балковою системою, що розташовані в одному або ж одразу у двох напрямках, а також плит що знаходяться на них. Цей тип підлоги протистоїть навантаженню інакше, ніж традиційна підлога, тому розрахунок ведеться з розтягнутої зони поперечних перерізів. Полиця ребра являє собою пластину, яка працює на локальний вигин, тим часом система балок, котрі утворюють ребра, є фактично несучою конструкцією перекидання. Балки поділяються на другорядні та основні. Перші - це опори для плит, а другі - для другорядних балок, що спираються по черзі на колони і стіни.

Проліт головних балок ми позначаємо через l_1 , а проліт другорядних балок - l_2 , крок другорядних балок позначаємо через l_3 . Коли відношення прогону другорядної балки l_2 до її кроку l_3 перевищує два: $l_2/l_3 > 2$; $6.6/2.2 = 3 > 2$ це буде монолітне ребристе перекидання з балочними плитами.

Якщо будівля має ширину до 8 м, можна використовувати другорядні балки для створення перекидання. Головні балки розміщуємо перпендикулярно до будівлі. Також враховуємо те, що другорядні балки повинні бути розміщені через $1/2$, $1/3$, або $1/4$ прольоту головної балки так, щоб вісь однієї з балок збігалася з віссю колони. Також крок між другорядними балками має бути рівномірним або відрізнятись не більше ніж на 10%.

Більш сприятливим є поперечне розташування головних балок, оскільки поздовжні стіни будуть навантажені лише в місцях опори головних балок. Решта стін буде навантажена лише на 1/2 прольоту плити, що є незначним навантаженням. Однак через поздовжнє розміщення другорядних променів освітленість приміщень може погіршитися.

При розташуванні головних балок по довжині стіни освітлення буде краще, але стіни будуть сильніше навантажені другорядними балками.

У нашому варіанті допускається розміщення головних балок поперечно з прольотом 6.6 метра і висотою в межах $(1/8...1/15)l_1$.

$$h_{г.б} = \frac{1}{12} \times l_1 = \frac{1}{12} \times 6.6 = 0.55 \text{ м.}$$

Ширину для головних балок приймається $(0.4...0.5)h_{г.б}$, балки. У нашому випадку 27.5 см, що входить в проміжок рекомендованих меж:

$$b_{г.б} = (0.4 \dots 0.5)h_{г.б} = 0.5 \times 0.55 = 0.275 \text{ м.}$$

Щодо прогону другорядних балок, який приймається в межах 5...7 м ми приймемо $l_2 = 6.6$ м. Другорядні балки приймаються висотою $(1/12...1/20)l_2$, ширина другорядних балок приймається $(0.3...0.5)h_{др.б}$.

$$h_{др.б} = (1/20)l_2 = 1/20 \times 6.6 = 0.33 \text{ м.}$$

$$b_{др.б} = (0.3 \dots 0.5)h_{др.б} = 0.5 \times 0.33 = 0.165 \text{ м.}$$

Прогін l_3 приймається в межах 1.5...2.7 м. Тож наш прогін плити $l_3 = 2.2$ м і відповідає вимогам:

$$l_3 = (1/3)l_1 = (1/3) \times 6.6 = 2.2 \text{ м.}$$

Плиту у виробничих будівлях приймається товщиною в межах 5...8 см. У нас 7 см.

Враховуючи початкові дані, клас бетону ми обираємо С20/25, а деформаційні та міцнісні характеристики приймаємо за табл. 3.1 ДБН:

-визначення характеристичного значення міцності бетону на стиск:

$$f_{ck} = 18,5 \text{ МПа} = 1,85 \text{ кН/см}^2;$$

-визначення розрахункового значення міцності бетону на стиск:

$$f_{cd} = 14,5\text{МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2;$$

-визначення розрахункового значення модуля пружності бетону:

$$E_{cd} = 23\text{ГПа} = 2300 \text{ кН/см}^2;$$

-за табл. 2.1 приймаємо коефіцієнт надійності для бетону:

$$\gamma_c = 1.3;$$

-відповідно до рис.3.1 розрахункові значення відносних деформацій :

$$\varepsilon_{c1.cd} = 0.00165; \varepsilon_{cu1.cd} = 0,00344.$$

Для армування плити та поперечного армування другорядної балки ми використовуємо сітки з арматури В500 враховуючи вимоги ДСТУ ENV 10080. Характеристики міцності та деформацій беремо з таблиці 3.4 [5]

-визначення характеристичного значення міцності на межі текучості для арматури:

$$f_{yk} = 500\text{МПа} = 50 \text{ кН/см}^2;$$

-визначення розрахункового значення міцності на межі текучості арматури:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.2} = 417\text{МПа} = 41.7 \text{ кН/см}^2.$$

Тут $\gamma_s = 1.2$ - коефіцієнт надійності, приймаємо згідно з таблицею 2.1 [3];

-визначення розрахункового значення міцності поперечної арматури:

$$f_{ywd} = 325\text{МПа} = 32.5 \text{ кН/см}^2;$$

- визначення розрахункового значення модуля пружності арматури:

$$E_s = 1.9 \times 10^5\text{МПа} = 1.9 \times 10^4 \text{ кН/см}^2;$$

-визначення розрахункового значення відносних деформацій що виникають при максимальному навантаженні:

$$\varepsilon_{ud} = 0.014.$$

При армуванні другорядної балки згідно з нормами ДСТУ 3760 приймаємо арматуру класу А400С. Міцнісні та деформаційні характеристики даної арматури приймаємо згідно з нормами табл. 3.4 [5]:

-визначення характеристичного значення міцності що знаходиться на межі текучості:

$$f_{yk} = 400\text{МПа} = 40 \text{ кН/см}^2.$$

-визначення розрахункового значення міцності що знаходиться на межі текучості:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{400}{1.1} = 363\text{МПа} = 36.3 \text{ кН/см}^2.$$

Тут $\gamma_s = 1.10$ - є коефіцієнтом надійності для арматури, котрий ми приймаємо згідно з нормами табл. .2.1 [3];

-визначення розрахункового значення модуля пружності:

$$E_s = 2.1 \times 10^5\text{МПа} = 2.1 \times 10^4 \text{ кН/см}^2.$$

-визначення розрахункового значення відносних деформацій при максимальному навантаженні:

$$\varepsilon_{ud} = 0.014.$$

Тепер komponуємо конструктивну схему згідно з завданням та прийнятими нами розмірами.

При співвідношенні розмірів плити (l_2/l_3) > 2 , її розраховують, як балочну. Це означає що дана плита працює лише у короткому напрямку, а також розрахункову схему плити ми розглядаємо, як багатопролітну нерозрізну балку, що опирається на другорядні балки. Ця балка навантажується рівномірно розподіленим навантаженням, його ми вносимо до таблиці 2.1. Також враховуємо коефіцієнтом надійності даного цеху за призначенням $Y_n = 0.95$.

Таблиця 2.1

Завантаженість плити на 1 м^2

Види навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Постійні навантаження:			
Від підлоги з плиткою, товщина якої 15 мм, а густина $\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$ 0.015x2.0x9.81x0.95	0.28	1.1	0.31
Цементний розчин товщина якого 20 мм, а густина $\rho = 2000 \text{ кг/м}^3$ 0.02x2.0x9.81x0.95	0.37	1.3	0.48
Шар шлакобетону товщина якого 3 см, а густина $\rho = 1500 \text{ кг/м}^3$ 0.03x13x9.81x0.95	0.42	1.3	0.55
Вага плити товщина якої 7 см, а густина $\rho = 2800 \text{ кг/м}^3$ 0.07x2.4x9.81x0.95	1.59	1.1	1.75
Всього:	2.66		3.09
Тимчасові навантаження:			

довготривале	12.5	1.2	15
короткочасне	3	1.2	3.6
Разом:			22.15

Навантаження на 1 м^2 Зібране в таблиці одночасно з навантаженням на 1 пм.

Визначення розрахункового значення балочної плити проводиться як відстань між гранями сусідніх другорядних балок у середніх прогонах, а в крайніх прогонах - як відстань що проходить від осі опори плити на стіні до межі першої другорядної балки:

$$l_{03}^{\text{сеп}} = l_3 - b_{\text{др.б}} = 2200 - 330 = 1870 \text{ мм} = 1,87 \text{ м}$$

$$l_{03}^{\text{кр}} = l_3 - 200 + \frac{c}{2} - \frac{b_{\text{др.б}}}{2} = 2.2 - 0.2 + 0.06 - \frac{0.165}{2} = 1.895 \text{ м}$$

Відомо що згинальні моменти визначаються з урахуванням перерозподілу зусиль, який виникає внаслідок пластичних деформацій, за допомогою рівномоментної схеми. Це можливо, у тому випадку якщо прольоти рівні і навантаження є розподіленими рівномірно. Метою розрахунку плит є визначення площі перерізу арматури що знаходиться в прольотах а також на опорах, при врахуванні бетонного та арматурного класу.

Тож, у нашому випадку ми приймаємо бетон класу C20/25 та арматуру з діаметром 6 мм в першому наближенні, тому що від діаметру арматури залежить її міцність R_s .

Розраховуємо середні опори і середні прогони:

$$M_{sp}^{\text{сеп}} = -M_{sup}^{\text{сеп}} = \frac{ql^2}{16} = \frac{22.15 \times 1.87^2}{16} = 4.84 \text{ кНм}$$

Робочу висоту перерізу плити:

$$h_0 = h - a = 7 - 2 = 5$$

$$a_s = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{484000}{14.5 \times 100 \times 100 \times 5^2} = 0.133$$

$$\zeta = 0,929$$

$$A_s = \frac{M}{R_b h_0 \eta} = \frac{484000}{500 \times 100 \times 0.929 \times 5} = 2.08 \text{ см}^2$$

Для плит, які мають балки по всіх чотирьох сторонах, за винятком крайніх прольотів поряд з торцевими стінами, де балки є лише з трьох сторін, можна зменшити площу арматури на 20% у рівномірних прольотах або в прольотах, які відрізняються не більше ніж на 20%..

Тож, площа арматури буде:

$$A_s = 2.08 \times 0.8 = 1.667 \text{ см}^2$$

Далі приймається основна сітка для армування плити, за винятком крайніх прольотів другорядної балки, позначення якої С-1. Використовується арматура А500 з діаметром $\varnothing 6$ мм, з кроком 125 мм, і має площу поперечного перерізу $A_s = 1.73 \text{ см}^2$, що перевищує необхідну площу 1.667 см^2 .

В крайніх прольотах ми приймаємо сітку С-2 котра складається з арматури А400 \varnothing . Крок між арматурою становить 100 мм а площа поперечного перерізу становить $A_s = 2.14 \text{ см}^2$, що перевищує необхідну площу 2.08 см^2 .

Визначаємо найменшу ширину сіток, яку можна використовувати при трьох сітках на проліт другорядної балки:

$$B = \frac{6.6 - 0.35 + 2 \times 0.2}{3} + 2 \times 0.02 = 2.26 \text{ м}$$

Тепер проектується індивідуальна марка сітки:

$$C - 1 \frac{6A400 - 125}{6A400 - 200} 2300 \text{ мм}$$

Далі проектуємо сітку С-2 з маркою:

$$C - 2 \frac{6A400 - 100}{6A400 - 200} 2300 \text{ мм}$$

отже, вкладаємо чотири арматурних сітки у межах прольоту другорядної балки. Ширина проміжків між цими сітками повинна бути не меншою за задане

значення, щоб врахувати необхідну площу арматури і забезпечити відповідну міцність та стійкість конструкції:

$$B = \frac{6.6 - 0.35 + 2 \times 0.2}{4} + 2 \times 0.02 = 1.7 \text{ м}$$

приймаємо 2 м.

На першій проміжній опорі і в крайньому прольоті, як відомо, момент:

$$M_{кр}^{пр} = -M_{cr}^b = \frac{gl_0^2}{11} = \frac{22.15 \times 1.87^2}{11} = 7.04 \text{ кНм}$$

$$\alpha_s = \frac{M}{f_{cd}bd^2} = \frac{704000}{14.5 \times 100 \times 100 \times 5^2} = 0.194$$

$$\zeta = 0.891$$

тоді :

$$A_s = \frac{704000}{500 \times (100) \times 0.891 \times 5} = 3.16 \text{ см}^2$$

Наступним кроком у крайніх прольотах, де площа арматури має значення $3.16 - 2.08 = 1.08 \text{ см}^2$ вкладаються додаткові сітки С-3 . Ці сітки розпочинаються від грані першої проміжної опори і простягаються на 1/4 від середньої довжини прольоту $1/4 l_{сер}$.

Проектування сітки С-3 з використанням арматури А400 ϕ 6 кроком 200 мм та у ширину 2300 мм, дасть змогу здійснювати стикування їх разом із основними сітками у розбіг. Оскільки на 1 м ширини площа цих сіток дорівнює $A_s = 1.57 \text{ см}^2$,

$$\text{то } C - 2 \frac{6A400-125}{6A400-200} 2300 \text{ мм}$$

Розрахунки другорядних балок на статику, як і балочної плити, виконується за нерозрізною схемою багатопролітних балок, де головні балки виступають в якості опор. У випадку, коли кількість прольотів перевищує п'ять, другорядні балки, аналогічно плитам, розраховуємо за п'ятипролітною схематикою. Навантаження балок рівномірно розподілене.

У середніх прольотах розрахунковий проліт це відстань між крайніми точками головних балок. Оскільки прийнята нами ширина головних балок $b_{зб} = 27.5$ см, то:

$$l_{02}^{cep} = l_2 - b_{зб} = 6.6 - 0.275 = 6.325 \text{ м}$$

Розрахунковий проліт у крайніх прольотах рівний віддалі від грані першої головної балки до осі опори балки на стіні. Оскільки другорядна балка заходить в стіну на 25 см, отримуємо такий розв'язок:

$$l_{02}^{kp} = l_2 - 0,2 + \frac{c}{2} - \frac{b_{зб}}{2} = 6.6 - 0,2 + \frac{0.25}{2} - \frac{0,275}{2} = 6.38 \text{ м}$$

Оскільки ширина другорядної балки дорівнює віддалі між осями другорядних балок збираємо її навантаження зі смуги:

$$l_3 < b_n = \frac{1}{3}l_2 + b_{др.б} = \frac{6.6}{3} + 0.165 = 2.365 \text{ м}$$

Тож, навантаження збирається із смуги, шириною 2,2 метра.

Розрахункові навантаження в такому випадку є:

-постійні від підлоги та плити:

$$g_1 = 2.2 \times 3.09 = 6.8 \text{ кН/м}$$

-від другорядних балок висота яких становить 33 см не враховуючи товщину плити 7 см та ширина якої 15 см:

$$g_2 = 0.15 \times (0.33 - 0.07) \times 2.41 \times 9.81 \times 0.95 \times 1,1 = 0.96 \text{ кН/м}$$

Сума постійного навантаження:

$$g = g_1 + g_2 = 6.8 + 0.96 = 7.76 \text{ кН/м}$$

Тимчасове корисне навантаження:

$$V = 2.0 \times 9.6 = 19.20 \text{ кН/м}$$

Розрахункове повне навантаження на другорядну балку:

$$q = g + V = 7.76 + 19.20 = 26.96 \text{ кН/м}$$

Використовуючи рівномоментну схему проводимо визначення згинальних моментів враховуючи перерозподіл зусиль що є внаслідком пластичних деформацій.

На першій проміжній опорі і в крайніх прольотах:

$$M = -M_b = \pm \frac{ql_{02}^2}{11} = \pm \frac{26.96 \times 6.325^2}{11} = \pm 98.05 \text{ кНм}$$

На середніх опорах і в середніх прольотах:

$$M_2 = M_3 = -M_B = \pm \frac{ql_{02}^2}{16} = \pm \frac{26.96 \times 6.38^2}{16} = \pm 68.59 \text{ кНм}$$

Виконуємо побудову огинаючої епюри моментів другорядних балок для двох схем навантаження:

1) для повного навантаження $q = g + V$ у непарних прольотах та для умовного постійного навантаження $q' = g + (1/4)V$ у парних прольотах;

2) для повного навантаження $q = g + V$ у парних прольотах та для умовного постійного навантаження $q' = g + (1/4)V$ у непарних прольотах.

Ми виконуємо так: $q = g + V = 26.96 \text{ кН/м}$

$$q' = g + \frac{1}{4}V = 7.76 + \frac{1}{4} \times 19.2 = 12.56 \text{ кН/м}$$

$$M'_1 = \frac{q'l_{02}^2}{11} = \frac{12.56 \times 6.325^2}{11} = 45,68 \text{ кНм}$$

$$M'_2 = \frac{q'l_{02}^2}{16} = \frac{12.56 \times 6.38^2}{16} = 31,95 \text{ кНм}$$

Від'ємні, фактично діючі, розрахункові моменти у прольотах, які не завантажені тимчасовими навантаженнями, у нас будуть дорівнювати нулю. Оскільки ці прольоти не мають додаткових навантажень, не виникає потреби виникнення від'ємних моментів.:

-в першому прольоті

$$M_{1 \min} = 45,68 - \frac{98.05}{2} = -3.35 \text{ кНм}$$

У першому прольоті, коли повне навантаження діє на другий прольот, виявлено, що другорядна балка в середині піддається розтягу.

-в другому прольоті:

$$M_{2 \min} = 31.95 - \frac{98.05 + 68.59}{2} = -51.37 \text{ кНм}$$

-в третьому від краю та у всіх внутрішніх:

$$M_{3 \min} = 68.59 - 31.95 = 36.64 \text{ кНм}$$

При розрахунку верхньої арматури плоских прольотних каркасів другорядних балок на вказані моменти, необхідно враховувати арматуру, яка використовується для плит в сітках і стержнів, що утворюють конструкцію каркасу балок..

При визначенні перерізувальних сил у другорядній балці, ми розглядаємо вплив повного навантаження у трьох розрахункових перерізах.:

-на грані вільних опор за формулою:

$$V_B = 0,4ql_{02} = 0,4 \times 26.96 \times 6.325 = 68.2 \text{ кН}$$

-на першій проміжній опорі:

$$V_6^n = 0,6ql_{02} = 0,6 \times 26.96 \times 6.325 = 102.31 \text{ кН}$$

-на всіх середніх і першій проміжній опорі справа, як справа так і зліва:

$$V_6^n = 0,5ql_{02} = 0,5 \times 26.96 \times 6.325 = 85.26 \text{ кН}$$

При підборі перерізу другорядної балки, перш за все, уточнюється розмір поперечного перерізу на основі опорного моменту на першій проміжній опорі. У даному випадку, оскільки розрахунок проводиться за вирівняними моментами, приймається значення $\xi = 0.35$, якому відповідає значення $A_0 = 0.289$. За заданого значення $b=15$ см (розтяг зверху) використовується прямокутний переріз:

$$\square = \sqrt{\frac{M_b}{A_0 R_b b}} = \sqrt{\frac{9805000}{0.289 \times 14.5 \times 15 \times 100}} = 39.5 \text{ см}$$

Повна висота при $a' = 20 \text{ мм} = 2 \text{ см}$.

$$\square = 39,5 + 2,0 = 41,5 \text{ см}$$

Приймаємо $b = 20 \text{ см}$, тоді:

$$\square = \sqrt{\frac{M_b}{A_0 R_b b}} = \sqrt{\frac{9805000}{0.289 \times 14.5 \times 20 \times 100}} = 34.2 \text{ см}$$

Повна висота: $\square = 34.2 + 2.0 = 36.2 \text{ см}$

Тож, приймаємо $h=40 \text{ см}$, $b=20 \text{ см}$.

У цьому розрахунку у чотирьох розрахункових перерізах необхідно визначити поздовжню робочу арматуру. У першому і середньому перерізах вона обчислюється як тавровий профіль, оскільки такий тип перерізу використовується в цих перерізах. На першій та середній проміжних опорах поздовжня робоча арматура обчислюється як прямокутний переріз, оскільки у цих зонах полічка знаходиться у розтягнутій зоні. В розрахунках використовується поздовжня робоча арматура класу А500С.

$$a_s = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{9805000}{14.5 \times 100 \times 200 \times 36.5^2} = 0.025$$

$\zeta=0.988$

$$A_s = \frac{M}{R_s \square_0 \eta} = \frac{9805000}{500 \times (100) \times 0.988 \times 36.5} = 5.44 \text{ см}^2$$

Приймаємо $2\varnothing 20$ А500С ($A_s = 6,28 \text{ см}^2$), це чотири каркаси в кожному з яких по одному стержню.

Середні прольоти:

$$a_s = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{6859000}{14.5 \times 100 \times 200 \times 36.5^2} = 0.018$$

$\zeta=0.990$

$$A_s = \frac{M}{R_s \square_0 \eta} = \frac{6859000}{500 \times (100) \times 0.990 \times 36.5} = 3.8 \text{ см}^2$$

Прийmemo $2\varnothing 18$ А500С ($A_s = 5,09 \text{ см}^2$), яка складається з двох каркасів в кожному з яких знаходиться по одному стержню.

Над першими проміжними опорами.

Приймаючи до уваги те що другорядні балки на опорах армуються двома сітками з поперечною робочою арматурою, можна прийняти робочу арматуру класу Вр-І діаметром приблизно 5 мм в першому наближенні з $R_s = 400 \text{ МПа}$. Робоча висота буде $h_0 = h - a' = 40 - 2 = 38 \text{ см}$, $b = 20 \text{ см}$.

Момент $M_B = 7734000$

$$a_s = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{9805000}{14.5 \times 100 \times 20 \times 38^2} = 0.23$$

$\zeta = 0.868$

$$A_s = \frac{9805000}{400 \times (100) \times 38 \times 0.868} = 7.43 \text{ см}^2$$

Площа арматури на цій ширині становитиме половину від загальної площі арматури на розтягнутій зоні, якщо площа арматури буде припадти на всю розтягнуту полицку шириною 2,0 м, а при прийнятті двох сіток арматура розташовується на ширині 1 м, то площа арматури на цій ширині становитиме половину від загальної площі арматури на розтягнутій зоні:

$$A_s = \frac{7.43}{2 \times 2,2} = 1.69 \text{ см}^2$$

При проектуванні зварної рулонної сітки С-4 з робочими стержнями розміщеними поперек та діаметром $\emptyset 5$, використовують сталь класу Вр-І крок якої становить 100 мм., $A_s = 1.96 \text{ см}^2$.

розподільчі стержні розміщені поздовж приймемо $\emptyset 3$ зі сталлю класу Вр-І крок яких становить 350 мм.

Сітка С — $4 \frac{3Bpl-350}{5Bpl-100} 3850 \text{ мм}$

На другорядній балці у середніх опорах $M_c = 68.59 \text{ кНм}$

$$a_s = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{6859000}{14.5 \times 100 \times 20 \times 38^2} = 0.16$$

$\zeta = 0.992$

$$A_s = \frac{6859000}{400 \times (100) \times 38 \times 0.992} = 4.55 \text{ см}^2$$

При двох сітках на 1 м ширини полицки буде:

$$A_s = \frac{4.55}{2 \times 2.2} = 1.03 \text{ см}^2$$

При проектуванні рулонної сітки С-5 поперечна робоча арматура якої діаметром $\emptyset 5$, використовується сталь класу Вр-І і крок її становить 200 мм. Зазначений крок визначає відстань між центрами сусідніх стержнів у сітці., $A_s = 0.98 \text{ см}^2$.

Сітка марки С – 5 $\frac{3BpI-350}{5BpI-200}$ 3850 мм

В даному випадку, при армуванні верхньої арматури плоских каркасів для другорядної балки з прольотів, конструктивно допускається використовувати стержні діаметром $\emptyset 10-12$ мм. Проте, необхідно перевірити їх достатність щодо дії від'ємних пролітних моментів, для цього потрібно розрахувати міцності нормальних перерізів у прольотах прямокутних профілів.

У першому прольоті, де його не піддано тимчасовому навантаженню, від'ємного моменту в середині прольоту не виникає, тому перевірка не є необхідною. Але у другому та середніх прольотах від'ємний пролітний момент може бути значним, тому рекомендується провести перевірку. В вашому випадку, для другого прольоту, величина від'ємного пролітного моменту дорівнює (від'ємному моменту, який потрібно вказати для продовження розрахунку) $M_{2min} = 57.54 \text{ кНм}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{5754000}{14.5 \times (100) \times 20 \times 38^2} = 0.14$$

$$\eta = 0,924$$

$$A_s = \frac{5754000}{500 \times (100) \times 38 \times 0.994} = 3.04 \text{ см}^2$$

Так, для другого прольоту, з урахуванням значного від'ємного пролітного моменту, використовуються верхні стержні каркасів діаметром $\emptyset 14$ мм $2\emptyset 16$ з $A_s = 3,07 \text{ см}^2$.

В середніх прольотах діаметр арматури повинен бути:

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{3561000}{14.5 \times (100) \times 20 \times 38^2} = 0.085$$

$$\eta = 0,956$$

$$A_s = \frac{3561000}{500 \times (100) \times 38 \times 0.996} = 1.88 \text{ см}^2$$

Отже, прийmemo $2\emptyset 12$ з $A_s = 2.26 \text{ см}^2$.

Крок стержнів розташованих поперек призначимо (п.8.2.6.6 ДСТУ):

$$S_{l,max} = 0.75d(1 + \cot \alpha) = 0.75 \times 38 \times (1 + 0) = 28.5 \text{ см}$$

Прийmemo 30 см.

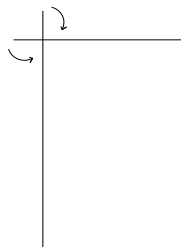
Згідно з нормами (п.8.2.6.5 ДСТУ) приймаємо мінімальний коефіцієнт поперечного армування:

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}})/f_{yk} = 0.08 \times \sqrt{18.5}/400 = 0.00086$$

Площу $A_{sw,min}$ шукаємо за формулою:

$$A_{sw,min} = \rho_w \times s \times b_w \times \sin \alpha = 86 \times 10^{-5} \times 25 \times 20 = 0.43 \text{ см}^2$$

Відповідно до п. 8.2.6.4 у формі хомутів рекомендується установлювати не менше 0,5 площі поперечної арматури. Якщо це вимагається для забезпечення однотипності конструкції, то можна прийняти усю арматуру у вигляді хомутів.



Приймаємо 2Ø6 А400С $A_{sw} = 0.57 \text{ см}^2 > A_{sw,min} = 0.43 \text{ см}^2$

Спершу визначимо, потребу даної балки у поперечному армуванні згідно розрахунку.

Сила що проходить поперек:

$$V_{ED} = \frac{ql_o}{2} = \frac{26.96 \times 6.325}{2} = 85.26 \text{ кН}$$

Критичне значення поперечної сили:

$$V_{Ed} \leq 0,5b_w d v f_{cd}$$
$$v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1 - \frac{18.5}{250} \right] = 0.556$$

Звідси, $V_{Ed} \leq 0,5b_w d v f_{cd}$

$$V_{Ed} = 85.26 \text{ кН} \leq 0.5 \times 20 \times 38 \times 0.556 \times 14.5 = 3063.56 \text{ кН}$$

Визначення опору зсуву визначаємо за формулами(4.36) і 4(37)

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

Звідси, $C_{Rd,c} = 0.18/\gamma_c = 0.18/1.3 = 0.14$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{380}} = 1.73 \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{6.34}{20 \times 38} = 0,008 \leq 0.02$$

$$\sigma_{cp} = 0$$

Отримаємо:

$$V_{Rd,c} = [0.14 \times 1.78 (100 \times 0.008 \times 18.5)^{1/3} + 0] \times 0.2 \times 0.38 = 46.5 \times 10^{-3} \text{ МН}$$
$$= 46.5 \text{ кН}$$

Тож, $V_{Ed} = 85.26 \text{ кН} > V_{Rd,c} = 46.5 \text{ кН}$ – за розрахунком беремо визначене поперечне армування.

Розрахунок умовно стиснутих елементів:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

тут: $\alpha_{cw} = 1$ – для конструкцій без попереднього напруження,

$$z = 0,9d = 0,9 \times 31,5 = 28,35 \text{ см}$$

$\nu_1 = 0,6$ при $f_{ck} \leq 60 \text{ МПа}$.

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

Коли $\cot \theta = 1$ то

$$V_{Rd,max} = 1 \times 20 \times 78,35 \times 0,6 \times \frac{1,45}{1+1} = 681,65 \text{ кН} > V_{Ed} = 85,26 \text{ кН}$$

При $\cot \theta = 2,5$ отримуємо

$$V_{Rd,max} = 1 \times 20 \times 28,35 \times 0,6 \times 1,45 / (2,5 + 1/2,5) = 170,1 \text{ кН} > V_{Ed} = 85,26 \text{ кН}$$

–тож здатність елементів які вважаються умовно стиснутими до витримування навантажень забезпечена.

Найменший коефіцієнт поперечного армування приймаємо згідно з (9.5N) [1]:

$$\rho_{w,min} = (0,08\sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = 0,08\sqrt{20} / 400 = 0,00089$$

Тепер отримуємо:

$$A_{sw} = \rho_{w,min} s b_w = 89 \times 10^{-5} \times 23,625 \times 20 = 0,42 \text{ см}^2$$

Тут, $s = 0,75d = 0,75 \times 31,5 = 23,625 \text{ см}$

Значить хомут має діаметр:

$$d_{sw} = \sqrt{\left(\frac{4A_{sw}}{\pi}\right)} / 2 = 0,52 \text{ см}^2$$

Приймаються 2Ø6 Вр-I, $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$, $s = 25 \text{ см}$.

$$\rho = A_{sw} / s b_w = 2 \times 0,42 / 25 \times 20 = 0,672 > \rho_{w,min}$$

Визначаємо відстань від опори до місця, де поперечна арматура за розрахунком не потрібна з умови

$$V_{ED} - qx = V_{Rd,c},$$

Звідси

$$x = \frac{V_{Ed} - V_{Rd,c}}{q} = \frac{85,26 - 46,5}{26,96} = 1,44 \text{ мм}$$

При цьому $\cot \theta = \frac{x}{z} = \frac{x}{0,9d} = \frac{144}{0,9 \times 31,5} = 5,08$

Тоді $1 \leq \cot \theta \leq 5.08$

При $\cot \theta = 1$ отримуємо:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{2 \times 0.42}{25} 28.35 (0.8 \times 30) = 22.86 \text{ кН} < V_{Ed} = 73.97 \text{ кН}$$

Тому зменшимо крок хомутів до $S = 10$ см і прийmemo клас арматури А500С ($f_{ywd} = 300$ МПа);

Отримуємо:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \times S}{z f_{ywd} \cot \theta} = \frac{85.26 \times 10}{28.35 \times (0.8 \times 30) \times 1} = 1.25 \text{ см}^2$$

Приймаємо хомут $\emptyset 10$ ($A_{sw} = 1.57 \text{ см}^2$);

Отже при $S=10$ см і $A_{sw} = 1.57 \text{ см}^2$, отримуємо при $\cot \theta = 1$

$$V_{Rd,s} = \frac{1.57}{10} 28.35 \times (0.8 \times 30) \times 1 = 106.82 \text{ кН} > V_{Ed} = 85.26 \text{ кН}$$

Таким чином від опори на відстані 120 см крок хомутів 10 см, а в середині прогону – $S = 0.75d = 0.75 \times 31.5 = 23.6 \approx 25 \text{ см}$.

2.2 Розрахунок і конструювання збірною залізобетонного маршу

Спершу розрахуємо і зконструємо збірний сходовий марш шириною 1.4 м для сходів цеху з висотою поверху 4.6 м кутом похилу маршу $\alpha = 27^\circ$, сходи розміром $15 \times 30 \text{ см}$. Бетон класу В30, арматура каркасів класу А300С, сіток – класу Вр-І.

Власна вага типових маршів по каталогу індустриальних виробів для виробничого будівництва складає $q = 3.6 \text{ кН/м}^2$ горизонтальної проекції. Тимчасове нормативне навантаження для сходів $p = 4.4 \text{ кН/м}^2$, коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1.2$;

довготривале тимчасове навантаження

$$p_{ld} = 1 \text{ кН/м}^2$$

Розрахунок навантаження на 1 м довжини маршу:

$$q = (g \times \gamma_f + p \times \gamma_f) a = (3.6 \times 1.1 + 4.4 \times 1.2) 1.4 = 11.088 \text{ кН/м}$$

Розрахунок прогинів у середині прольоту:

$$M = \frac{ql^2}{8 \times \cos\alpha} = \frac{11.088 \times 3.44^2}{8 \times 0.891} = 18.4 \text{ кН}$$

Поперечна сила на опорі:

$$Q = \frac{ql}{2 \times \cos\alpha} = \frac{11.088 \times 3.44}{2 \times 0.891} = 21.4 \text{ кН}$$

Приблизно до типових заводських форм назначаємо товщину плити $h'f=30 \text{ мм}$, висоту ребер $h = 170 \text{ мм}$, товщину ребер $b_r = 80 \text{ мм}$. Дійсний переріз маршу замінюємо на розрахункове таврове з полкою в стиснутій зоні: $b = 2b_r = 2 * 80 = 160 \text{ мм}$; ширину полки $b'f$ при відсутності поперечних ребер приймаємо не більше або, приймаємо за розрахункове менше значення, $b'f = 52 \text{ см}$.

По умові встановлюємо розрахунковий випадок для таврового перерізу: при нейтральна вісь проходить в полці;

Умова виконується, нейтральні вісь проходить в полці;

Розрахунок арматури виконуємо по формулам для прямокутних перерізів шириною $b'f = 52 \text{ см}$.

Визначаємо:

По таблиці знаходимо $\eta=0.95$; $\xi=0.105$;

Приймаємо $4\emptyset 12 \text{ A300C } A_s = 4.52 \text{ см}^2$.

Поперечна сила на опорі:

$$Q_{max} = 21.4 \times 0.95 = 20.33 \text{ кН}$$

Визначаємо проекцію розрахункового похилого перерізу на повздовжню вісь с по формулам:

$$B_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 = 2 \times 1.175 \times 1.05 \times 1.2 \times 16 \times 14.5^2 \\ = 9.96 \times 10^5 \text{ Н/см}$$

$$\varphi_n = 0$$

$$\varphi_f = 2 \left(\frac{0.75(3 \square' f) \square' f}{b \times h_0} \right) = 2 \left(\frac{0.75 \times 3 \times 3^2}{2 \times 8 \times 14.5} \right) = 0.175 < 0.5$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + 0.175 < 1.5$$

В розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2}$ а так як по формулі $Q_b = \frac{B_b}{2}$, то $c = \frac{B_b}{0.5Q} = \frac{9.96 \times 10^5}{0.5 \times 21812} = 21.32 \text{ см}$, що більше $2h_0 = 29 \text{ см}$.

$$\text{Тоді } Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{9.96 \times 10^5}{29} = 34.75 \text{ кН}$$

що більше $Q_{\max} = 21.812 \text{ кН}$.

Поперечна арматура по розрахунку не потрібна.

В 1/4 прольоту назначаємо із конструктивних вимог поперечні стержні діаметром 6мм із сталі класу А240С, кроком $s = 100 \text{ мм}$, $A_{sw} = 0.283 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$; для двох каркасів $n = 2$, $A_{sw} = 0.556 \text{ см}^2$, $\mu_w = 0.566 / 16 \times 8 = 0.0044$; $\alpha = E_s / E_b = 2.1 \times 10 / 2.7 \times 10 = 7.75$. В середній частині ребер поперечну арматуру розміщуємо конструктивно з кроком 200мм.

Перевіряємо міцність елемента по похилій полосі між похилими тріщинами за формулою: $Q \leq 0.3 \times \varphi_{w1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0$

$$24852 \leq 0.3 \times 1.17 \times 0.84 \times 17 \times 0.9 \times 16 \times 14.5(100) = 104656.4 \text{ Н}$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \times \alpha \times \mu_w = 1 + 5 \times 7.75 \times 0.0044 = 1.17$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0.01 \times 17 \times 0.9 = 0.84$$

Умова виконується, міцність маршу по похилому перерізі забезпечена.

Плиту маршу армують сіткою із стержнів діаметром 4 мм, розміщених з кроком 200 мм. Плита монолітно зв'язана зі сходишками, які армують по конструктивним вимогам, і її несуча здатність з урахуванням роботи сходинок цілком забезпечена. Сходишки, що закладають на косоури, розраховуємо як вільно оперті балки трикутного перерізу. Діаметр робочої арматури сходинок з урахуванням транспортних і монтажних дій визначають в залежності від довжини сходинок l_{st} :

При $l_{st} = 1 - 1.4 \text{ м} \dots 6 \text{ мм}$

$$l_{st} = 1.5 - 1.9 \text{ м} \dots 7 - 8 \text{ мм}$$

$$l_{st} = 2 - 2.4 \text{ м} \dots 8 - 10 \text{ мм}$$

Хомути виконують з арматури діаметром 4 мм класу Вр-1 з кроком 200 мм.

Приймаємо сітку С-2 з повздовжньою та поперечною арматурою діаметром 4 мм класу Вр-1 з кроком 200 мм.

Розраховуємо і конструюємо ребристу плиту сходової площадки двох маршових сходів. Ширина плити 1200 мм., товщина 60 мм., ширина сходової клітки в світлі 3м. Тимчасове нормативне навантаження 3 кН/м^2 , коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f = 1.2$. Марки матеріалів приймаємо аналогічно приведеним в прикладі: бетон класу В30, арматура каркасів із сталі класу А300С, сіток – класу із сталі Вр-І.

Власна нормативна вага плити при $h'f = 6 \text{ см}$:

$$g = 0.06 \times 25000 = 1500 \text{ Н/м}^2$$

Розрахункова вага плити:

$$g = 1500 \times 1.1 = 1650 \text{ Н/м}^2$$

Розрахункова вага лобового ребра:

$$q = (0.29 \times 0.11 + 0.07 \times 0.07)1 \times 25000 \times 1.1 = 1000 \text{ Н/м}$$

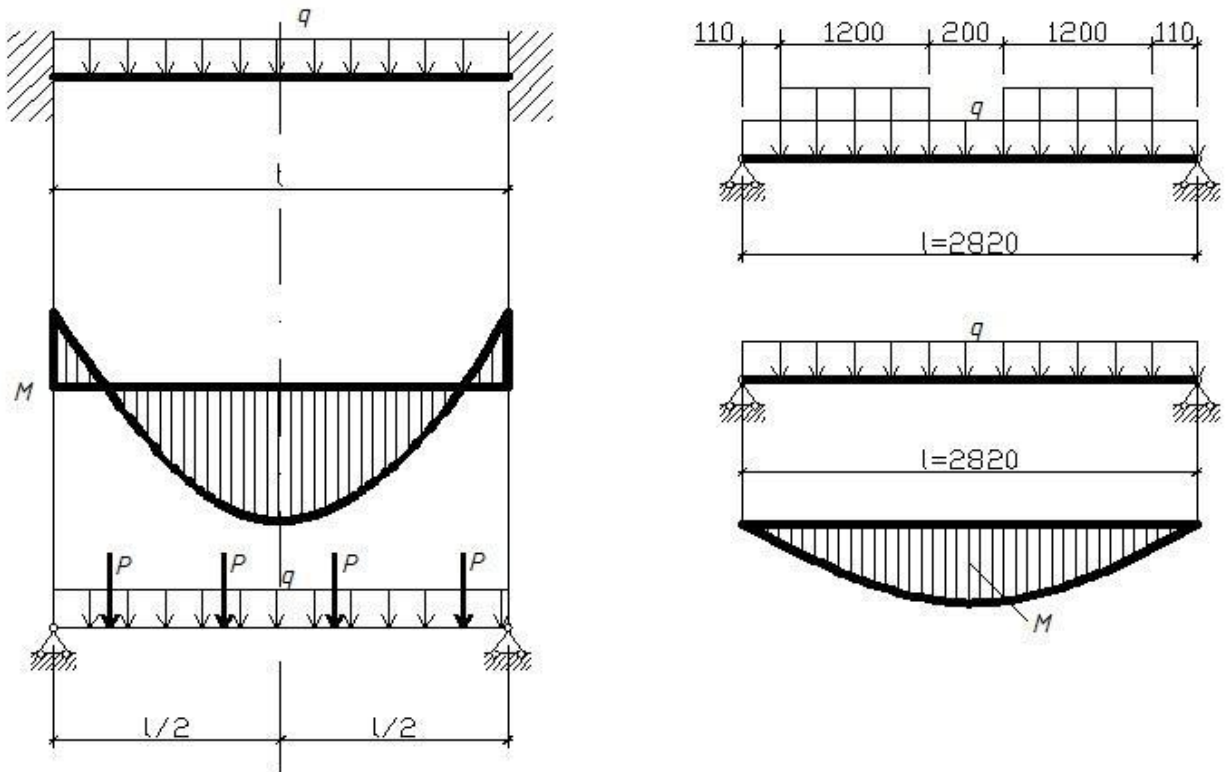
Розрахункова вага крайнього пристінного ребра:

$$q = 0.14 \times 0.09 \times 1 \times 2500 \times 1.1 = 350 \text{ Н/м}$$

Тимчасове розрахункове навантаження:

$$p = 4.4 \times 1.2 = 3.6 \text{ кН/м}^2$$

Поличку плити при відсутності поперечних ребер розраховують як балочний елемент з частковим защемленням на опорах. Розрахунковий проліт рівний відстані між ребрами:



$$a - 0.12 - 0.1 = 1.2 - 0.12 - 0.1 = 0.98 \text{ м}$$

Згинаючий момент в прольоті і на опорі визначають по формулі, яка враховує вирівнювання моментів:

$$M = M_g = \frac{gl^2}{16} = \frac{6930 \times 0.98^2}{16} = 415.13 \text{ Нм}$$

де

$$q = (g + p) \times b = (1650 + 5280) \times 1 = 6930 \text{ Нм}$$

$$b = 1 \text{ м};$$

При $b = 100 \text{ см}$ і $h_0 = h - a = 6 - 2 = 4 \text{ см}$ визначаємо:

$$A_0 = \frac{M \times \gamma_n}{R_b \times \gamma_{b2} \times b' f \times h_0^2} = \frac{41513 \times 0.95}{17(100) \times 0.9 \times 100 \times 4^2} = 0.012$$

По таблиці знаходимо $\eta = 0.996$; $\xi = 0.012$;

$$A_s = \frac{M \times \gamma_n}{\eta \times R_b \times \gamma_{b2}} = \frac{41513 \times 0.95}{0.996 \times 4 \times 175(100)} = 0.26 \text{ см}^2$$

Укладаємо сітку С-1 із арматури $\varnothing 4$ Вр-I кроком $s=300$ мм на 1м довжини з відхиленням на опорах $A_s = 0.28\text{см}^2$.

На лобове ребро діють наступні навантаження:

Постійне і тимчасове, рівномірне розподілу від половини прольоту полки і від власної ваги:

$$q = \frac{(1650 + 5280) \times 1.2}{2} + 1000 = 4258 \text{ Н/м}$$

Рівномірно розподілене навантаження від опорної реакції маршів, прикладене на виступ лобового ребра викликаючи його прогин:

$$q_1 = \frac{Q}{a} = \frac{2295}{1.2} = 1912.5 \text{ Н/м}$$

Згинаючий момент на виступі від навантаження q на 1м:

$$M_1 = q_1 \left(\frac{10 + 7}{2} \right) = 1912.5 \times 8.5 = 16256 \text{ Нсм} = 162.5 \text{ Нм}$$

Визначаємо розрахунковий згинаючий момент в середині прольоту ребра:

$$M = \frac{(q + q_1) \times l_0^2}{8} = \frac{(4258 + 1912.5) \times 2.8^2}{8} = 6047.09 \text{ Нм}$$

Розрахункове значення поперечної сили з урахуванням $\gamma_n = 0.95$:

$$Q = \frac{(q + q_1) \times l_0 \times \gamma_n}{2} = \frac{(4258 + 1912.5) \times 2.8 \times 0.95}{2} = 8206.68 \text{ Н}$$

Розрахункових переріз лобового ребра є тавровим з полкою в стиснутій зоні шириною $b'f = 6h'f + br = 6 \times 6 + 12 = 48\text{см}$. Так як ребро монолітно зв'язане з полкою, даючи змогу сприйняття моменту від консольного виступу, то розрахунок лобового ребра можна виконувати на дії тільки згинаючого моменту $M = 6461.41 \text{ Нсм}$.

У відношенні із загальним порядком розрахунку згинаючих елементів знаходимо:

Розміщення нейтральної вісі по умові при $x=h'f$

$$\begin{aligned} M \times \gamma_n &= 646100 \times 0.95 = 6.13 \times 10^5 < R_b \times \gamma_{b2} \times b'f \times h'f \times (h_0 - 0.5h'f) \\ &= 17(100) \times 0.9 \times 48 \times 6(31.5 - 0.5 \times 6) = 12.5 \times 10^6 \text{ Нсм} \end{aligned}$$

Умова виконується нейтральна вісь проходить в полці;

$$A_0 = \frac{M \times \gamma_n}{b'f \times h_0^2 \times R_b \times \gamma_{b2}} = \frac{604700 \times 0.95}{48 \times 31.5^2 \times 14.5(100) \times 0.9} = 0.03$$

По таблиці знаходимо $\eta=0.975$; $\xi=0.0049$;

$$A_s \frac{M \times \gamma_n}{\eta \times h_0 \times R_s} = \frac{604700 \times 0.95}{0.975 \times 31.5 \times 280(100)} = 0.668 \text{ см}^2$$

Приймаємо із конструктивних вимог 2 $\varnothing 10$ А300С $A_s = 1.57 \text{ см}^2$;

Процент армування:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} 100 = \frac{1.57 \times 100}{12 \times 31.5} = 0.42$$

$Q=8.408$ кН. Визначаємо проекцію похилого перерізу на повздовжню вісь c , придержуючись порядку розрахунку, викладеного в попередніх прикладах:

$$\begin{aligned} B_b &= \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 = 2 \times 1.217 \times 1.05(100) \times 12 \times 31.5^2 \\ &= 27.4 \times 10^5 \text{ Н/см} \end{aligned}$$

де

$$\begin{aligned} \varphi_n &= 0 \\ \varphi_f &= \frac{0.75(3h'f)h'f}{b \times h_0} = \frac{0.75 \times 3 \times 6^2}{12 \times 14.5} = 0.214 < 0.5 \\ (1 + \varphi_f + \varphi_n) &= 1 + 0.214 = 1.214 < 1.5 \end{aligned}$$

В розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2}$

тоді

$$c = \frac{B_b}{0.5Q} = \frac{27.4 \times 10^5}{0.5 \times 13706.9} = 651 \text{ см}$$

що більше $2h_0 = 2 * 31.5 = 63 \text{ см}$;

Приймаємо $c = 63 \text{ см}$;

Визначаємо:

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{27.4 \times 10^5}{63} = 43.4 \times 10^3 \text{ Н} = 34.4 \text{ кН} > Q = 13.7 \text{ кН}$$

тоді, поперечна арматура по розрахунку не вимагається. По конструктивним вимогам приймаємо закриті хомути із арматури діаметром 6 мм класу А240С з кроком 150 мм.

Консольний виступ для опирання збірного маршу армують сіткою С-2 із арматури діаметром 6 мм класу А240С; поперечні стержні цієї сітки кріплять з хомутами каркаса К-І ребра. Розрахунок другого повздовжнього ребра площадкової плити виконують аналогічно розрахунку лобового ребра без урахування навантаження від сходового маршу.

На лобове ребро діють наступні навантаження:

Постійне і тимчасове, рівномірне розподілене від половини прольоту полки і від власної ваги:

$$q = \frac{(1650 + 5280) \times 1.2}{2} + 1000 = 5158 \text{ Н/м}$$

Визначаємо розрахунковий згинаючий момент в середині прольоту ребра:

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8} = \frac{5158 \times 2.8^2}{8} = 6054 \text{ Нм}$$

Розрахункове значення поперечної сили з урахуванням $\gamma_n = 0.95$:

$$Q = \frac{(q + q_1)l_0 \times \gamma_n}{2} = \frac{5158 \times 2.8 \times 0.95}{2} = 6860 \text{ Н}$$

Розрахунковий переріз пристінного ребра є тавровим з полкою в стиснутій зоні шириною $b'f = 6h'f + br = 6 \times 6 + 10 = 46 \text{ см}$. Так як ребро монолітно зв'язане з полкою, даючи змогу сприйняття моменту від консольного виступу, то розрахунок лобового ребра можна виконувати на дії тільки згинаючого моменту $M = 11565 \text{ Нсм}$.

У відношенні із загальним порядком розрахунку згинаючих елементів знаходимо:

Розміщення нейтральної вісі по умові при $x = h'f$

$$\begin{aligned} M \times \gamma_n &= 1156500 \times 0.95 = 1.45 \times < R_b \gamma_{b2} b'f h'f (h_0 - 0.5h'f) = \\ &= 14.5(100) \times 0.9 \times 46 \times 6(17.5 - 0.5 \times 6) = 5.2 \times 10^6 \text{ Нсм} \end{aligned}$$

Умова виконується нейтральна вісь проходить в полці;

$$\alpha_0 = \frac{M \times \gamma_n}{b'f \times h_0^2 \times R_b \times \gamma_{b2}} = \frac{515800 \times 095}{46 \times 31.5^2 \times 14.5(100) \times 0.9} = 0.01$$

По таблиці знаходимо $\eta = 0.995$; $\xi = 0.01$;

$$A_s = \frac{M \times \gamma_n}{v \times h_0 \times R_s} = \frac{415000 \times 0,95}{0,995 \times 31.5 \times 365(100)} = 0.40 \text{ см}^2;$$

$$A_s = \frac{M \times \gamma_n}{v \times h_0 \times R_s} = \frac{515800 \times 095}{0.995 \times 31.5 \times 365(100)} = 0.4 \text{ см}^2$$

Приймаємо із конструктивних вимог 2 $\varnothing 10$ А400С $A_s = 1.57 \text{ см}^2$;

Процент армування:

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} 100 = \frac{0,4}{12 \times 31,5} 100 = 0,11$$

$Q = 10.932 \text{ кН}$. Визначаємо проекцію похилого перерізу на повздовжню вісь c , придержуючись порядку розрахунку, викладеного в попередніх прикладах:

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2 = 2 \times 1.4 \times 1.05(100) \times 10 \times 17.5^2 = 9.3 \times 10^5 \text{ Н/см};$$

де $\varphi_n = 0$:

$$\varphi_f = \frac{0.75(3h'f)h'f}{b \times h_0} = \frac{0.75 \times 3 \times 6^2}{10 \times 17.5} = 0.4 < 0.5$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = 1 + .04 = 1.4 < 1.5$$

В розрахунковому похилому перерізі $Q_b = Q_{sw} = \frac{Q}{2}$ тоді

$$c = \frac{B_b}{0.5Q} = \frac{9.3 \times 10^5}{0.5 \times 6860} = 271.13 \text{ см}$$

що більше $2h_0 = 2 * 17.5 = 35 \text{ см}$;

Приймаємо $c = 35 \text{ см}$;

Визначаємо:

$$Q_b = \frac{B_b}{c} = \frac{9.3 \times 10^5}{35} = 26.57 \times 10^3 \text{ Н} = 26.6 \text{ кН} > Q = 10.9 \text{ кН}$$

тоді, поперечна арматура по розрахунку не вимагається. По конструктивним вимогам приймаємо закриті хомути із арматури діаметром 6 мм класу А240С з кроком 150 мм.

3. ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ

3.1 Визначення параметрів технологічної карти влаштування перекриття

Технологічна карта розроблена на монтаж покриття цеху з ремонту побутової техніки, висотою 18,9 м самохідним краном КС-5363 із гусаком.

Область застосування

Технологічна карта призначена для застосування за проектування, організації та виконання робіт із монтажу поздовжнім методом несучих конструкцій.

Прив'язка технологічної карти до місцевих умов будівництва полягає в уточненні графічної схеми, обсягів робіт, засобів механізації, потреби у матеріальних ресурсах.

Технологія робіт

Перед початком монтажу конструкцій потрібно виконати такі роботи:

- зведення фундаментів під стіни та перевірка правильності їх положення у плані і за висотою;
- засипання пазух фундаментів;
- побудова підземних каналів та траншей;
- прокладення тимчасових автодоріг;
- позначення шляхів руху та робочих стоянок крана;
- доставлення до місця монтажу необхідних монтажних пристроїв, інвентаря, інструментарних пристроїв та монтажного крана;
- завезення та розкладка плит та конструкцій каркасу за монтажною схемою;

До складу робіт, що розглядаються картою, входять:

- монтаж кроквяних балок покриттів;
- монтаж плит покриттів;

3.2 Визначення календарного плану проведення будівельно-монтажних робіт

На основі архітектурно-планувальних рішень були прийняті наступні конструктивні рішення:

Основою під фундамент буде – суглинок від туго- до м'якопластичної консистенції з прошарками піску, супіску, озалізнений, щільний пілуватий, сірувато-жовтий, жовтий, з характеристиками: $C_H = 13\text{кПа}$; $\Psi_H = 24^\circ$; $E_H = 19\text{МПа}$;

Фундаменти під колони стаканного типу глибиною 1,8 м.

Колони бетонні армовані.

Стіни напівкаркасні.

Марші сходової клітки виконати по металевих балках із залізобетонними сходишками, сходові площадки виконуються з монолітного залізобетону класу В20. До відмітки +6,000 сходові клітка вигороджується у приміщенні баків перегородкою товщ. 200 мм з газо-піноблоків.

Перекрыття виконати з монолітного залізобетону товщиною 150 мм по настилу з профільованих металевих листів, по металевих балках.

Покриття будинку суміщене, з організованим водовідведенням (через водоприймальні воронки). Основа покрівлі – металевий профільований настил, утеплювач – плити піно- фенопластові товщ. 120 мм, покриття – полімерна мембрана.

Вікна і двері з ПВХ профілю.

Підлоги запроектовані з мозаїчного бетону, цементного бетону, лінолеуму на теплоізоляційній основі та керамічної плитки.

Обсяги будівельно-монтажних робіт визначаємо за робочими кресленнями будинку. Розрахунок обсягу робіт записуємо у відомість, форма якої наведена в

Відомість підрахунку обсягів робіт

№	Назва роботи	Одиниці вим.	Обсяг робіт
1	Зрізання рослинного шару бульдозером	1000 м ²	1.57
2	Планування будівельного майданчика	1000 м ²	1.57
3	Розробка ґрунту екскаватором під фундаменти	100 м ³	0.4
4	Доробка ґрунту вручну	100 м ³	0.5
5	Влаштування піщаної підготовки	100 м ³	0.5
6	Влаштування фундаментів стаканного типу	1 ел	20
7	Зворотній засип ґрунту	100 м ³	0.04
8	Монтаж колон основи	100 шт	0.2
9	Монтаж ригелів 1-го поверху	1 т	4.2
10	Монтаж опалубки 1-го поверху	1 м ²	871
11	Бетонування перекриття 1-го поверху	100 м ³	92.3
12	Демонтаж опалубки 1-го поверху	1 м ²	871
13	Встановлення зовнішніх стін 1-го поверху	1 м ³	207.66
14	Кладка перегородок 1-го поверху	100 м ²	8.8
15	Монтаж сходових маршів 1-го поверху	100 м ³	1.1
16	Монтаж колон 1-го поверху	100 шт	0.2
17	Монтаж ригелів 2-го поверху	1 т	4.2
18	Монтаж опалубки 2-го поверху	1 м ²	871
19	Бетонування перекриття 2-го поверху	100 м ³	92.3
20	Демонтаж опалубки 2-го поверху	1 м ²	871
21	Встановлення зовнішніх стін 2-го поверху	1 м ³	207.66
22	Кладка перегородок 2-го поверху	100 м ²	8.8
23	Монтаж сходових маршів 2-го поверху	100 м ³	1.1
24	Монтаж колон 2-го поверху	100 шт	0.2
25	Монтаж ригелів 3-го поверху	1 т	4.2

26	Монтаж опалубки 3-го поверху	1 м ²	871
27	Бетонування перекриття 3-го поверху	100 м ³	92.3
28	Демонтаж опалубки 3-го поверху	1 м ²	871
29	Встановлення зовнішніх стін 3-го поверху	1 м ³	207.66
30	Кладка перегородок 3-го поверху	100 м ²	8.8
31	Монтаж сходових маршів 3-го поверху	100 м ³	1.1
32	Монтаж колон 3-го поверху	100 шт	0.2
33	Монтаж ригелів 4-го поверху	1 т	4.2
34	Монтаж опалубки 4-го поверху	1 м ²	871
35	Бетонування перекриття 4-го поверху	100 м ³	92.3
36	Демонтаж опалубки 4-го поверху	1 м ²	871
37	Встановлення зовнішніх стін 4-го поверху	1 м ³	207.66
38	Кладка перегородок 4-го поверху	100 м ²	8.8
39	Монтаж сходових маршів 4-го поверху	100 м ³	1.1
40	Монтаж колон 4-го поверху	100 шт	0.2
41	Монтаж ригелів перекриття	1 т	4.2
42	Монтаж опалубки перекриття	1 м ²	871
43	Бетонування перекриття	100 м ³	92.3
44	Демонтаж опалубки	1 м ²	871

Проектуємо технологічну карту влаштування перекриття 4-поверхового цеху з ремонту побутової техніки, висота якого 18.9м краном СКГ-40БСН із гусаком.

Призначення технологічної карти - організація, проектування та виконання робіт із монтажу несучих конструкцій поздовжнім методом. Для початку монтажу конструкцій виконуємо такий перелік робіт:

- Зрізання рослинного шару бульдозером;
- Планування будівельного майданчика;
- Розробка ґрунту екскаватором під фундаменти;
- Доробка ґрунту вручну;

- Влаштування піщаної підготовки;
- Влаштування фундаментів стаканного типу;
- Зворотній засип ґрунту;
- Монтаж колон;
- Монтаж ригелів;
- Монтаж опалубки перекриття;
- Бетонування перекриття;
- Демонтаж опалубки;
- Встановлення напівкаркасних стін;
- Кладка перегородок;
- Монтаж сходів;

Перед початком виконання будівельних робіт виконується зрізання рослинного шару ґрунту. Бульдозер знімає шар родючого ґрунту, який не призначений для будівництва.

Наступним кроком будівельний майданчик розплановується бульдозером. Він розрівнює майданчик для можливості виконання подальших робіт.

Далі розкопується ґрунт під фундаменти стаканного типу екскаватором і доробка його робочими для кращого вкладання фундаменту.

Перед влаштуванням фундаментів поверхня землі частково засипається піском. У нього є значні переваги над іншими насипами які змушують встеляти саме його під подошви фундаментів.

При влаштуванні фундаментів потрібно точно виставити рівень для максимальних відхилень у висоті. Значна кількість фундаментів стаканного типу може сильно сказатись на висоті крайніх, тож між ними потрібно проводити вимірювання також.

На фундаменти встановлюються колони на які в подальшому вкладаються ригелі. Після встановлення колон виконується зворотній засип фундаментів для вирівнювання площадки.

Після встановлення ригелів виконується встановлення опалубки для перекриття. Важливо щоб вона не мала значних прогинів для найбільшої відповідності плануванню. Також вкладається профнастил для уникнення витoku значної частини розчину через отвори в опалубці.

4. Економіка будівництва

Форма №1

4.1 Локальний кошторисний розрахунок на будівництво цеху з ремонту побутової техніки

Кошторисна вартість об'єкта	4106.898 тис. грн
Кошторисна трудомісткість	58.698 тис. люд.- год.
Кошторисна заробітна плата	2634.465 тис. грн
Середній розряд робіт	3.5 розряд

№	Обгрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниць виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн		Загальна вартість, грн			Витрати праці, люд.-год.	
					Всього	За експлуатацію машини	Всього	Заробітної плати	За експлуатацію машини	не зайнятих обслуговуванням машин	
										тих, що обслуговують машини	
					заробітної плати	в тому числі, заробітної плати			в тому числі, заробітної плати	на одиницю	всього
1		<u>А. Перший поверх</u> Зрізання рослинного шару бульдозером	1000 м ²	1.57	$\frac{3540}{-}$	$\frac{3540}{326}$	5557.8	-	$\frac{5557.8}{511.8}$	$\frac{-}{1.84}$	$\frac{-}{2.9}$
2		Планування будівельного майданчика	1000 м ²	1.57	$\frac{350}{-}$	$\frac{3540}{326}$	5557.8	-	$\frac{5557.8}{511.8}$	$\frac{-}{0.38}$	$\frac{-}{0.597}$
3		Розробка ґрунту екскаватором під фундаменти до 1.5 м	100 м ³	0.4	$\frac{40850}{-}$	$\frac{40850}{3850}$	16340	-	$\frac{16340}{1540}$	$\frac{-}{5.3}$	$\frac{-}{2.12}$

4	Доробка ґрунту вручну до 1.5м	100 м ³	0.05	$\frac{9810}{9810}$	$\frac{-}{-}$	490.5	490.5	$\frac{-}{-}$	$\frac{600}{-}$	$\frac{30}{-}$
5	Влаштування піщаної підготовки 20 см	100 м ³	0.1	$\frac{6050}{6050}$	$\frac{-}{-}$	605	605	$\frac{-}{-}$	$\frac{470}{-}$	$\frac{47}{-}$
6	Влаштування фундаментів стаканного типу	1 ел	30	$\frac{46888}{28128}$	$\frac{-}{-}$	1406640	843840	$\frac{-}{-}$	$\frac{0.96}{-}$	$\frac{28.8}{-}$
7	Зворотній засип ґрунту	100 м ³	0.04	$\frac{9810}{9810}$	$\frac{-}{-}$	392.4	392.4	$\frac{-}{-}$	$\frac{598}{-}$	$\frac{23.92}{-}$
8	Монтаж колон 4.6 м	100 шт	0.3	$\frac{110786}{66435}$	$\frac{9699}{3820}$	33235.8	19930.5	$\frac{2909.7}{1146}$	$\frac{2.2}{0.55}$	$\frac{66}{0.165}$
9	Монтаж ригелів	1 т	4.2	$\frac{2204.4}{1496.18}$	$\frac{750}{440}$	9258.48	6283.96	$\frac{3150}{1848}$	$\frac{22.56}{-}$	$\frac{94.752}{-}$
10	Монтаж опалубки	1 м ²	871	$\frac{25.5}{25.5}$	$\frac{-}{-}$	22210.5	22210.5	$\frac{-}{-}$	$\frac{0.5}{-}$	$\frac{435.5}{-}$
11	Бетонування перекриття до 550 мм	100 м ³	92.3	$\frac{5600}{2850}$	$\frac{-}{-}$	516880	263055	$\frac{-}{-}$	$\frac{1.8}{-}$	$\frac{166.14}{-}$
12	Демонтаж опалубки	1 м ²	871	$\frac{25.5}{25.5}$	$\frac{-}{-}$	22210.5	22210.5	$\frac{-}{-}$	$\frac{0.2}{-}$	$\frac{174.2}{-}$
13	Встановлення напівкаркаси х стін	1 м ³	207.66	$\frac{929.9}{858}$	$\frac{-}{-}$	193103.034	178172.28	$\frac{-}{-}$	$\frac{3.5}{-}$	$\frac{726.81}{-}$

14	Кладка перегородок з цегли керамічної товщиною 1/2 цегли, висотою поверху 4.6 м	100 м ²	8.8	$\frac{22444.5}{20138}$	$\frac{-}{-}$	197511.6	177214.4	$\frac{-}{-}$	$\frac{1000}{-}$	$\frac{8800}{-}$
15	Монтаж сходових маршів	100 м ³	1.1	$\frac{6343}{3452}$	$\frac{2891}{1450}$	6977.3	3787.2	$\frac{3180.1}{1595}$	$\frac{1077}{97.8}$	$\frac{1184.7}{107.58}$
	Разом прямі витрати по розділу А					2039378.78	1179018.3 6	$\frac{31137.6}{7152.6}$		$\frac{11683.1}{113,36}$
	Разом будівельні роботи, грн. в тому числі: вартість матеріалів, виробів, грн. заробітна плата, грн. Загальновиробничі витрати, грн. трудомісткість загальновиробничих витрат, люд.-год. заробітна плата загальновиробничих витрат, грн. Всього бідівельні роботи по розділу, грн.					2039378.78 829222.82 1186170.96 912439.2 5748.4 191612 2951817.98				
16	<u>Б. Другий</u> <u>поверх</u> Монтаж колон	100 шт	0.3	$\frac{110786}{66435}$	$\frac{9699}{3820}$	33235.8	19930.5	$\frac{2909.7}{1146}$	$\frac{2.2}{0.55}$	$\frac{66}{0.165}$
17	Монтаж ригелів	1 т	4.2	$\frac{2204.4}{1496.18}$	$\frac{750}{440}$	9258.48	6283.96	$\frac{3150}{1848}$	$\frac{22.56}{-}$	$\frac{94.752}{-}$
18	Монтаж опалубки	1 м ²	871	$\frac{25.5}{25.5}$	$\frac{-}{-}$	22210.5	22210.5	$\frac{-}{-}$	$\frac{0.5}{-}$	$\frac{435.5}{-}$

19		Бетонування перекриття до 550 мм	100 м ³	92.3	$\frac{5600}{2850}$	$\frac{-}{-}$	516880	263055	$\frac{-}{-}$	$\frac{1.8}{-}$	$\frac{166.14}{-}$	
20		Демонтаж опалубки	1 м ²	871	$\frac{25.5}{25.5}$	$\frac{-}{-}$	22210.5	22210.5	$\frac{-}{-}$	$\frac{0.2}{-}$	$\frac{174.2}{-}$	
21		Встановлення напівкаркасних стін	1 м ³	207.66	$\frac{929.9}{858}$	$\frac{-}{-}$	193103.034	178172.28	$\frac{-}{-}$	$\frac{3.5}{-}$	$\frac{726.81}{-}$	
22		Кладка перегородок з цегли керамічної товщиною 1/2 цегли, висотою поверху 4.6 м	100 м ²	8.8	$\frac{22444.5}{20138}$	$\frac{-}{-}$	197511.6	177214.4	$\frac{-}{-}$	$\frac{1000}{-}$	$\frac{8800}{-}$	
23		Монтаж сходових маршів	100 м ³	1.1	$\frac{6343}{3452}$	$\frac{2891}{1450}$	6977.3	3787.2	$\frac{3180.1}{1595}$	$\frac{1077}{97.8}$	$\frac{1184.7}{107.58}$	
		Разом прямі витрати по розділу Б						516880	263055	$\frac{9239.8}{4589}$		$\frac{11648.1}{107.7}$
		Разом будівельні роботи, грн.						516880				
		в тому числі:										
		вартість матеріалів, виробів, грн.						244585.2				
		заробітна плата, грн.						267644				
		Загальновиробничі витрати, грн.						205880				
		трудоємність загальновиробничих витрат, люд.-год.						1436				
		заробітна плата загальновиробничих витрат, грн.						47879				
		Всього будівельні роботи по розділу, грн.						722760				

24	<u>В. Третій</u> <u>поверх</u>	100 шт	0.3	$\frac{110786}{66435}$	$\frac{9699}{3820}$	33235.8	19930.5	$\frac{2909.7}{1146}$	$\frac{2.2}{0.55}$	$\frac{66}{0.165}$
	Монтаж колон									
25	Монтаж ригелів	1 т	4.2	$\frac{2204.4}{1496.18}$	$\frac{750}{440}$	9258.48	6283.96	$\frac{3150}{1848}$	$\frac{22.56}{-}$	$\frac{94.752}{-}$
26	Монтаж опалубки	1 м ²	871	$\frac{25.5}{25.5}$	$\frac{-}{-}$	22210.5	22210.5	$\frac{-}{-}$	$\frac{0.5}{-}$	$\frac{435.5}{-}$
27	Бетонування перекриття до 550 мм	100 м ³	92.3	$\frac{5600}{2850}$	$\frac{-}{-}$	516880	263055	$\frac{-}{-}$	$\frac{1.8}{-}$	$\frac{166.14}{-}$
28	Демонтаж опалубки	1 м ²	871	$\frac{25.5}{25.5}$	$\frac{-}{-}$	22210.5	22210.5	$\frac{-}{-}$	$\frac{0.2}{-}$	$\frac{174.2}{-}$
29	Встановлення напівкаркасних стін	1 м ³	207.66	$\frac{929.9}{858}$	$\frac{-}{-}$	193103.034	178172.28	$\frac{-}{-}$	$\frac{3.5}{-}$	$\frac{726.81}{-}$
30	Кладка перегородок з цегли керамічної товщиною 1/2 цегли, висотою поверху 4.6 м	100 м ²	8.8	$\frac{22444.5}{20138}$	$\frac{-}{-}$	197511.6	177214.4	$\frac{-}{-}$	$\frac{1000}{-}$	$\frac{8800}{-}$
31	Монтаж сходових маршів	100 м ³	1.1	$\frac{6343}{3452}$	$\frac{2891}{1450}$	6977.3	3787.2	$\frac{3180.1}{1595}$	$\frac{1077}{97.8}$	$\frac{1184.7}{107.58}$

		Разом прями витрати по розділу В				516880	263055	$\frac{9239.8}{4589}$		$\frac{11648.1}{107.7}$	
		Разом будівельні роботи, грн.				516880					
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів, грн.				244585.2					
		заробітна плата, грн.				267644					
		Загальновиробничі витрати, грн.				205880					
		трудоємність загальновиробничих витрат, люд.-год.				1436					
		заробітна плата загальновиробничих витрат, грн.				47879					
		Всього будівельні роботи по розділу, грн.				722760					
32		Г. Четвертий поверх	100 шт	0.3	$\frac{110786}{66435}$	$\frac{9699}{3820}$	33235.8	19930.5	$\frac{2909.7}{1146}$	$\frac{2.2}{0.55}$	$\frac{66}{0.165}$
		Монтаж колон									
33		Монтаж ригелів	1 т	4.2	$\frac{2204.4}{1496.18}$	$\frac{750}{440}$	9258.48	6283.96	$\frac{3150}{1848}$	$\frac{22.56}{-}$	$\frac{94.752}{-}$
34		Монтаж опалубки	1 м ²	871	$\frac{25.5}{25.5}$	$\frac{-}{-}$	22210.5	22210.5	$\frac{-}{-}$	$\frac{0.5}{-}$	$\frac{435.5}{-}$
35		Бетонування перекриття до 550 мм	100 м ³	92.3	$\frac{5600}{2850}$	$\frac{-}{-}$	516880	263055	$\frac{-}{-}$	$\frac{1.8}{-}$	$\frac{166.14}{-}$
36		Демонтаж опалубки	1 м ²	871	$\frac{25.5}{25.5}$	$\frac{-}{-}$	22210.5	22210.5	$\frac{-}{-}$	$\frac{0.2}{-}$	$\frac{174.2}{-}$
37		Встановлення напівкаркасних стін	1 м ³	207.66	$\frac{929.9}{858}$	$\frac{-}{-}$	193103.034	178172.28	$\frac{-}{-}$	$\frac{3.5}{-}$	$\frac{726.81}{-}$

38	Кладка перегородок з цегли керамічної товщиною 1/2 цегли, висотою поверху 4.6 м	100 м ²	8.8	$\frac{22444.5}{20138}$	$\frac{-}{-}$	197511.6	177214.4	$\frac{-}{-}$	$\frac{1000}{-}$	$\frac{8800}{-}$
39	Монтаж сходових маршів	100 м ³	1.1	$\frac{6343}{3452}$	$\frac{2891}{1450}$	6977.3	3787.2	$\frac{3180.1}{1595}$	$\frac{1077}{97.8}$	$\frac{1184.7}{107.58}$
40	Бетонування перекриття	100 м ³	92.3	$\frac{5600}{2850}$	$\frac{-}{-}$	516880	263055	$\frac{-}{-}$	$\frac{1.8}{-}$	$\frac{166.14}{-}$
	Разом прями витрати по розділу Г					1033760	526110	$\frac{9239.8}{4589}$		$\frac{11814.2}{107.7}$
	Разом будівельні роботи, грн.					1033760				
	в тому числі:									
	вартість матеріалів, виробів, грн.					498410.2				
	заробітна плата, грн.					530699				
	Загальновиробничі витрати, грн.					408230				
	трудоємність загальновиробничих витрат, люд.-год.					2848.1				
	заробітна плата загальновиробничих витрат, грн.					94937.2				
	Всього бідівельні роботи по розділу, грн.					1441990				

	Разом прямі витрати по кошторису	4106898.78	2231238.3	<u>58857</u>		<u>46793.5</u>
	Разом будівельні роботи, грн.	4106898.78	6	<u>20919.6</u>		<u>436.46</u>
	в тому числі:					
	вартість матеріалів, виробів, грн.	1816803.42				
	заробітна плата, грн.	2252157.96				
	Загальновиробничі витрати, грн.	1732429.2				
	трудоємність загальновиробничих витрат, люд.-год.	11468.5				
	заробітна плата загальновиробничих витрат, грн.	382307.2				
	Всього будівельні роботи, грн.	5839327.98				

	Всього по кошторису	5839327.98				
	Кошторисна трудоємність, люд.-год.	58698				
	Кошторисна заробітна плата, грн.	2634465				

5. РОЗДІЛ ОХОРОНИ ПРАЦІ

5.1 Заходи з охорони праці

Техніка безпеки це сукупність організаційних і технічних заходів та засобів, що запобігають впливу працюючих небезпечних виробничих чинників, тобто таких, вплив яких на працюючого призводить до травми чи іншого раптового погіршення здоров'я.

Норми та правила техніки безпеки, що поширюються на будівельно-монтажні та спеціальні будівельні роботи, незалежно від відомчої підпорядкованості організації, що виконують ці роботи, містяться у ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві .

Відповідно до чинних норм і правил адміністрація будівництва повинна у встановлені терміни організувати інструктаж, вивчення та перевірку знань робітників та технічного персоналу в галузі техніки безпеки з обов'язковим документальним її оформленням. Ці заходи проводяться відповідно до «Типових програм з навчання робітників безпечним методам праці та перевірки знань інженерно-технічними працівниками техніки безпеки у будівництві». Робітників можна допустити до роботи тільки після проходження ними вступного інструктажу з техніки безпеки та інструктажу з техніки безпеки безпосередньо на робочому місці. Крім того, протягом не більше трьох місяців з дня надходження на роботу вони повинні пройти навчання безпечним методам за затвердженою програмою. Інструктаж з техніки безпеки необхідно проводити при перекладі на нову роботу, а також за зміни умов праці. Щорічно слід перевіряти знання з техніки безпеки як робітників, так і інженерно-технічних працівників. Працюючим у небезпечних та шкідливих умовах повинні видаватися індивідуальні захисні засоби, що запобігають можливості виникнення нещасних випадків, та спецодяг, що захищає організм від впливу шкідливих факторів навколишнього середовища. Особи, які не мають відповідних засобів індивідуального захисту, у тому числі спецодягу та спецвзуття, до роботи не

допускаються. Для кращого засвоєння правил техніки безпеки випускаються пам'ятки для робітників різних професій.

Найважливішим комплексом заходів на будівництві є дотримання правил протипожежної безпеки. Будівельники зобов'язані суворо дотримуватись вимог пожежної безпеки на всіх стадіях будівництва, починаючи з підготовчих робіт. З цією метою тимчасові будівлі та споруди, що зводяться у підготовчий період, слід будувати строго за проектами організації будівництва та виконання робіт, попередньо узгодивши їх з органами пожежної охорони.

На будівельних майданчиках необхідно: забезпечувати правильне складування матеріалів та виробів для того, щоб запобігти загорянню легкозаймистих і горючих матеріалів, захищати місця виробництва зварювальних робіт, своєчасно прибирати будівельне сміття, дозволяти куріння тільки в спеціально відведених місцях, суворо дотримуватися інших правил пожежної безпеки. А також утримувати у постійній готовності всі засоби пожежогасіння (лінії водопроводу з гідрантами, вогнегасники, сигналізаційні пристрої пожежний інвентар).

За організацію пожежної охорони, виконання протипожежних заходів та справне утримання засобів пожежогасіння на ділянці будівництва несе відповідальність начальник ділянки. Нагляд та контроль за охороною праці здійснюють органи та інспекції державного нагляду.

Охорона навколишнього середовища на будівельному майданчику зводиться здебільшого до зняття рослинного шару з подальшим використанням його при благоустрої; збереження дерев; видалення будівельних відходів з благоустроєм території для утилізації, запобігання засміченню природних водойм будівельними відходами.

На будівельному майданчику необхідно: забезпечити правильне складування матеріалів і виробів для того, щоб запобігти загорянню легкозаймистих і горючих матеріалів, огорожувати місця виробництва зварювальних робіт, своєчасно прибирати будівельне сміття, дозволяти куріння тільки в суворо відведених місцях, утримувати в постійній готовності всі засоби пожежогасіння (Лінії водопроводу з гідрантами, вогнегасники, сигналізаційні пристрої, пожежний інвентар).

У першому ступені контролю беруть участь бригадир, майстер. Вони щодня перед початком зміни перевіряють забезпеченість безпечного ведення будівельно-монтажних робіт та дотримання санітарно-гігієнічного обслуговування робітників. Особлива увага приділяється організації робіт із підвищеною небезпекою. Якщо виявлено відхилення, майстер має вжити термінових заходів.

У другому ступені, що проводиться раз на тиждень, бере участь начальник дільниці, механік та електрик. Вони перевіряють: стан техніки безпеки та виробничої санітарії; роботу першого ступеня; виконання проекту виконання робіт;

справність і безпека використовуваних машин, механізмів, енергетичних установок і транспортних засобів; своєчасність видачі спецодягу та захисних пристроїв; виконання зобов'язань з охорони праці, пропозицій та зауважень, записаних у журнал перевірок на першому ступені. Усі виявлені порушення та відступи реєструються в журналі. У третьому ступені, що проводиться раз на місяць, беруть участь головний інженер, головний механік, головний енергетик та інженер з техніки безпеки. виконання запланованих заходів, постанов та наказів щодо забезпечення безпечних умов праці та побуту; правильність реєстрації та звітності з нещасних випадків; дотримання встановлених строків та організацію проведення випробувань індивідуальних засобів захисту, пристроїв та інших пристроїв, що підлягають періодичним випробуванням; роботи першого та

другого ступеня. Результати перевірки обговорюються на нараді. Прийняті рішення оформлюються як наказ.

Охорона навколишнього природного середовища. Не допускається спалювання на будівельному майданчику відходів і залишків матеріалів, що інтенсивно забруднюють повітря. Скидання з поверхів будівлі відходів та сміття можливе лише із застосуванням бункерів-накопичувачів. Для запобігання забрудненню поверхневих і надземних вод необхідно вловлювати забруднену воду. Усі виробничі та побутові стоки мають бути очищені. Не допускається випуск води з будівельного майданчика безпосередньо на схили без належного захисту від розмиву.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Білозір В. В. Деформаційний метод розрахунку згинальних сталевібробетонних елементів. Вісник Національного університету “Львівська політехніка”. Сер. Теорія і практика будівництва. 2012. № 742. С. 18 – 24.
2. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції: Підручник . К.: Вища школа, 1995. 591 с.
3. Голишев О. Б., Бамбура А. М. Курс лекцій з основ розрахунку будівельних конструкцій і з опору залізобетону. К.: Логос, 2004. 340с.
4. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. [Чинні від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2006. 61с.
5. ДБН Д.2.2-9-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. 36.9.Металеві конструкції. [Чинні від 2000-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 1999. 71с.
6. Білозір В. Деформаційний метод розрахунку прогинів залізобетонних балок за тривалої дії навантаження. Вісник Львівського національного аграрного університету. Сер. Архітектура і сільськогосподарське будівництво. 2014. № 15. С. 61 – 68.
7. ДБН Д.2.2-11-99. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. 36.11. Підлоги. [Чинні від 2000-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 1999. 26 с.
8. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво в сейсмічних районах України. [Чинні від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006. 68с.
9. ДБН В.2.5-56:2010 Системи протипожежного захисту. [Чинні від 2011-09- 01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 2006. 61с.
10. ДБН В.2.3-15:2007. Автостоянки і гаражі для легкових автомобілів. [Чинні від 2008-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. 56с.
11. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель. [Чинні від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006. 51с.
12. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення. [Чинні від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006. 54с.
13. ДБН В.1.3-2-2010 Геодезичні роботи у будівництві. [Чинні від 2011-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 61с.
14. ДБН В.2.6-162:2010. Кам’яні та армокам’яні конструкції. Основні положення. [Чинні від 2011-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 97с.
15. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинні від 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 67с.

- 16.ДСТУ Б А.2.4-7-95. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень. [Чинні від 1996-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінбуд України, 1996. 581с.
- 17.ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. [Чинні від 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 65с.
- 18.ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва. [Чинні від 2010-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. 65с.
- 19.ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. [Чинні від 2010-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 69с.
- 20.Драченко Б. Ф., Піщаленко Ю. О., Соха М. М. Технологія зведення виробничих сільськогосподарських будівель і споруд: навч. Посібник. К.: Вища школа, 1992. 198с.
- 21.Черненко В. К. Технологія і організація монтажу будівельних конструкцій. К.: Будівельник , 1988. 368с.
- 22.ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. [Чинні від 2010-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 71с.
- 23.ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. [Чинні від 2008-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006. 68с.
24. Дворкін Л. Й., Дворкін О. Л. Основи бетонознавства. К.: Основа, 2007. 616с.
- 25.Макланова Т.Г. Архитектура гражданских и промышленных зданий. М.: Стройиздат,1981. 468 с.
26. ДСТУ-Н Б В.2.6-282:2016. Конструкції будинків і споруд. Настанова з проектування та виготовлення сталефіробетонних конструкцій. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. 43 с.
- 27.Стасюк М. І. Залізобетонні крнструкції: навч. посібник. К.:ІЗМН, 1997. 227с.
28. ДСТУ Б. В. 2. 6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.
- 29.Ярмоленко М. Г. Технологія будівельного виробництва. К.: Вища школа , 1993. 397с.
- 30.Ушацький С. А.Організація будівництва. К.: Кондор, 2007.521 с.