

КРИВОРІЗЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет: Будівельний факультет
Кафедра: Промислове, цивільне і міське будівництво
Спеціальність: 192 Будівництво та цивільна інженерія
Освітньо-професійна програма: Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Зав. кафедрою _____

“ _____ ” _____ 20 ____ р.

З А В Д А Н Н Я НА ВИПУСКНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА СТУДЕНТОВІ

Стусю Сергію Юрійовичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: "Проектування цеху збірки автокранів"
затверджена наказом по університету від “ _____ ” _____ 20 ____ р. № _____
2. Термін здачі студентом закінченої роботи _____
3. Вихідні дані до роботи _____

Місце будівництва – м. Львів.

Будівля, що проектується – Будівля одноповерхова промислова каркасна, з трьома прогонами, 2-ма поздовжньо з'єднаними та 1-го торцевого. Перший прогін $L_1=30$ м, довжиною $V_1=96$ м, з відміткою оголовку колон $H_1=14,4$ м, кроком колон $a_1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=20$ т, другий та третій $L_2/L_3=18/24$ м, довжиною $V_2/V_3=72$ м, з відміткою оголовку колон $H_2/H_3=13,2$ м, кроком колон $a_2/a_3=6$ м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю $Q_2/Q_3=10/20$ т. Конструкції будівлі збірні залізобетонні: для першого прольоту колони крайніх рядів двогілкові, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, плити покриття ребристі $1,5 \times 6$ м, кроквяні ферми 30 м; для другого і третього прольотів колони крайніх та середніх рядів двогілкові, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, плити покриття ребристі 3×6 м, кроквяні ферми довжиною 18, 24 м. Для всієї будівлі підкранові балки довжиною 6 м, фундаментні балки довжиною 6 м, стінові панелі довжиною 6 м, висотою 1,2 м.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік розділів, що їх належить розробити): Архітектурно-будівельний розділ (об'ємно-планувальне і конструктивне рішення будівлі, опис генплану, теплотехнічний розрахунок). Розрахунково-конструктивний розділ (розрахунок з/б каркасу будівлі). Технологія будівництва (порівняння варіантів, технологічна карта на зведення будівлі). Організація будівництва (сітьовий графік, будгенплан, охорона праці і безпека життєдіяльності).

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень): Архітектурно-будівельний розділ (генплан, фасади, плани, розрізи) – 1 лист. Розрахунково-конструктивний розділ (проектування залізобетонної плити покриття) – 1 лист. Технологія будівництва (технологічна карта на зведення будівлі) – 1 лист. Організація будівництва (сітьовий графік, будгенплан) – 1 лист.

6. Дата видачі завдання _____

Керівник

(підпис)

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва розділів магістерської роботи	Термін виконання розділів роботи	Примітка
1.	Архітектурно-будівельний		
2.	Розрахунково-конструктивний		
3.	Технологія будівництва		
4.	Організація будівництва		

Студент-дипломник _____
(підпис)

Керівник роботи _____
(підпис)

1. Архітектурно-будівельний розділ

Рішення пром будівлі - цеху у м. Львів з варіантами благоустрою прилеглої ділянки .

На сьогодні необхідно долати одноманітність, непривабливість, монотонність окремих пром будівель, сприяти створенню різноманітних виразних архітектурно художніх композицій та естетичних характеристик окремих пром будівель. Значення цих архітектурно-художніх задач значне, тому що на пром підприємствах постійно працює велика кількість робітників і умови їх праці повинні бути на високому рівні, що в свою чергу буде сприяти значному підвищенню працездатності та ефективності праці.

Рішення архітектурно-художніх задач повинно базуватися на комплексному підході до проектування дизайну пром будівель в органічному поєднанні усіх його сторін : естетичності, функціональній доцільності, конструктивній і технологічній прогресивності та економічності.

1. Вихідні дані для проектування

Промбудівля (збиральний цех) та прилеглої ділянки. Будівля проектується у м.Львів по вул. Грушевського, 13.

Характеристика району будівництва:

- район будівництва м.Львів, Львівської обл.;
- 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.

2. Опис генерального плану

Місце розташування пром будівлі збирального цеху – м. Львів. 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. Грушевського, 13. Транспортний зв'язок здійснюється по магістральним автодорогам регульованого руху.

Проектним рішенням передбачається (**варіант 1**):

- Забезпечення протипожежних вимог до розташування будівлі по відношенню до існуючої будівлі;
 - Забезпечення стоку дощової та талої води забезпеченням плануванням тротуарів;
 - Благоустрій території з метою виконання функціональних вимог будівлі;
 - Забезпечення екологічних вимог;
 - Забезпечення зон відпочинку для працівників;
- Проектним рішенням передбачається озеленення та благоустрій території.

Основним елементом озеленення є розміщення дерев вздовж тротуарів, розміщення клумб з сторони центрального ганку будівлі, а також 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.

Проектним рішенням передбачається (**варіант 2**):

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

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	3, 74
2	Площа забудови	м ²	4512
3	Площа доріг, доріжок та майданчиків з тв. покриттів. покриттям	м ²	2130
4	Площа озеленення	м ²	565
5	Коефіцієнт озеленення		0,33

3. 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 імпування 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».

1. РОЗРАХУНОК ПАНЕЛІ РОЗМІРОМ 3x12м.

1.1 Загальні дані

Потрібно запроєктувати ребристу панель 3x12м для теплового покриття будівлі по балкам з паралельними поясами прольотом 30м.

Клас бетона по міцності на стиск В30 Бетон легкий підвернений тепловій обробці під атмосферним тиском $R_b = 15,5$ МПа, $R_{bt} = 1,1$ МПа, $R_{b,ser} = 22$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,8$ МПа; $E_b = 32500$ МПа.; коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2} = 0,9$

Напружувана арматура – стержнева термічно зміцнена арматура класу АТ-V, $R_{sn} = 785$ МПа; $R_s = 680$ МПа; $E_s = 190000$ МПа.

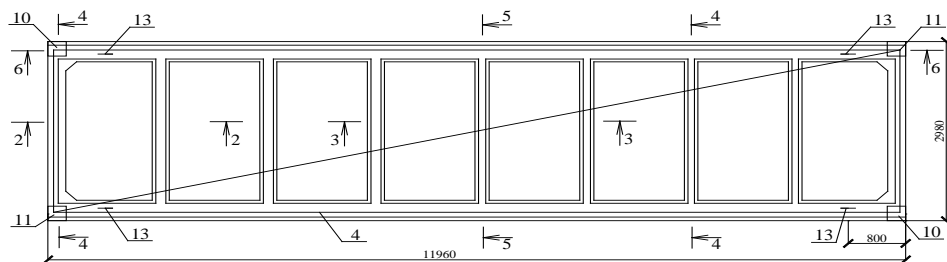
Не напружувана стержнева арматура А-I, $R_s = 225$ МПа і холоднотянута арматурна проволока періодичного профілю Вр-I діаметром 3мм, $R_s = 270$ МПа

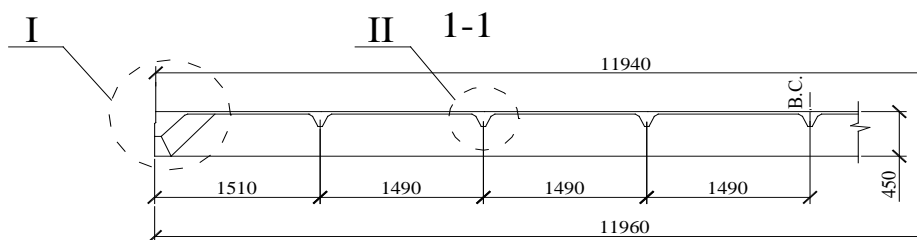
Натяг арматури на упори виконується електротермічним способом. Спуск натягу арматури проводиться при міцності бетону $R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 30 = 21$ МПа

1.2 Призначення розмірів панелі

Номінальні розміри панелі 3x12м. Конструктивні розміри з врахуванням товщини швів для заливки розчином 2,98x5,97м. Товщина полки уніфікованої збірної панелі $h'_f = 25$ мм. Висота панелі $h \geq \frac{l}{20} = \frac{12000}{27} = 450$ мм.

Приймаємо $h = 450$ мм. Попередньо призначаємо ширину середніх поперечних ребер: знизу – 100мм, зверху – 140мм. Висота середніх поперечних ребер – 150мм. Висота торцевих поперечних ребер – 250мм. Ширина прокольних ребер: знизу – 40мм, зверху – 160 мм.





1.3. Визначення навантажень

На панель покриття діє постійне та тимчасове навантаження. Постійне навантаження складається з ваги теплоізоляційного шару та власної ваги панелі. Тимчасове навантаження створює вага снігового покриву та вага пилу.

Вид навантаження	Коеф. надійн. з навант. γ_f	Навантаження		
		нормативне	Розрахункове при	
			$\gamma_f = 1$	$\gamma_f > 1$
<u>Постійне</u>				
Шар гравію, затоплений у дьогтьову мастику	1,3	0,15	0,143	0,185
Рубероїдний килим	1,1	0,10	0,095	0,105
Цементно-піщана стяжка $t=2\text{см}$, $\rho=1,75\text{т/м}^3$ ($0,02 \cdot 1 \cdot 1,75 \cdot 9,81=0,343$)	1,2	0,343	0,326	0,391
Пінобетон $T=14\text{см}$; $\rho=0,6\text{ т/м}^3$ ($0,14 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 9,81=0,824$)	1,2	0,824	0,783	0,936
Обмазувальна гідроізоляція	1,1	0,06	0,057	0,063
Разом навантаження від ізоляційного шару		1,48	1,41	1,68
Панель покриття з бетоном замонолічування	1,1	1,85	1,76	1,93
Усього				

постійне навантаження($g=i+c$)		3,33	3,17	3,61
<u>Тимчасове</u>	1,04	0,8	0,832	0,832
Снігове (короткочасне)	1	0,4	0,4	0,4
Снігове (квазіпостійне)	1,3	0,1	0,13	0,143
Пилове (тривале)				
Усього тимчасове навантаження($v=s+s+d$)		1,3	1,362	1,375
Усього повне навантаження($P=g+v$)		4,63	4,532	4,985

Тривалої дії 4,11 3,83 3,67
Короткочасної дії 0,832 0,8 0,832

1.4. Розрахунок полиці плити

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

Розміри ділянок плити у світлі між гранями ребер :

середніх l_1 та крайніх l_{1e} уздовж панелі:

$$l_1 = 149 - (16/2) \cdot 2 = 133 \text{ см};$$

$$l_{1e} = 151 - 27,5 - 16/2 = 116 \text{ см};$$

середніх та крайніх упоперек панелі:

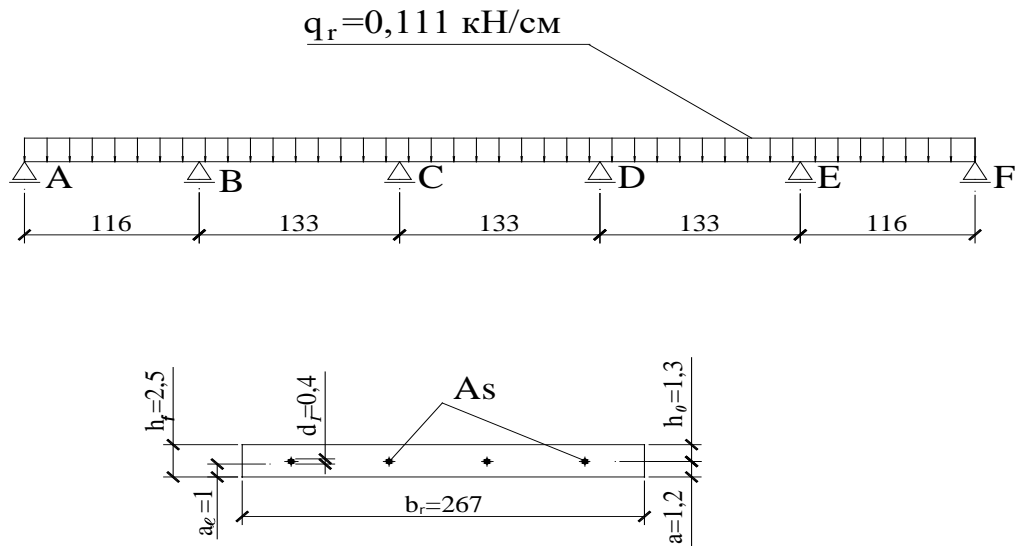
$$e_1 = 295 - 14 \cdot 2 = 267 \text{ см}$$

Так як відношення ділянок плити: $e_1 / l_1 = 267 / 133 = 2,01 > 2$,

$$e_1 / l_{1e} = 267 / 116 = 2,31 > 2,$$

плита розраховується як балочна плита, що обпирається на поперечні ребра.

Розрахункова схема та розрахунковий переріз плити



Постійне навантаження включає власну вагу плити завтовшки $t=25$ мм та навантаження від теплової ізоляційного шару $i=1,68 \text{ кН/м}^2$. Тимчасове навантаження $v=1,375 \text{ кН/м}^2$

Розрахункове навантаження від власної ваги на 1 м^2 площі плити

$$r = 1 \cdot t \cdot \rho \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 1 \cdot 0,025 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,641 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Розрахункове постійне розподілене навантаження, що діє на плиту з вантажної площадки завширшки $b_1 = 2,67 \text{ м}$

$$g_r = (1,68 + 0,641) \cdot 2,67 = 6,197 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

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

$$v_r = v \cdot b_1 = 1,375 \cdot 2,67 = 3,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на плиту

$$g_r = g_r + v_r = 6,197 + 3,67 = 9,866 \frac{\text{кН}}{\text{м}} = 0,986 \frac{\text{кН}}{\text{мм}}$$

Визначення зусиль при першій комбінації зусиль

Згинаючий момент в крайніх прольотах плити (прольоти А-В та Е-Ф)

$$M = \frac{g_r \cdot l_{1e}^2}{11} = \frac{0,986 \cdot 116^2}{11} = 120,61 \text{ кН} \cdot \text{мм} \cdot \text{мм}$$

Згинаючий момент в середніх прольотах та на середніх підпорах

$$M = \frac{g_r \cdot l_1^2}{16} = \frac{0,986 \cdot 133^2}{16} = 109 \text{ кН} \cdot \text{мм} \cdot \text{мм}$$

Для подальшого розрахунку приймається момент, що має найбільше значення $M = 120,61 \text{ кН} \cdot \text{мм} \cdot \text{мм}$

Розрахунок арматури

Призначається діаметр поздовжніх стрижнів зварної сітки $d_1 = 5$ мм, поперечних стрижнів $d_2 = 3$ мм. Захисний шар бетону робочих стрижнів приймається $a_f = 10$ мм, тоді

$$a = a_f + d_1 / 2 = 1 + 0,5 / 2 = 1,25 \text{ см}$$

Робоча висота перерізу

$$h_0 = t - a = 2,5 - 1,225 = 1,225 \text{ см}$$

Знаходимо коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{120,61}{2 \cdot 267 \cdot 1,3^2} = 0,133$$

$$\eta = 0,93$$

Потрібна площа перерізу арматури:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{120,61}{36,0 \cdot 0,93 \cdot 1,225} = 2,92 \text{ м}^2$$

Приймається 24 \varnothing 4 Вр-I загальною площею $A_s = 2,898 \text{ см}^2$ з кроком 100 мм.

Конструювання арматурної сітки

Довжина зварної арматурної сітки:

$$l_n = 11940 - 2 \cdot 15 = 11910 \text{ мм}$$

ширина сітки

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

Кількість кроків поперечних стрижнів

$$n_n = \frac{l_n}{u} = 11910 / 250 = 47,6 = 47 \text{ мм}$$

кількість кроків поздовжніх стрижнів

$$i_n = \frac{a_n}{v} = 2930 / 100 = 29,3 = 29 \text{ мм}$$

Довжина кінцевих випусків:

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

$$c_2 = (a_n - n_2 v) / 2 = (2930 - 29 \cdot 100) / 2 = 15 \text{ мм}$$

Марка сітки С1

$$C1 \frac{4 \hat{A} \hat{\delta}^2 - 100}{3 \hat{A} \hat{\delta}^2 - 250} 2930 \times 11910 \frac{80}{15}$$

Перевірка міцності плити на дію зосередженого навантаження

Відносна висота стисненої зони

$$\zeta = \mu R_s / R_b = 0,0096 \cdot 36 / 1,55 = 0,22$$

За значенням $\zeta = 0,22 \Rightarrow$

$$\alpha_m = 0,196$$

$$M_{adm} = \alpha_m R_b b_1 h_0^2 = 0,196 \cdot 1,55 \cdot 267 \cdot 1,3^2 = 137,08 \hat{e} \hat{l} \cdot \hat{n} \hat{i}$$

$$\text{Так як } M_{adm} = 137,08 \hat{e} \hat{l} \cdot \hat{n} \hat{i} \geq \hat{l} = 120,61 \hat{e} \hat{l} \cdot \hat{n} \hat{i}$$

Міцність плити на додаткову дію зосередженого навантаження забезпечена.

1.5. Розрахунок поперечних ребер

Визначення навантаження

Повне навантаження на поперечне ребро складається з постійного навантаження від ваги теплоізоляційного шару, власної ваги плити та власної ваги ребра, а також тимчасового від снігу та пилю. Навантаження на ребро передається з вантажної площі плити, ширина якої дорівнює відстані між осями поперечних ребер $l_w = 149$ см.

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від теплоізоляційного шару підрахунку.

$$i_w = i l_w = 1,68 \cdot 1,49 = 2,503 \text{ кН / м}$$

Розрахункове рівномірно розподілене навантаження від власної ваги плити

$$r_w = r l_w = 0,641 \cdot 1,49 = 0,955 \text{ кН / м}$$

Розрахункове навантаження від власної ваги ребра з середньою шириною

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

$$w = b_m \cdot (h - h_f^1) \cdot I \cdot p \cdot 9,81 \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,32 \text{ кН / м.}$$

Загальне розрахункове постійне, навантаження

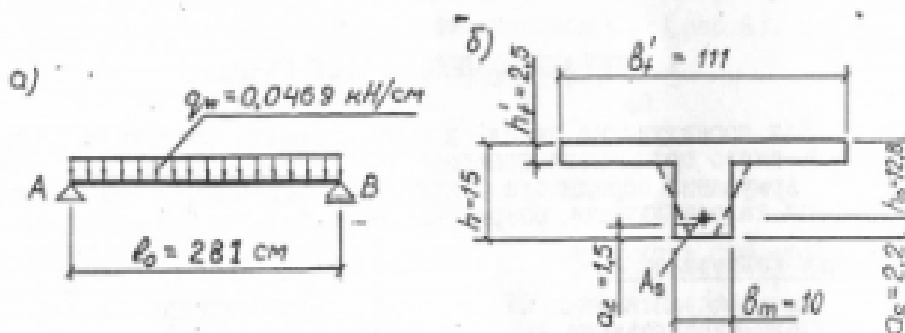
$$q_w = i_w + r_w + w = 2,503 + 0,955 + 0,32 = 3,778 \text{ кН / м.}$$

Розрахункове тимчасове рівномірно розподілене навантаження

$$v_w = v \cdot l_w = 1,375 \cdot 1,49 = 2,048 \text{ кН / м.}$$

Повне розрахункове рівномірно розподілене навантаження на поперечне ребропанелі $q_w = q_w + v_w = 3,778 + 2,048 = 5,826 \text{ кН / м.}$

Розрахункова схема і розрахунковий переріз



Розрахунковий проліт (відстань між осями поздовжніх ребер)

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

Так як

$$h_f^1 = 2,5 \text{ см} > 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 15 = 1,5 \text{ см}$$

ширина плити, що враховується в розрахунку приймається

$$b_f^1 = b_{\text{sup}} + \frac{l_0}{3} = 16 + 281/3 = 110 < 149 \text{ см.}$$

Розрахункові зусилля

Згинаючий момент посередині прольоту

$$M_w = \frac{g_w \cdot l_0^2}{8} = \frac{0,0582 \cdot 281^2}{8} = 574,44 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Поперечна сила на підпорі

$$Q = \frac{q_w \cdot l_0}{2} = \frac{0,0582 \cdot 281}{2} = 8,177 \text{ кН}$$

Розрахунок поздовжньої арматури.

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

робоча висота перерізу

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

Коефіцієнт:

$$\alpha_m = M_w / R_b b_f h_0^2 = 574,44 / 2 \cdot 110 \cdot 12,8^2 = 0,015$$

$$\xi = 0,991$$

Потрібна площа перерізу арматури

$$A_{s,req} = M_w / R_s \xi h_0 = 574,44 / 36,5 \cdot 0,991 \cdot 12,8 = 1,24 \text{ м}^2$$

Приймається 1 діаметр 12 АШ з $A_s = 1,313 \text{ м}^2$

Коефіцієнт армування (без урахування зв'язів полиці)

$$\mu = A_s / b_m \cdot h_0 = 1,313 / 10 \cdot 12,8 = 0,010 > \mu_{min} = 0,0005$$

Розрахунок поперечної арматури

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу

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

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

$$Q_b = \varphi_{b4} R_{bt} b_m h_0^2 / c = 1,5 \cdot 0,110 \cdot 10 \cdot 12,8^2 / 32 = 8,44 \text{ кН}$$

$$\text{Так як } Q = 8,177 \text{ кН} < Q_b = 8,44 \text{ кН}$$

поперечна арматура за розрахунком не потрібна, а устанавлюється за конструктивними вимогами.

Конструювання арматурних каркасів

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

$$l_o = 2950 - 2 \cdot a_b = 2950 - 2 \cdot 10 = 2930 \text{ мм.}$$

висота каркасів

$$KP2 - a = h - 2a_b = 150 - 2 \cdot 10 = 130 \text{ мм.}$$

$$KP3 - a = h - 2a_b = 250 - 2 \cdot 10 = 230 \text{ мм.}$$

1.6. Розрахунок повздовжніх ребер

Розрахункова схема

Середня ширина зведеного ребра еквівалентного перерізу:

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

Так як

$$h_f = 2.5 \text{ см} < 0.1h = 0.1 \cdot 45 = 4.5 \text{ см}$$

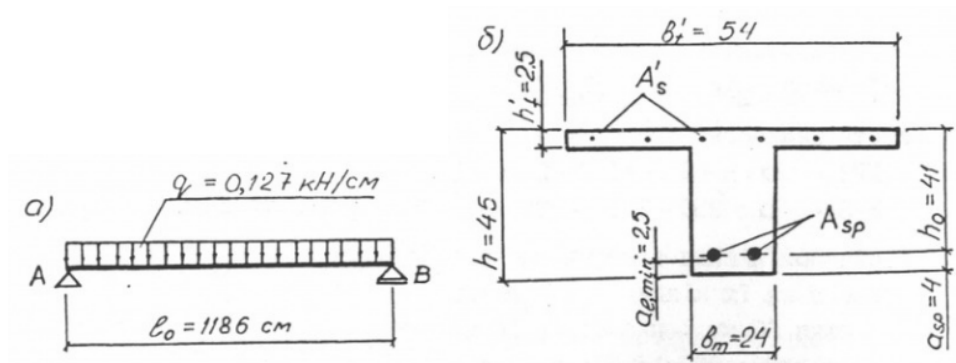
ширина стисненої полиці, що вводить в розрахунок приймається

$$b_f' = 12h_f + b_m = 295 \text{ см}$$

Розрахунковий проліт-відстань між осями підпор, що віддалені від торців панелі на

$$a = 5 \text{ см}$$

$$l_0 = (l_c - 2a) = 1196 - 2 \cdot 5 = 1186 \text{ см.}$$



Розрахункове навантаження та зусилля

Розрахункове повне навантаження .

$$q = pb_n = 4,985 \cdot 3 = 14,955 \text{ кН/м} = 0,149 \text{ кН/см.}$$

Згинаючий момент посередині прольоту

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{0,149 \cdot 1186^2}{8} = 26197,8 \text{ дж}$$

Поперечна сила в перерізі біля підпори від повного навантаження

$$Q_{\text{max}} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{0,149 \cdot 1186}{2} = 88,35 \text{ дж}$$

Розрахунок поздовжньої арматури

Приймаючи до уваги мінімальну товщину захисного шару бетону $a=25$ мм отримується

$$a_{sp} = a_l + \frac{d}{2} = 2,5 + 3/2 = 4 \text{ см.}$$

і тоді робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a_{sp} = 45 - 4 = 41 \text{ см.}$$

В межах стисненої полиці завширшки 295 см, що вводиться в розрахунок, уміщуються з кроком $v=15$ см

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

Загальна площа перерізу арматури 20Ø4 та 2Ø5 в стисненій зоні зведеного ребра

$$A_s' = 2,91 \text{ см}^2$$

Так як

$$\begin{aligned} M_f &= R_b b_f' h_f' \cdot (h_0 - 0,5 h_f') + R_{sc} \cdot A_s' (h_0 - a_s') = \\ &= 1,55 \cdot 295 \cdot 2,5 (41 - 0,5 \cdot 2,5) + 36,5 \cdot 2,91 (41 - 1,3) = \\ &= 49655,98 \text{ Ї} \cdot \tilde{n} \geq M = 26197,8 \text{ Ї} \tilde{n} \end{aligned}$$

$$\alpha_m = \frac{\dot{I}}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = 0,03$$

Для $\alpha_m = 0,03$ знаходиться $\xi = 0,03$ із Ат-V та важкого бетону класу В30

знаходиться $\xi_r = 0,45$

$$\xi = 0,03 < \xi_r = 0,45$$

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

$$A_{sp,req} = \frac{(M - R_s \cdot A_s' \cdot \zeta \cdot h_0)}{\gamma_{s6} \cdot R_{sp} \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{(26197,8 - 36 \cdot 0,393 \cdot 0,985 \cdot 41)}{1,68 \cdot 0,985 \cdot 68 \cdot 41} = 5,55 \tilde{n}^2$$

Приймається 2Ø20 Ат-V з $A_{s0} = 6,28 \tilde{n}^2$.

Розрахунок поперечної арматури

Орієнтовно приймається коефіцієнт поперечного армування $\mu = 0,001$; визначається

$$\alpha_p = E_{sp} / E_b = 190000 / 36000 = 5,28$$

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

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha_p \mu_w = 1 + 5 \cdot 5,28 \cdot 0,001 = 1,03 < 1,3$$

Коефіцієнт, що враховує міцність та вид бетону

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 15,5 = 0,845$$

$$0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b_m h_0 = 0,3 \cdot 1,03 \cdot 0,845 \cdot 1,55 \cdot 24 \cdot 41 = 398,23 > Q_{\max} = 88,35 \text{ Ї}$$

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

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

$$P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) A_{sp} = 0,9 \cdot (72,5 - 10) \cdot 6,28 = 353,25 \text{ кН}$$

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

$$\varphi_n = 0,1 P / b_m R_{bt} h_0 = 0,1 \cdot 353,25 / 0,110 \cdot 24 \cdot 41 = 0,32 \leq 0,5$$

$$\varphi_n = 0,32$$

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу

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

Для важкого бетону $\varphi_{b3} = 0.6$ $\varphi_{b4} = 1.5$

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

$$Q_b = \varphi_{b4} (I + \varphi_n) b_m R_{bt} h_0^2 / c = 1.5(1 + 0.5) \cdot 0.11 \cdot 24 \cdot 41^2 / 103 = 96,94 \text{ кН}$$

Так як значення повинно бути не менш

$$Q_{b.min} = \varphi_{b3} (I + \varphi_n) b_m R_{bt} h_0^2 / \tilde{n} = 0,6 \cdot (1 + 0,5) \cdot 0,11 \cdot 24 \cdot 41^2 / 103 = 38,77 \text{ êÍ}$$

Рівномірно розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного тимчасового навантаження

$$q_1 = (g + v/2) b_n = (3,61 + 1,375/2) \cdot 3 = 0,128 \text{ êÍ} / \tilde{n}$$

Поперечна сила на краю похилого перерізу, який починається від підпори і має довжину

$$c = 103 \text{ см}$$

$$Q = Q_{max} - q_1 c = 88,35 - 0,128 \cdot 103 = 75,166 \text{ êÍ}$$

Так як

$$Q = 75,166 > 38,77 \text{ êÍ}$$

поперечна арматура в поздовжніх ребрах за розрахунком потрібна

Розрахунок поперечної арматури поздовжніх ребер

$$Q = Q_{max} - q_1 * c = 88,35 - 0,128 * 103 = 75,166 \text{ êÍ}$$

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n) R_{bt} b_m h_0^2 = 2(1 + 0,4) 0,11 * 25 * 41^2 = 12943,7 \text{ êÍ} * \tilde{n}$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{12943,7 * 0,128} = 81,407 \text{ êÍ}$$

$$Q_{b1} / 0,6 = 81,407 / 0,6 = 135 \text{ êÍ}$$

$$M_b / h_0 + Q_{b1} = 12943,7 / 41 + 81,407 = 397,1 \text{ êÍ}$$

Так як

$$Q_{b1} / 0,6 = 105 / 0,6 = 135 \text{ êÍ} > Q_{max} = 88,35 \text{ êÍ}$$

потрібна інтенсивність поперечної арматури біля підпори

$$q_{sw,req} = (Q_{max}^2 - Q_{b1}^2) / 4M_b = (88,35^2 - 81,407^2) / 4 * 12943,7 = 0,022 \text{ êÍ} / \tilde{n}$$

Так як

$$(Q_{max} - Q_{b1}) / 2h_0 = (88,35 - 81,407) / 2 * 41 = 0,084 \text{ êÍ} / \tilde{n} > q_{sw,req} = 0,022 \text{ êÍ} / \tilde{n}$$

$$\text{Приймається } q_{sw,req} = 0,084 \text{ êÍ} / \tilde{n}$$

Розрахунковий максимально допустимий крок поперечних стрижнів на ділянці біля підпори

$$S_{max1} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b_m h_0^2 / Q_{max} = 1.5(1 + 0.4) 0.11 * 24 * 41^2 / 88,35 = 105,48 \tilde{n}$$

За конструктивними вимогами крок поперечних стрижнів в приймається не більш $h/2 = 45/2 = 22,5$ см і не більш 15 см. Приймається крок поперечних стрижнів $S_1 = 15$ см.

Фактична інтенсивність поперечних стрижнів біля підпори

$$q_{sw1} = R_{sw} A_{sw} / S_1 = 26.5 * 0.251 / 15 = 0.443 \text{ кН} / \text{см}$$

Так як

$$q_{sw1} = 0.443 \text{ êÍ} / \tilde{n} > q_{sw,req} = 0.084 \text{ êÍ} / \tilde{n} \text{ приймається } 2d3 \text{ ВрІ з } A_{sw} = 0,14 \text{ см}^2,$$

Крок поперечних стрижнів в середній частині приймається $S_2 = 30$ см.

Фактична інтенсивність поперечних стрижнів посередині прольоту.

$$q_{sw2} = q_{sw1} / 2 = 0,443 / 2 = 0,2215 \hat{e} \hat{f} / \hat{n} \hat{i}$$

$$c_{o1} = \sqrt{M_b / q_{sw1}} = \sqrt{12943,7 / 0,443} = 171 \hat{n} \hat{i} > 2h_0 = 2 * 41 = 82 \hat{n} \hat{i}$$

приймається $C_0 = 82$ см.

Так як

$$q_{sw1} - q_{sw2} = 0,443 - 0,2215 = 0,2215 \hat{e} \hat{f} / \hat{n} \hat{i} > q_1 = 0,128 \hat{e} \hat{f} / \hat{n} \hat{i}$$

довжина ділянки з кроком поперечних стрижнів $S_1 = 15$ см

$$\ell_1 = [(Q_{\max} - Q_{b,\min} - q_{sw2} C_{01}) / q_1] - C_{01} = [(88,35 - 38,77 - 0,2215 * 82) / 0,128] - 82 = 163,44 \hat{n} \hat{i} < \ell / 4 = 1196 / 4 = 229 \hat{n} \hat{i}$$

Конструювання плоских арматурних каркасів

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

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

приймається $S_2 = 30$ см

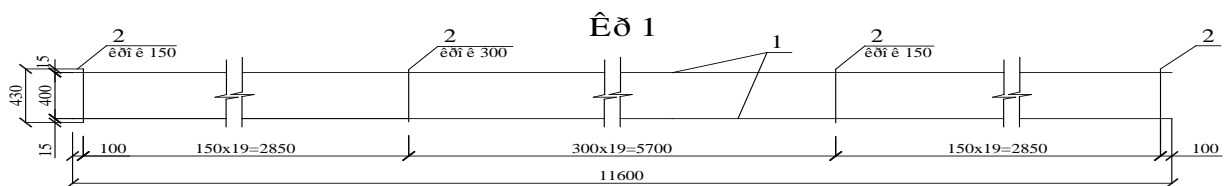
Для можливості поставлення закладних деталей та додаткових сіток, арматурні каркаси віддалені від торців поздовжніх ребер на 180 мм.

Довжина каркасу КРІ

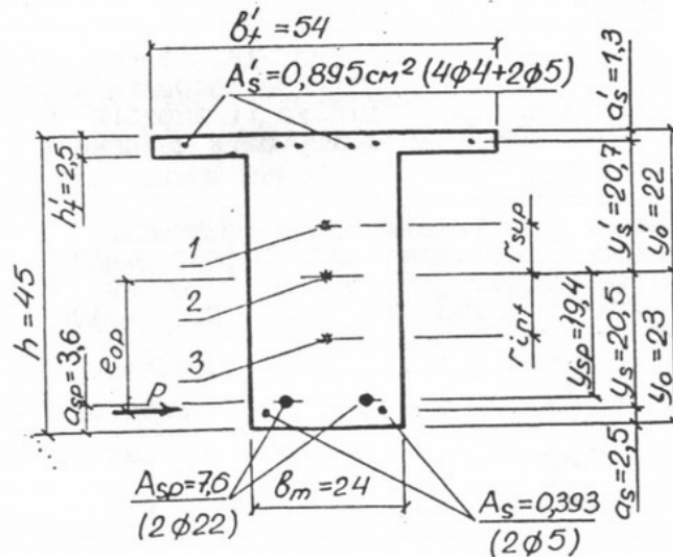
$$l_1 = 11960 - 180 \cdot 2 = 11600 \text{ мм}$$

висота каркасу (з урахуванням захисного шару бетону $a = 10$ мм)

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



1.7. Геометричні характеристики поперечного перерізу панелі



Площа перерізу бетону

$$A = b_f' h_f' + b_m (h - h_f') = 295 \cdot 2.5 + 24(45 - 2.5) = 1757,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp}' = 6,28 \tilde{\text{н}}^2 ; A_s = 0,393 \text{ см} ; A_s' = 2,898 \tilde{\text{н}}^2$$

Загальна площа перерізу арматури, що перетинає еквівалентний переріз

$$A_{s.tot} = A_{sp} + A_s + A_s' = 6,28 + 0,393 + 2,898 = 9,571 \tilde{\text{н}}^2$$

Коефіцієнти зведення для напруженої та ненапруженої арматури:

$$\alpha_p = E_{sp} / E_b = 190000 / 32500 = 5,84$$

$$\alpha_s = E_s / E_b = 170000 / 32500 = 5,23$$

Площа зведеного перерізу

$$A_{red} = A + \alpha_p A_{sp} + \alpha_s (A_s + A_s') = 1757,5 + 5,84 \cdot 6,28 + 5,23 \cdot (0,393 + 2,898) = 1811,38 \tilde{\text{н}}^2$$

Статичний момент бетонного перерізу щодо нижньої грані панелі

$$S_{inf} = b_f' h_f' (h - 0.5 h_f') + b_m (h - h_f')^2 / 2 = 295 \cdot 2.5(45 - 0.5 \cdot 2.5) + 24(45 - 2.5)^2 / 2 = 53940,63 \tilde{\text{н}}^2$$

Статичний момент зведеного перерізу щодо нижньої грані

$$S_{red.inf} = S_{inf} + \alpha_p A_{sp} a_{sp} + \alpha_s (A_s a_s + A_s' (h - a_s')) = 53940,63 + 5,84 \cdot 6,28 \cdot 4 + 5,23(0,393 \cdot 2,5 + 2,898(45 - 1,3)) = 54754,81 \tilde{\text{н}}^2$$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої та верхньої граней

$$y_0 = S_{red.inf} / A_{red} = 54754,81 / 1811,38 = 30 \tilde{\text{н}}$$

$$y_0' = h - y_0 = 45 - 30 = 15 \text{ см}$$

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

$$y_{sp} = y_0 - a_{sp} = 30 - 4 = 26 \text{ см}$$

$$y_s = y_0 - a_s = 30 - 2.5 = 27,5 \text{ см}$$

$$y_s' = y_0' - a_s' = 15 - 1,3 = 13,7 \text{ см}$$

Момент інерції бетонного перерізу щодо центра ваги зведеного перерізу

$$I = b_f' (h_f')^3 / 12 + (h - 0.5h_f') + b_f' h_f' (y_0 - 0.5h_f')^2 + b_m (h - h_f')^3 / 12 + \\ + b_m (h - h_f') (y_0 - 0.5(h - h_f'))^2 = 295 \cdot 2,5^3 / 12 + 295 \cdot 2,5 \cdot (30 - 0,5 \cdot 2,5)^2 + \\ + 24(45 - 2,5)^3 / 12 + 24 \cdot (45 - 2,5) \cdot (30 - 0,5(45 - 2,5))^2 = 841598,96 \tilde{n}i^4$$

Момент інерції зведеного перерізу щодо центра ваги

$$I_{red} = I + \alpha_p A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha_s (A_s' y_s^2 + A_s (y_s')^2) = 841598,96 + 5,84 \cdot 6,28 \cdot 26^2 + \\ + 5,23 \cdot (0,393 \cdot 27,5^2 + 2,898 \cdot 13,7^2) = 870790,51 \tilde{n}i^4$$

Момент опору зведеного перерізу щодо нижньої розтягнутої грані

$$W_{red.inf} = I_{red} / y_0 = 870790,51 / 30 = 29026,35 \tilde{n}i^3$$

Момент опору зведеного перерізу щодо верхньої стисненої грані

$$W_{red.sup} = I_{red} / y_0' = 870790,51 / 15 = 58052,7 \tilde{n}i^3$$

Пружно-пластичний момент опору зведеного перерізу щодо нижньої розтягнутої грані з урахуванням непружних деформацій бетону

Так як

$$b_f' / b_m = 295 / 24 = 12,3 > 2 \quad h_f' / h = 2,5 / 45 = 0,06 < 0,2 \Rightarrow \gamma = 1,5$$

$$W_{pl.inf} = 1,5 \cdot 29026,35 = 43539,52 \tilde{n}i^3$$

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

$$W_{pl.sup} = \gamma \cdot W_{red.sup} = 1,5 \cdot 58052,7 = 87079 \tilde{n}i^3$$

1.8. Визначення втрат попереднього напруження та підрахунок зусиль обтиснення

Перші втрати

Втрати від релаксації напружень в арматурі:

$$\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 72,5 = 2,17 \hat{e}I / \tilde{n}i^2$$

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням втрат попереднього напруження $p_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - (\sigma_1 + \dots + \sigma_5)) = 6,28(72,5 - 2,17) = 441,67 kI$

а його ексцентриситет відносно центра ваги зведеного перерізу

$$e_{sp} = y_{sp} = 26 \text{ см}$$

Розподілене навантаження від власної ваги панелі

$$q_w = c_n \cdot b_c = 1,85 \cdot 2,95 = 0,0546 \text{ кН / см}$$

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

$$M_{\tilde{n}} = q_w l^2 / 8 = 0,0495 \cdot 1180^2 / 8 = 8614,4 \hat{e}I \cdot \tilde{n}i$$

Стискуючі напруження в бетоні посередині прольоту панелі на рівні арматури A_{sp} від дії сили P_1 та згинаючого моменту M_c

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + (P_1 e_{opi} - M_{\tilde{n}}) y_{sp} / I_{red} = 441,67 / 1811,38 + \\ + (441,67 \cdot 26 - 8614,4) 26 / 870790,51 = 0,329 kI / \tilde{n}i^2$$

Напруження бетону на рівні арматури A_s' від дії сили P_1 та моменту M_c

$$\sigma_{bp}' = P_1 / A_{red} + (Mc - P_1 e_{opi}) y_s' / I_{red} = 441,67 / 1811,38 + (8614,4 - 411,67 \cdot 26) 13,7 / 870790,51 = 0,27 k\acute{I} / \tilde{n}\grave{i}^2$$

Визначається коефіцієнт

$$\alpha = 0,25 + 0,25 R_{bp} = 0,25 + 0,25 \cdot 2,8 = 0,8$$

Оскільки $\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,329 / 2,8 = 0,11 < \alpha = 0,8$

втрати від швидконапливаючої повзучості для бетону природного твердіння

$$\sigma_6 = 4\sigma_{bp} / R_{bp} = 4 \cdot 0,329 / 2,8 = 0,47 \acute{e}\acute{I} / \tilde{n}\grave{i}^2$$

Втрати від швидконапливаючої повзучості на рівні арматури A_s'

$$\sigma_6' = 4\sigma_{bp}' / R_{bp} = 4 \cdot 0,27 / 2,8 = 0,38 \acute{e}\acute{I} / \tilde{n}\grave{i}^2$$

Усього перші втрати

$$\sigma_{loc1} = 2,17 + 0,329 = 2,499 \acute{e}\acute{I} / \tilde{n}\grave{i}^2$$

Попередні напруження з арматури, що напружується, з урахуванням перших втрат

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{loc1} = 72,5 - 2,499 = 70 \acute{e}\acute{I} / \tilde{n}\grave{i}^2$$

Попередні напруження в арматурі, що не напружується:

$$\sigma_{s1} = \sigma_6 = 0,329 \acute{e}\acute{I} / \tilde{n}\grave{i}^2 \quad \sigma_{s1}' = \sigma_6' = 0,38 \acute{e}\acute{I} / \tilde{n}\grave{i}^2$$

Зусилля попереднього обтискання з урахуванням перших втрат

$$P_1 = A_{sp} \cdot \sigma_{sp1} - \sigma_{s1} \cdot A_s - \sigma_{s1}' \cdot A_s' = 70 \cdot 6,28 - 0,329 \cdot 0,393 - 0,38 \cdot 2,898 = 438,36 k\acute{I}$$

Ексцентриситет зусилля попереднього обтиснення відносно ваги зведеного перерізу

$$e_{op1} = (A_{sp} \cdot \sigma_{sp1} \cdot y_{sp} - \sigma_{s1}' \cdot A_s' \cdot y_s + \sigma_{s1}' \cdot A_s \cdot y_s') / P_1 = (70 \cdot 6,28 \cdot 26 - 0,329 \cdot 0,393 \cdot 27,5 + 0,43 \cdot 2,898 \cdot 13,7) / 438,36 = 26 \tilde{n}\grave{i}$$

Максимальні стискуючі напруження в бетоні від дії сили P_1 (без урахування моменту від власної ваги панелі)

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 e_{op1} y_0' / I_{red} = 438,36 / 1811,38 + 438,36 \cdot 26 \cdot 30 / 870790,51 = 0,63 k\acute{I} / \tilde{n}\grave{i}^2$$

$$\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,63 / 2,8 = 0,22 < 0,95$$

Нормативні вимога щодо величини стискуючих напружень в бетоні в стадії попереднього напруження дотримано.

Другі втрати

Втрати від усадки бетону: $\sigma_8 = 5 kH / cm^2 \quad \sigma_8' = 5 kH / cm^2$

Так як $\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,334 < 0,75$

втрати від повзучості бетону

$$\sigma_9 = 15\sigma_{bp} / R_{bp} = 6,21 kH / cm^2$$

Втрати від повзучості бетону на рівні арматури A_s'

$$\sigma_9' = 15\sigma_{bp}' / R_{bp} = 15 \cdot 0,27 / 2,8 = 1,61 \acute{e}\acute{I} / \tilde{n}\grave{i}^2$$

Усього другі втрати

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 5 + 6,21 = 11,21 kH / cm^2$$

Сумарні втрати попереднього напруження

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 2,5 + 11,21 = 13,71 \text{êÍ} / \tilde{n}\tilde{i}^2 > \sigma_{los\min} = 10 \text{êÍ} / \tilde{n}\tilde{i}^2$$

тобто більш нормованого мінімального значення. Отже, величина втрат не збільшується.

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los} = 72,5 - 13,71 = 58,79 \text{êÍ} / \tilde{n}\tilde{i}^2$$

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

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_{los2} = 0,329 + 11,21 = 11,569 \text{êÍ} / \tilde{n}\tilde{i}$$

$$\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 0,38 + 5 + 0,329 = 5,7 \text{êÍ} / \tilde{n}\tilde{i}^2$$

Зусилля від обтиснення з урахуванням усіх втрат

$$P_2 = A_{sp} \cdot \sigma_{sp2} - \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s = 58,79 \cdot 6,28 - 11,569 \cdot 0,393 - 7,04 \cdot 2,898 = 344,25 \text{kÍ}$$

Ексцентриситет зусилля P_2

$$e_{op2} = (A_{sp} \cdot \sigma_{sp2} \cdot y_{sp} - \sigma_{s1} \cdot A_s \cdot y_s + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot y'_s) / P_1 = (58,79 \cdot 6,28 \cdot 26 - 11,569 \cdot 0,393 \cdot 27,5 + 5,7 \cdot 2,898 \cdot 13,7) / 344,25 = 28,17 \tilde{n}\tilde{i}$$

1.9. Розрахунок з утворення нормальних тріщин

Утворення верхніх початкових тріщин в стадії виготовлення

$$\sigma_{bp1} = P_1 / A_{red} + (P_1 e_{op1} - M_c) / w_{red.inf} = 438,36 / 1811,38 + (438,36 \cdot 26 - 8614,4) / 29026,5 = 0,33 \text{kÍ} / \tilde{n}\tilde{i}^2$$

$$R_{bp,ser} = 0,7 \cdot 29 = 20,3 \text{МПа}$$

$$R_{btp,ser} = 0,7 \cdot 2,1 = 1,47 \text{МПа}$$

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp1} / R_{btp,ser} = 1,6 - 1,53 / 20,3 = 1,52 > 1$$

приймається $\varphi = 1$

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої верхньої зони перерізу - нижня ядрова відстань

$$r_{inf} = \varphi \cdot W_{red.sup} / A_{red} = 58052,7 / 1811,38 = 32 \tilde{n}\tilde{i}$$

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

$$M_{r,ser} = M_c - P_1 (e_{op1} - r_{inf}) = 8614,4 - 438,36 (26 - 32) = 11244,56 \text{êÍ} / \tilde{n}\tilde{i}$$

Згинаючий момент, що здатний сприймати переріз під час утворення тріщин

$$M'_{crc} = R_{btp,ser} \cdot W_{pl.sup} = 1,47 \cdot 87079 = 128006,13 \text{êÍ} \cdot \tilde{n}\tilde{i}$$

Так як $M_{r,ser} = 11244,56 < M'_{crc} = 128006,13 \text{êÍ} \cdot \tilde{n}\tilde{i}$

верхні початкові тріщини під час виготовлення панелі не утворюються.

Розрахунок з утворення в стадії експлуатації нормальних тріщин в розтягненій зоні поздовжніх ребер при відсутності верхніх початкових тріщин.

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

$$q_{ser} = \rho_s \cdot b_n = 3,56 \cdot 3 = 10,7 \text{кП/м} = 0,107 \text{кН/см.}$$

Розрахунковий момент від повного навантаження

$$M_{ser} = q_{ser} \cdot l_0 = 0,107 \cdot 1186^2 / 8 = 18800 \text{ кН*см.}$$

Тривале навантаження (при $\gamma_f = 1$)

$$q_{l,ser} = \rho_{ls} \cdot b_n = 3,08 \cdot 3 = 9,24 \text{ кН/м} = 0,0924 \text{ кН/см.}$$

Розрахунковий момент від тривалого навантаження

$$M_{l,ser} = q_{l,ser} \cdot l_0^2 / 8 = 0,0924 \cdot 1186^2 / 8 = 16200 \text{ кН*см.}$$

Максимальні напруження в стиснутому бетоні від дії повного зовнішнього навантаження

$$\sigma_{bp2} = \frac{P_2}{A_{red}} + (M_{ser} - P_2 e_{o2}) / W_{red,sup} =$$

$$= 344,25 / 1820 + (18800 - 344,25 \cdot 28,17) / 58052,7 = 0,346 \text{ кН/см}^2.$$

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp2} / R_{b,ser} = 0,33 - 0,346 / 2,2 = 0,17 < 1,$$

приймається $\varphi = 1$.

Відстань від центра ваги зведеного перерізу до ядрової точки, що найбільш віддалена від розтягнутої зони - верхня ядрова відстань

$$r_{sup} = \varphi \cdot W_{red,inf} / A_{red} = 0,17 \cdot 29026,35 / 1820 = 2,71 \text{ см.}$$

Ядровий момент зусилля обтиснення

$$M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r_{sup}) = 344,25 (28,17 + 6,92) = 10630,8 \text{ кН*см.}$$

Згинаючий момент, що сприймається нормальним перерізом під час утворення тріщин - момент тріщино-утворення.

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl,inf} + M_{rp} = 0,18 \cdot 43539,2 + 10630,8 = 18467 \text{ кН*см.}$$

Так як

$$M_{ser} < M_{crc} = 18467 \text{ кН*см};$$

$$M_{l,ser} = 16200 \text{ кН*см} < M_{crc} = 18467 \text{ кН*см},$$

нормальні тріщини в розтягнутій зоні (а ні короточасні, ні тривалі) не утворюються. Розрахунок з розкриття тріщин не потрібен.

1.10. Розрахунок з утворення похилих тріщин

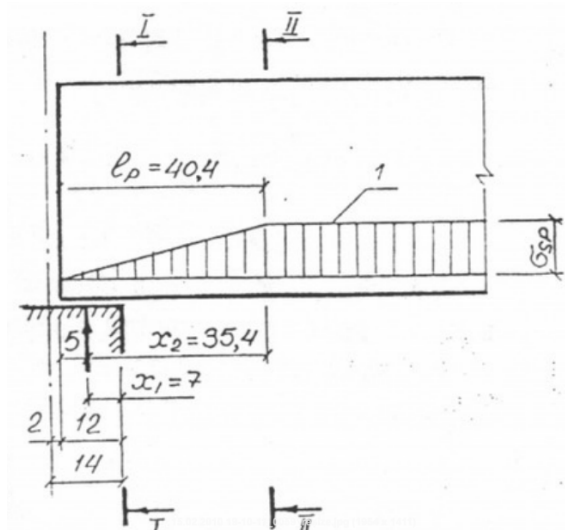


Рис.18 До утворення похилих тріщин, припідпорна ділянка панелі покриття

Поперечна сила від повного навантаження в підпорному перерізі

$$Q_{ser} = q_{ser} l_0 / 2 = 0,107 \cdot 1186 / 2 = 64,637 \text{ кН}$$

Приймається ширина обпирання панелі $l_q = 12 \text{ см}$

Попередні. напруження в арматурі з урахуванням втрат $\sigma_1 \dots \sigma_5$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 = 96,9 - 10,56 = 86,34 \text{ кН / см}^2$$

Довжина зони передачі напружень для арматури $< l = 22 \text{ мм}$, що напружується без анкерів

$$l_p = (w_p \sigma_{sp1} / R_{bp} + \lambda_p) d = (1,40 \cdot 86,34 / 1,54 + 40) 0,8 = 94,7$$

Зусилля обтиснення в перерізі 1-1

$$P_{2,I} = P_2^x (l_x / \lambda_p) = 280,8 (12 / 94,7) = 35,587 \text{ кН}$$

Для перерізу II-II, $l_x = l_p$, $P_{2,II} = 280,8 \text{ кН}$.

Нормальні напруження на рівні центра ваги зведеного перерізу панелі

$$\sigma_{x,I} = P_{2I} / A_{red} = 35,587 / 1199,5 = 0,0296 \text{ кН / см}^2$$

$$\sigma_{x,II} = P_{2II} / A_{red} = 280,8 / 1199,5 = 0,234 \text{ кН / см}^2$$

Статичний момент зведеної площі частини перерізу, що знаходиться вище за центр ваги перерізу, відносно осі, яка проходить через отой центр

$$S'_{red} = b'_f h'_f (h - y_0 - h'_f / 2) + (h - y_0 - h'_f) b'_m + \alpha_s A'_s (h - y_0 - a'_s) =$$

$$54 \cdot 2,5 (45 - 23,24 - 2,5 / 2) + (45 - 23,24 - 2,5) 24 + 4,72 \cdot 0,895 \cdot$$

$$\cdot (45 - 23,24 - 1,3) = 3317 \text{ см}^3$$

Для перерізу 1-1 (не беручи до уваги незначну відстань $x = 7 \text{ см}$ від осі до грані підпори) приймається $Q_{ser} = Q_1 = 64,637 \text{ кН}$

Відстань від краю панелі до осі підпори 5 см. Переріз II-II віддален від осі підпори на відстань,

$$x_2 = l_p - 5 = 94,7 - 5 = 89,7 \text{ см}$$

Розрахункове розподілене навантаження з урахуванням еквівалентного тимчасового навантаження

$$q_{q,ser} = (g_s + V_s / 2) b_n = (2,856 + 0,808 / 2) 3 = 0,0978 \text{ кН / см}$$

для перерізу II-II

$$Q_{II} = Q_{ser} - q_{1ser} x_2 = 64,637 - 0,0978 \cdot 89,7 = 55,86 \text{ кН}$$

Дотичні напруження в перерізах 1-1 та II-II:

$$\tau_{xy,I} = Q_I S'_{red} / I_{red} b_m = 64,63 \cdot 3317 / 232044 \cdot 24 = 0,0384 \text{ кН / см}^2$$

$$\tau_{xy,II} = Q_{II} S'_{red} / I_{red} b_m = 55,86 \cdot 3317 / 232044 \cdot 24 = 0,0332 \text{ кН / см}^2$$

Для перерізу I-I:

$$x_1 = 7 \text{ см}$$

$$y_1 = 23,24 \text{ см}$$

$$d_1 = x_1 / h = 7 / 45 = 0,16 \text{ см}$$

$$\beta_1 = y_1 / h = 23,24 / 45 = 0,516 \text{ см}$$

$$\sigma_{y1} = \varphi_y Q_I / b_m h = 0,74 \cdot 64,63 / 24 \cdot 45 = 0,0442 \text{ кН / см}^2$$

Для перерізу II-II

$$\alpha_{II} = x_2 / h = 1,99 > 0,7$$

напруження = 0.

Головні розтягуючі та головні стискуючі напруження в бетоні :
Переріз 1-I

$$\sigma_{mt,I} = -(0,0296 + 0,0442) / 2 + \sqrt{((0,0296 \cdot 0,0442) / 2)^2 + 0,0384^2} = -0,059 \text{кН} / \text{см}^2$$

$$\sigma_{mc,I} = 0,753 \text{кН} / \text{см}^2$$

Переріз II-II

$$\sigma_{mt,II} = - + (\sigma_{xI} + \sigma_{yI}) / 2 + \sqrt{((\sigma_{xI} \sigma_{yI}) / 2)^2 + \tau_{xy,I}^2} = 0,07 \text{кН} / \text{см}^2$$

$$\sigma_{mc,II} = - + (\sigma_{xI} + \sigma_{yI}) / 2 + \sqrt{((\sigma_{xI} \sigma_{yI}) / 2)^2 + \tau_{xy,I}^2} = 2,73 \text{кН} / \text{см}^2$$

Так як для обох перерізів:

$$0,5 \cdot R_{bser} = 0,5 \cdot 29 = 14,5 \text{МПа} > \sigma_{mcl} = 0,753 \text{МПа}$$

$$0,5 \cdot R_{bser} = 0,5 \cdot 29 = 14,5 \text{МПа} > \sigma_{mcII} = 2,73 \text{МПа}$$

Так як

$$\gamma_{b4} R_{biser} = 1 \cdot 2,10 = 2,10 \text{МПа} > \sigma_{mII} = 0,059 \text{МПа}$$

$$\gamma_{b4} R_{biser} = 1 \cdot 2,10 = 2,10 \text{МПа} > \sigma_{mIII} = 0,07 \text{МПа}$$

Розрахунок з розкриття тріщин не потрібен

1.11. РОЗРАХУНОК ПРОГИНУ ПАНЕЛІ

Момент від тривалого та постійного навантаження $M_{l,ser} = 16200 \text{кНсм}$

$$P_2 = 344,25 \text{кН}$$

$$e_{op} = 28,17 \text{нм}$$

$$\sigma_{sb} = \sigma_8 + \sigma_9 = 62,1 + 50 = 112,1 \text{МПа}$$

$$\sigma'_{sb} = \sigma'_8 + \sigma'_9 = 16,1 + 50 = 66,1 \text{МПа}$$

$$I_{red} = 870790,51 \text{нм}^4$$

Визначаються величини:

$$\mu \alpha_p = 0,00812 \cdot 5,28 = 0,043$$

$$\varphi_f = ((b'_f - b_m) \cdot h'_f + \alpha_s \cdot A'_s / 0,3) / b_m \cdot h_0 = 0,74$$

Із табл. 8 додатку для найближчих значень $\mu \alpha$ та φ_f знаходиться $\lambda_{lim} = 13$

$$l_0 / h_0 = 1186 / 41 = 28,9 > \lambda_{lim} = 13$$

розрахунок з визначення прогину панелі потрібен

Граничний допустимий прогин:

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

Так як, розрахунком з утворення тріщин встановлено, що в розтягнутій зоні панелі тріщин не утворюється, прогин визначається як для суцільного тіла.

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

$$(I/r)_2 = M_{l,ser} \cdot \varphi_{b2} / \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 16200 \cdot 2 / 0,85 \cdot 870790,51 \cdot 3600 =$$

$$= 1,21 \cdot 10^{-5} (1 / \text{нм})$$

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

$$(I/r)_3 = P_2 \cdot e_{op2} / \varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red} = 344,25 \cdot 26,9 / 0,85 \cdot 870790,51 \cdot 3600 =$$

$$= 0,34 \cdot 10^{-5} (1 / \text{нм})$$

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

$$\varepsilon_b = \sigma_{sb} / 2 \cdot 10^5 = 56.05 \cdot 10^{-5}$$

$$\dot{\varepsilon}_b = \sigma_{sb} / 2 \cdot 10^5 = 33.05 \cdot 10^{-5}$$

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

$$(I/r)_4 = (\varepsilon_b - \dot{\varepsilon}_b) h_0 = (56.05 - 33.05) \cdot 10^{-5} / 41 = 0.56 \cdot 10^{-5} (1/cm)$$

Оскільки

$$(I/r)_3 + (I/r)_4 = 0.9 \cdot 10^{-5} < \varphi_{b2} \cdot (I/r)_3 = 1.8 \cdot 10^{-5} (1/\tilde{n}i)$$

Приймається

$$(I/r)_3 + (I/r)_4 = 1.8 \cdot 10^{-5} (1/cm)$$

Повна кривизна посередині прольоту панелі:

$$(I/r)_{tot} = (I/r)_2 - ((I/r)_3 + (I/r)_4) = 0.31 \cdot 10^{-5} (1/\tilde{n}i)$$

Прогин панелі

$$f = 0.104 \cdot (I/r)_{tot} \cdot l_0^2 = 0.104 \cdot 0.31 \cdot 10^{-5} \cdot 1186^2 = 0.45 (\tilde{n}i) < f_{lim} = 4.74 (\tilde{n}i)$$

Прогин панелі, менше гранично допустимого.

1.12. Розрахунок панелі в стадії виготовлення, транспортування і монтажу

Навантаження на панель від власної ваги s з урахуванням коефіцієнта динамічності

$$q_d = 1.4 c_n b_n = 1.4 \cdot 1.85 \cdot 3 = 0,0786 \text{ кН/см}$$

Повне розрахункове навантаження на панель в стадії експлуатації, так як

$$q_d = 1.4 c_n b_n = 0,0786 \text{ кН/см} < q = 0,164 \text{ кН/см}$$

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

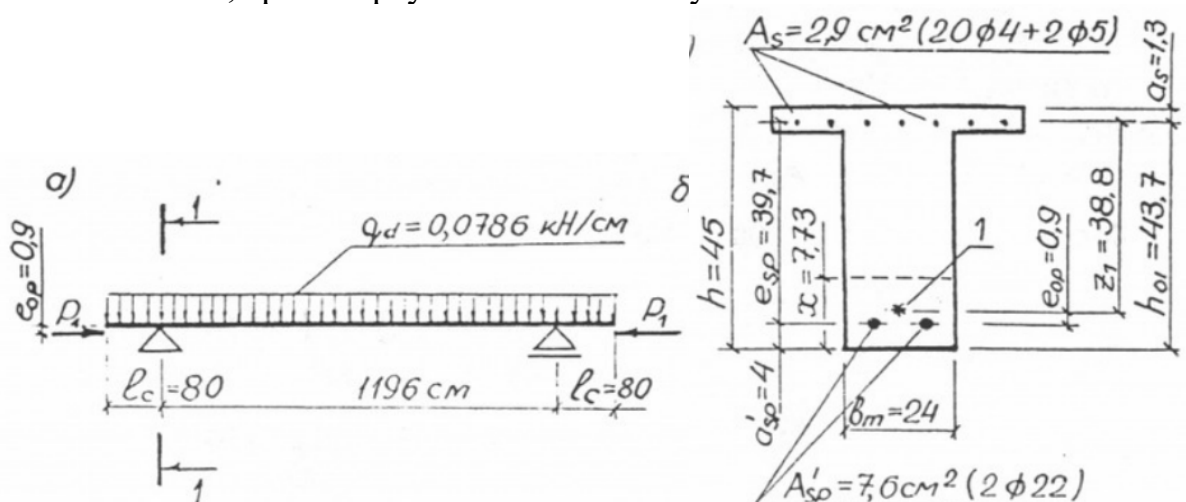


Рис. 19 Розрахункова схема та розрахунковий переріз панелі покриття ждя стадії виготовлення та підняття

Перевірка міцності

Перевіряється міцність перерізу при позacentровому стисненні.

Для попередньо напруженої арматури, що натягується механічним способом
 $\Delta\gamma_{sp} = 0,1кН / см$

Коефіцієнт точності натягнення арматури

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$$

Втрати попереднього напруження в арматурі під час досягнення бетоном стисненої зони граничного стану

Зусилля в арматурі, що напружується

$$N_{con} = (\gamma_{sp} \sigma_{sp1} - \sigma_{los,c}) A_{sp} = (1,1 \cdot 87,58 - 33) \cdot 12,32 = 780,32кН$$

Найневигодніший момент від ваги панелі, що розтягує верхню грань на відстані $l_0 = 80$ см від торця під час піднімання панелі

$$M_{\alpha} = q_d l_c^2 / 2 = 0,0786 \cdot 80^2 / 2 = 250,88кНсм$$

$$R_{bp} = 1,2 \cdot 2,8 = 3,36кН / см^2$$

Висота стисненої зони

$$x = (N_{con} + R_s A_s) / R_{bp} b_m = (780,32 + 36,5 \cdot 2,9) / 3,36 \cdot 24 = 10,99см$$

Ексцентриситет поздовжнього зусилля

$$e = h_{01} - a'_{sp} + M_d / N_{con} = 43,7 - 4 + 250,88 / 710,32 = 40,02см$$

Міцність панелі в стадії виготовлення.

$$M_{adm} = R_{bp} b_m x (h_0 - 0,5x) = 3,36 \cdot 24 \cdot 10,99 \cdot (43,7 - 0,5 \cdot 10,99) = 33858,55кНсм$$

Так як

$$N_{con} e = 780,32 \cdot 40,02 = 31228,41кНсм < M_{adm} = 33858,55кНсм$$

міцність панелі в стадії виготовлення, транспортування та монтажу забезпечена.

Перевірка тріщиностійкості

Перевіряється утворення тріщин в верхній зоні панелі там, де розміщені монтажні петлі. Такі перерізи є найбільш небезпечні під час піднімання панелі. Навантаження на панель від дії власної вага (без урахування коефіцієнта динамічності)

$$q_w = c_n b_n = 0,0555кН / см$$

Від'ємний момент від ваги панелі на відстані $l_c = 80$ см від торця

$$M_w = q_w l_c^2 / 2 = 0,0555 \cdot 80^2 / 2 = 178кНсм$$

Обчислюються:

$$\varphi = 1,6 - \sigma_{bp1} / R_{bp,ser} = 1,6 - 1,53 / 2,03 = 0,85 > 0,7$$

приймається $\varphi = 1$

$$r_b = \varphi \cdot r_{inf} = 0,1 \cdot 32,3 = 3,23см$$

Момент від власної ваги та зусилля попереднього обтиснення

$$M_1 = P_1 (e_{op1} - r_b) + M_w = 1077,08(26 - 3,23) + 178 = 6963,6кНсм$$

Так як

$$R_{bp,ser} W_{pl,sup} = 0,147 \cdot 88955,33 = 13076,43кНсм > M_1 = 6963,6кНсм$$

В місцях розміщення монтажних петлів, під час піднімання панелі, тріщини не утворюються. Таким чином, умови роботи панелі під час виготовлення, транспортування та монтажу не потребують додаткового армування у порівнянні з роботою в стадії експлуатації.

Підрахунок обсягів робіт і проектування технології зведення

одноповерхової промислової будівлі.

4. Складаємо відомість витрат основних матеріалів, напівфабрикатів, конструкцій (табл. 1.3) і зведену відомість потреби матеріалів, напівфабрикатів, конструкцій, (табл. 1.4).

Табл. 1.3

Відомість потреби в матеріалах, напівфабрикатах, конструкціях

№ за/п	Табл. ДБН	Назва робіт	Вимірник	К-ть	Назва потрібних матеріалів	Од. вим.	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100шт	0,13	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,024 0,32 17,2	13 0,05772 0,00312 0,0416 2,236
2	7-6-11	Монтаж колон двогілкових масою до 30т	100шт	0,73	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 131	73 0,32412 0,01898 0,3504 95,63
3	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5 т	100 шт.	0,8	-підкр.балки -вироби монт. -електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	80 1,448 0,264
4	7-12-7	Укладання балок прогоном 12м	100шт	0,13	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,08 0,76	13 0,0104 0,0988
6	7-12-21	Укладання ферм прогоном 24 м	100шт	0,13	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 3,52	13 0,0208 0,4576
7	7-12-22	Укладання ферм прогоном 30 м	100шт	0,17	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,2 4,28	17 0,034 0,7276
8	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 12 м та площею до 20 м ²	100шт	4,88	-плити покр. -проволока -рубейд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,025 4 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	488 0,123952 274,256 0,0976 292,8 2,10816 0,5856 41,48 0,976
9	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100шт	12,7	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	1270 1,27 2,54
10	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100шт	0,66	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер.	шт т т т м ³	100 0,002 7 0,001 0,0396	66 0,001782 0,00066 0,006138 0,0396

					-щити	м ²	0,009	3,729
					-бетон	м ³	3	2,013
					-розчин	м ³	0,06	0,2772
							5,65	
							3,05	
							0,42	
11	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100мп.	91,603	-розчин	м ³	0,84	76,94652

Табл. 1.4

Загальна відомість потреби матеріалів

№ за/п	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колони	шт	86
2	Підкранові балки	шт.	80
3	Кроквяні конструкції	шт.	43
4	Плити покриття	шт.	488
5	Фундаментні балки	шт.	66
6	Стінові панелі	шт.	1270
7	Ригелі воріт	шт.	4
8	Стійки воріт	шт.	8
9	Бетон	м ³	141,359
10	Розчин	м ³	78,19972
11	Монтажні вироби	т	5,8576
12	Прокат	т	0,40184
13	Електроди	т	1,7189
14	Лісоматеріали	м ³	2,53976
15	Щити	м ²	3,729
16	Руберойд	м ²	274,256
17	Солідол	т	0,006138
18	Цвяхи	т	0,001782
19	Рогожа	м ²	292,8

Табл. 1.5

Усереднені показники погонної довжини зварювальних швів збірних конструкцій, м

№ за/п	Назва стиків двох конструкцій	Кількість	Примітка
1	2	3	4
1	Стик підкранової балки	1.2-1.5	на одну балку
2	Стик ферми або балки з колоною	0.8-1.2	на одну ферму
3	Стик плити покриття з фермою або балкою	0.2-0.3	на одну плиту

4	Стик стінової панелі з колоною	0.1-0.2	на одну панель
5	Стик колони з колоною	0.8-1.0	на одну колоною
6	Стик ригеля з колоною	0.4-0.6	на один ригель
7	Стик зовнішньої стінової панелі з внутрішньою	0.2-0.3	на одну панель
8	Стик внутрішніх стінових панелей	0.2-0.4	внутрішню на одну панель
9	Стик панелі перекриття з стіною панеллю	0.5-0.7	на одну панель перекриття

Послідовність розрахунків здійснити за прикладом.

1. Приймаємо до виконання монтажних робіт комплект самохідних стрілових кранів.

2. Вибираємо такелажне пристосування, обладнання робочих місць монтажників та зварювальників, засоби оснащення вивірки і тимчасового закріплення конструкцій (кондуктори, шаблони, зв'язки, упори, фіксатори тощо). Прийняте такелажне і монтажне оснащення заносимо у табл. 2.1.

3. Вибір монтажних кранів по технічним характеристикам

3.1 Розрахунок для вертикальних елементів:

Для колон

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 0 - 1,5 + 1 + 15,75 + 1,5 = 16,75\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 14,6 + 0,38 = 14,98\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{0 - 1,5 + 1 + 15,75 + 1,5}{\sin 75} \approx 17,33\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_B^{пот} = 17,33 * \cos 75 + 1,5 \approx 5,83\text{м}$$

Для підкранових балок

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 10 - 1,5 + 1 + 2,8 = 12,8\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 4,2 + 0,32 = 4,52\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{10 - 1,5 + 1 + 1 + 2,8 + 1,5}{\sin 75} \approx 15,41\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_B^{пот} = 15,41 * \cos 75 + 1,5 \approx 5,35\text{м}$$

Для фундаментних балок

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 0 - 1,5 + 1 + 0,38 + 2 = 1,88\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 1,9 + 0,1 = 2\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{0 - 1,5 + 1 + 0,38 + 2 + 1,5}{\sin 75} \approx 3,52\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_B^{пот} = 3,52 * \cos 75 + 1,5 \approx 2,38\text{м}$$

Для стінових панелей

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 17,2 - 1,5 + 1 + 0,9 + 2 = 19,6\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 1,5 + 0,02 = 1,52\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{17,2 - 1,5 + 1 + 0,9 + 2 + 1,5}{\sin 75} \approx 21,97\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_B^{пот} = 21,97 * \cos 75 + 1,5 \approx 5,49\text{м}$$

3.2 Розрахунок для горизонтальних елементів

Для ферм

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 14,4 - 1,5 + 1 + 3,45 + 2,8 = 20,15\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 16,7 + 0,93 = 17,63\text{т}$$

Довжина стріли

$$L_c = \frac{14,4 - 1,5 + 1 + 3,45 + 2,8 + 1,5}{\sin 75} \approx 21,65\text{м}$$

Потрібний виліт стріли:

$$l_B^{пот} = 21,65 * \cos 75 + 1,5 \approx 6,91\text{м}$$

3.2 Розрахунок для горизонтальних елементів

Для плит покриття (використовуємо кран, обладнаний гусаким, рис. 2.3)

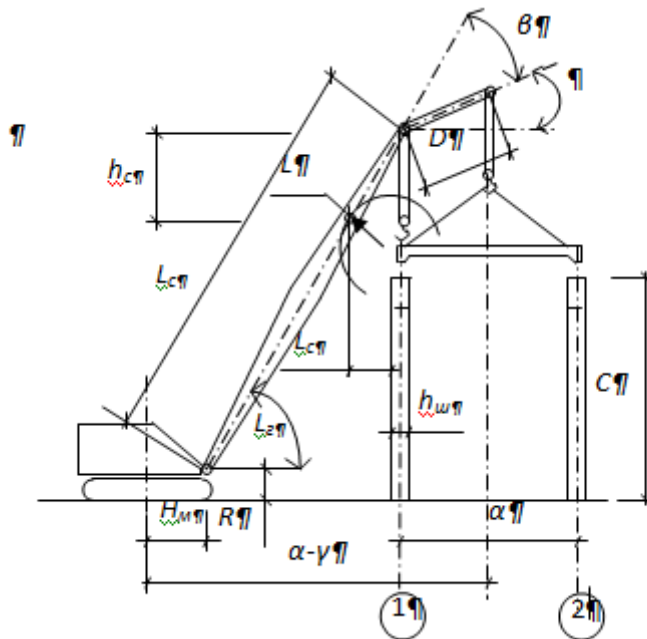


Рис 2.3 Схема визначення потрібних технічних параметрів стрілового крану обладнаного гусаким закріпленому на стрілі вище ніж висота будівлі

Потрібна висота підйому гака:

$$H_r^{nom} = 14,4 - 1,5 + 3,45 + 1 + 0,3 + 3 = 20,65\text{м}$$

Потрібна вантажопідйомність крану:

$$g = 2,3 + 0,65 = 2,95\text{т}$$

Довжина гусака для монтажу плит покриття:

$$L_{\Gamma}^{\text{пот}} = \frac{\frac{6}{2} + 0,1}{\cos(75 - 20)} \approx 5,4\text{м}$$

Потрібний виліт гака

$$l_{\text{в.г.}}^{\text{пот}} = 21,65 * \cos 75 + 5,4 \cos(75 - 20) + 1,5 \approx 16,57\text{м}$$

Отримані вантажопідйомні характеристики заносимо в табл. 2.2 де приводимо два варіанта вибору стрілових самохідних кранів [4] на гусеничному та пневмоколісному ході.

Табл. 2.2

Вантажопідйомні характеристики монтажних кранів та їх вибір

№ за/п	Елемент	Технічні параметри кранів				Марка крану
		$H_z^{\text{ном}}$	$Q_z^{\text{ном}}$	$l_{\text{в}}$	$L_c^{\text{ном}}$	
1	Колони	16,75	14,9 8	5,83	17,33	СКГ – 63А ($L_c=20\text{м}$) KRUPP КМК-4070 ($L_c=20,3\text{м}$)
2	Підкранові балки	12,8	4,52	5,35	15,41	
3	Ферми	20,15	17,6 3	6,91	21,65	СКГ – 160 ($L_c=30\text{м}$) КС-7471-4070 ($L_c=21\text{м}$)
4	Плити покриття	20,65	2,95	16,5 7	21,65(5,4)	
5	Стінові панелі	19,6	1,52	5,49	21,97	КАТО МК-160S ($L_c=27\text{м}$) СКГ-160 ($L_c=23,5\text{м}$)
6	Фундаментні балки	1,88	2	2,38	3,52	

Калькуляція заробітної плати і трудових витрат є основою для виконання всіх техніко-економічних розрахунків та складання графіку виконання робіт (може відобразитися як лінійний графік, циклограма або сітьова модель).

Калькуляція складається на роботи, включені в відомість обсягів робіт. Найменування робіт повинно повністю відповідати обраній технології їх виконання і опису ЕНиР, за яким приймаються норми часу і розцінки.

В результаті складання калькуляції витрат праці та заробітної плати повинні бути визначені:

- загальні витрати праці робітників (люд.-дн.);
- загальні витрати машинного часу (маш.-зм.);

Послідовність розрахунків

Послідовність розрахунків здійснити за прикладом.

1. Складаємо калькуляції трудових витрат і заробітної плати на окремі будівельні процеси табл. 3.1...3.6.

Табл. 3.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЦР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.год	Розцінка, грн.	Труд-ть люд.год	Зарплата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 10т до 18т	1-5	100т	0,85 10,08	<u>3,2</u> 1,6 <u>2,8</u> 1,4	53,78 45,05	<u>2,72</u> 1,36 <u>28,22</u> 14,11	45,71 454,10	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка колон стріловим краном у фундаменти: масою до 10т до 30т	4-1-4	шт.	13 73	<u>7</u> 1,4 <u>12</u> 2,4	145,5 5 232,8 7	<u>91</u> 18,2 <u>876</u> 175,2	1 892,15 16 999,51	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	Забивка стиків колон з фундаментами: а) приймання бетонної суміші із кузова автобетоновозу до поворотної бадді б) подача бетонної суміші в бадді V=0,8 м ³ до місця укладання стріловим краном в) забивка стиків колон з фундаментами	4-1-54 1-6 4-1-25	100м ³ м ³ 1стик	0,98 97,86 86	8,2 <u>0,29</u> 0,145 1,2	137,8 4,87 23,59	8,03 <u>28,38</u> 14,19 17,2	135,04 476,58 2 028,74	Бетонник 2р-1 -//- Монтажник 4р-1 3р-1

бето-ном М300 на дрібній фракції								
Взагалі						1 051,55	22	
						223,06	031,83	

Норма часу на 1 елемент $N_{ч}=1051,55/86=12,23$ люд.-год.

$P=22031,83/86=256,18$ грн.

Табл. 3.2

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЧР	Об'єм робіт		На один виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кіл-ть	Норма часу, люд.год Д. маш.год д	Розцінка, грн	Труд-ть люд.год маш.год д	Заробіт на плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок масою до 5т	1-5	100 т	3,36	$\frac{4,2}{2,1}$	70,5 8	$\frac{14,11}{7,06}$	237,1 5	Такелажник 2р-2 Машиніст крана бр-1
2	Установка підкранових балок стріловим краном в проектне положення масою до 5т	4-1-6	шт.	80	$\frac{6,5}{1,3}$	126, 14	$\frac{520}{104}$	10 091,2	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніст крана бр-1
3	Електрозварювання стиків балок з колонами	22-1-6	10п.м	8,8	2,5	52,1 0	22	458,4 8	Електрозварн. 4р-1
Взагалі							$\frac{556,11}{111,06}$	10 786,83	

Норма часу на 1 елемент $N_{ч}=556,11/80= 6,95$ люд.-год.

$P=10786,83/80=134,83$ грн.

Табл. 3.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ за/п	Об'єм робіт	Об'єм робіт	На один виміру	На весь об'єм
--------	-------------	-------------	----------------	---------------

1	Назва робіт	3	Один Вимі ру	Кіл- ть	Норма часу, люд.го д. маш.го д.	Розц і- нка, грн	Труд- ть люд.г од. маш.г од.	Заробіт на плата, грн.	Склад ланки
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження балок краном з розкладкою в касети масою до 5т масою до 13т масою до 20т	1-5	100 т	0,85 1,59 2,84	<u>4,2</u> 2,1 <u>3</u> 1,5 <u>2,6</u> 1,3	70,5 8 50,4 2 29,7 4	<u>3,57</u> 1,79 <u>4,77</u> 2,39 <u>7,38</u> 3,69	59,99 80,17 84,46	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
3	Установка балок у проектне положення стріловим краном прогоном 18 м 24м 30м	4- 1-6	шт.	13 13 17	<u>8</u> 1,6 <u>9,5</u> 1,9 <u>11</u> 2,2	197, 98 235, 1 272, 22	<u>104</u> 20,8 <u>123,5</u> 24,7 <u>187</u> 3,4	2 573,74 3 056,3 4 627,7 4	Монтажник 6р-1 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварювання стиків кроквяних балок з колонами	22-1- 6	10м. п. шва	4,3	2,5	52,1 0	10,15	224,03	Електрозварарн. 4р-1
5	Розвантаження плит покриття масою до 3т	1-5	100 т	8,34	<u>5,4</u> 2,7	90,7 5	<u>45,04</u> 22,52	756,86	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
6	Монтаж плит покриття площею до 20м ²	4- 1-7	1ел	488	<u>1,2</u> 0,3	22,1 5	<u>585,6</u> 146,4	10 809,2	Монтажник 4р-1,3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
7	Електрозварювання монтажних стиків плит	22-1-6	10м шва	9,76	2,5	52,1 0	24,4	508,49	Електрозварарн. 4р-1

	покриття з балками								
8	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2	1шт.	86	$\frac{0,37}{0,18}$	7,27	$\frac{31,82}{15,48}$	625,22	Монтажник 4р-1 3р-1
				86	$\frac{0,62}{0,31}$	12,19	$\frac{53,32}{26,66}$	1048,34	Машиніст 6р-1
Взагалі							$\frac{1}{180,55}$	24454,54	
							$\frac{1}{267,83}$		

Норма часу на 1 елемент $N_q=1 \cdot 180,55/531 = 2,22$ люд.-год.

$P=24 \cdot 454,54/531=46,05$ грн.

Табл. 3.4

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЦР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.год	Розцінка, грн.	Трудність, люд.год	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т	1-5	100т	19,05	$\frac{7,2}{3,6}$	121,0	$\frac{137,16}{68,58}$	2305,05	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення стріловим краном, площа панелі до 10 м ²	4-1-8	шт.	1270	$\frac{3}{0,75}$	58,97	$\frac{3810}{952,5}$	74891,9	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Електрозварювання стиків стінових	22-1-6	10м.п. шва	25,4	2,5	52,10	63,5	1323,34	Електрозвар. 4р-1

	панелей з колонами								
5	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою масою до 2т	1-5	100т	1,25 4	$\frac{7,2}{3,6}$	147, 88	$\frac{9,02}{4,51}$	185,44	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
5	Встановлення фундаментних балок до проектного положення, масою до 2т	4-1-3	1ел.	66	$\frac{0,78}{0,26}$	21,3 5	$\frac{51,48}{17,16}$	1 409,1	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
6	Розвантаження елементів воріт масою до 1,5т до 4т	1-5	100т	0,11 0,12	$\frac{8,8}{4,4}$ $\frac{4,6}{2,3}$	147, 88 77,3 0	$\frac{0,97}{0,48}$ $\frac{0,55}{0,28}$	16,27 9,28	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
7	Монтаж з/б елементів воріт	4-1-6	1ел.	4 8	$\frac{2,4}{0,48}$ $\frac{1,4}{0,28}$	46,5 7 27,1 7	$\frac{9,6}{1,92}$ $\frac{11,2}{2,24}$	186,28 217,36	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
8	Установка воріт краном	6-13 т.4	1м ² поло- тен	63,4	$\frac{0,24}{0,12}$	4,43	$\frac{15,21}{7,61}$	280,86	Тесляр 4р-1 2р-1
9	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6	10м шва	0,24	2,5	52,1 0	0,6	12,5	Електрозварник арн. 4р-1
Взагалі							$\frac{4}{109,29}$ 1 055,28	80 620,02	

Норма часу на 1 елемент $N_{\text{ч}} = 3 \cdot 109,29 / 1 \cdot 348 = 2,31$ люд.-год.
 $P = 80 \cdot 620,02 / 1 \cdot 348 = 59,81$ грн.

Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЦР	Об'єм робіт		На один виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.год д. маш.год д.	Розцінка, грн	Труд-ть люд.год д. маш.год д.	Заробіт на плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між стіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	4-1-28	10м шва	916,03	2,7	56,27	2 473,28	51 545,01	Монтажник 4р-1
2	По п 1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	801,3	1,22	25,42	977,59	20 369,05	Монтажник 4р-1
Взагалі							3 450,87	71 914,06	

Норма часу на 10 м шву $N_n = 3\ 450,87 / 1\ 717,33 = 2,01$ люд.-год.

$P = 71\ 914,06 / 1\ 717,33 = 41,88$ грн.

Табл. 3.6

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№ за/п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЦР	Об'єм робіт		На один виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.год д. маш.год д.	Розцінка, грн	Труд-ть люд.год д. маш.год д.	Заробіт на плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

1	Приймання бетону з кузова автосамоскиду у бадю	4-1-54	100 м ³	0,41	8,2	137,8	3,36	56,49	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	м ³	41,48	<u>2,5</u> 1,2	42,01	<u>103,7</u> 49,78	1 742,57	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонною сумішшю	4-1-26	100 м шва	41,52	4	78,63	166,08	3 264,72	Монтажник 4р-1 3р-1
Взагалі							<u>273,14</u> 49,78	5 063,78	

€Норма часу на 100 м заливки швів $N_{\text{ч}}=273,14/42=6,50$ люд.-год.

$P=5\ 063,78/42=120,57$ грн.

Табл. 3.7

Усереднена вартість люд.-год. за розрядами робіт у будівництві із розрахунку середньомісячної заробітної плати 3400 грн.

Розряд робіт, що виконують	Вартість люд.-год., грн..	Розряд робіт, що виконують	Вартість люд.-год., грн..	Розряд робіт, що виконують	Вартість люд.-год., грн..	Розряд робіт, що виконують	Вартість люд.-год., грн.
1	15,563	2,3	17,307	3,6	19,894	4,9	23,692
1,1	15,682	2,4	17,455	3,7	20,130	5	24,003
1,2	15,815	2,5	17,632	3,8	20,352	5,1	24,402
1,3	15,933	2,6	18,810	3,9	20,603	5,2	24,786
1,4	16,022	2,7	17,958	4	20,840	5,3	25,200
1,5	16,184	2,8	18,135	4,1	21,150	5,4	25,584
1,6	16,317	2,9	18,283	4,2	21,475	5,5	25,998
1,7	16,435	3	18,460	4,3	21,786	5,6	26,382
1,8	16,554	3,1	18,697	4,4	22,096	5,7	26,781
1,9	16,687	3,2	18,948	4,5	22,421	5,8	27,180
2	16,805	3,3	19,131	4,6	22,732	5,9	27,579
2,1	16,982	3,4	19,406	4,7	23,042	6	27,964

Табл. 4.1

Вибір транспортних засобів

№	Транспортуємий елемент	Вага	Лінійний розмір	Вид транспорту	Марка	Тягач	Вантажопідіймальність	Кількість	Загал
---	------------------------	------	-----------------	----------------	-------	-------	-----------------------	-----------	-------

			Довжина	Ширина	Товщина					
1	Колона	14,6	15,7 5	1,4	0,5	ПКС-2206	КрАЗ-258Е1	25	1	14,6
2	Фундаментна балка	1,5	5,05	0,32	0,45	ПКС-2206	КрАЗ 258В1	20	13	19,5
3	Кроквяна балка	16,7	30	3,45	0,35	ПК-1821	КрАЗ-258	18	1	16,7
4	Плита покриття	2,3	5,97	2,96	0,3	УПП-0906	ЗИЛ-130В1	9	3	6,9
5	Панель стінова	1,5	6,0	0,9	0,24	НАМИ-790Б	МАЗ-504Б	13	8	12
6	Підкранова балка	4,2	5,95	0,6	1,0	ГКБ-8350	КамАЗ-5320	8	1	4,2

Для доставки колон на будівельний майданчик вибираємо автопоїздом КрАЗ-258Е1 з причепом розпуском. Розраховуємо кількість транспортних засобів при човниковому способі постачання конструкцій.

Тривалість транспортного циклу:

$$t_{\text{ц}} = t_{\text{зз}} + 3600 \frac{2 * L}{V} = 600 + 3600 \frac{2 * 24}{30} = 6360 \text{с}$$

$t_{\text{зз}}, t_{\text{зб}}$ - потрібний час на зміну причепів, відповідно на заводі та на буд майданчику приймаємо 600 с.

L - відстань до будівельного майданчику, 24 км.

Кількість транспортних засобів

$$M = t_{\text{ц}} / t_{\text{м}} = 6360 / 774,01 \approx 8 \text{ автопоїздів.}$$

$$t_{\text{м}} = 3600 * 0,146 * \frac{0,85 * 1,6 + 10,08 * 1,4}{0,85 + 10,08} = 774,01$$

Кількість причепів:

$$M_{\text{пр}} = M + 2 = 8 + 2 = 10 \text{ причепів}$$

3. Визначаємо планову собівартість машино-години роботи монтажних стрілових кранів [4].

Для кранів пневмоколісного KRUPP КМК-4070 і гусеничного СКГ – 63А на монтажі колон і підкранових балок:

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{KRUPP КМК-4070}} = 40,43 \text{грн}(202 - 1439)$$

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{СКГ-63А}} = 40,31 \text{грн}(202 - 1244)$$

Для кранів пневмоколісного КС-7471-4070 і гусеничного СКГ-160 на монтажі кроквяних ферм і плит покриття:

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{КС-7471-4070}} = 40,43 \text{грн}(202 - 1439)$$

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{СКГ-160}} = 40,31 \text{грн}(202 - 1244)$$

Для кранів пневмоколісного КАТО МК-160S і гусеничного СКГ-160 на монтажі стінових панелей та фундаментних блоків:

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{КАТО МК-160S}} = 30,65 \text{грн}(202 - 1243)$$

$$C_{\text{м-3м}}^{\text{СКГ-160}} = 36,87 \text{грн}(202 - 1438)$$

5. Розраховуємо собівартість механізованих робіт на об'єкті для 1 та 2 варіантів:

$$C_0^1 = 1,08(40,43 * (223,06 + 111,06) + 40,43 * 267,83 + 30,65 * 1\ 055,28) + 1,5 * 137\ 893,22 = 268055,49 \text{грн}$$

$$C_0^1 = 1,08(40,31 * (223,06 + 111,06) + 40,31 * 267,83 + 36,87 * 1\ 055,28) + 1,5 * 137\ 893,22 = 275066,43 \text{грн}$$

По результатам підрахунку приймаємо комплект 1 варіанту.

1. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ТА ВИБІР МЕТОДІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Будівля виробничо-каркасна, одноповерхова, трипрогонова, 2 поздовжньо з'єднаних і 1 торцевий. Перший проліт $L_1=30$ м, довжина $V_1=96$ м, з відміткою оголовка колон $H_1=14,4$ м, кроком колон $a_1=6$ м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю $Q_1=20$ т, другий і третій $L_2/L_3=18/24$ м, довжина $V_2/V_3=72$ м, з відміткою оголовка колони $H_2/H_3=13,2$ м, крок колони $a_2/a_3=6$ м, обладнані мостовими кранами з вантажопідйомністю $Q_2/Q_3=10/20$ тонн. Конструкції будівлі - збірні залізобетонні: по першому прольоту колон крайніх рядів - двогілки, фахверкові суцільні прямокутного перерізу, ребристі перекриття $1,5 \times 6$ м, кроквяні ферми 30 м; У другому і третьому прольотах колони крайнього та середнього рядів двогілки, фахверкові суцільного прямокутного перерізу, ребристі перекриття 3×6 м, кроквяні ферми довжиною $18, 24$ м. На всю будівлю підкранові балки довжиною 6 м, фундаментні балки довжиною 6 м, Висотою $1,2$ м.

Приймаємо 3 грейфери, рівних числу прольотів будівлі та мають приблизно однаковий обсяг роботи.

Ми приймаємо такі методи роботи:

1. Земляні роботи. Перш ніж розпочати розробку котловану, ми зрізаємо рослинний шар. Виїмка котловану проводиться гусеничним екскаватором ЕО-4122 із зворотною лопатою та ковшем ємністю $0,5$ м³ із частковим виносом ґрунту у відвал. Після розробки ґрунту екскаватором плануємо ділянку за допомогою бульдозера ДЗ-19 та ковзанки ДУ-50.
2. Фонд працює. Влаштуємо монолітні залізобетонні фундаменти за схемою бетонування «кран-сполучення» (автокран КС-2561Е зі стрілою 8 м); будову монолітних фундаментів під обладнання (КС-2561Е).
3. 3. Монтажні роботи. Збираємо одноповерховий виробничий будинок за допомогою самохідних консольних кранів на гусеничному ході. У першій схемі складання встановлюємо колони за допомогою крана СКГ - 63А, у другій - підкранові балки (СКГ - 63А), у третій - конструкції перекриття: кроквяні балки та ферми, перекриття (СКГ - 160), четвертий - стінові панелі (КАТО-МК) -160С). Монтаж конструкцій здійснюється із попередньою розміткою місць встановлення. Елементи каркаса монтуються за прольотами будівлі методом вільного підйому (крім монтажу колон, що здійснюється методом повороту «в просторі»), при якому конструкції підводяться до опор. у процесі їхнього вільного переміщення.
4. Інші роботи. Облаштування даху виконуємо по довгій стороні прольоту. Потім виконуємо скління віконних прорізів по периметру будівлі. Після цього виконуємо всі інші роботи з обслуговування захватів. Виконуємо масляний розпис вікон та обробку стін зверху донизу по периметру будівлі.

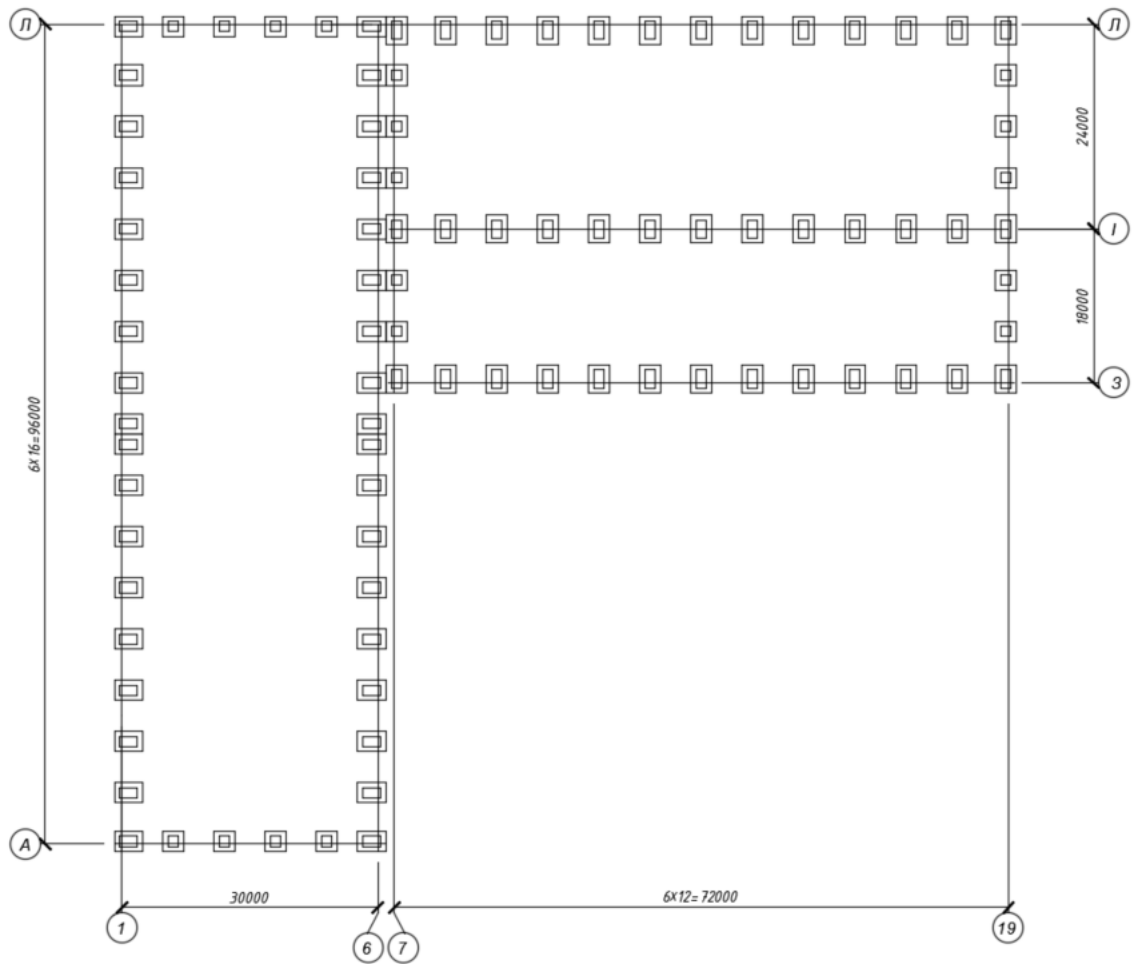


Рис. 1 Схема розташування фундаментів будівлі

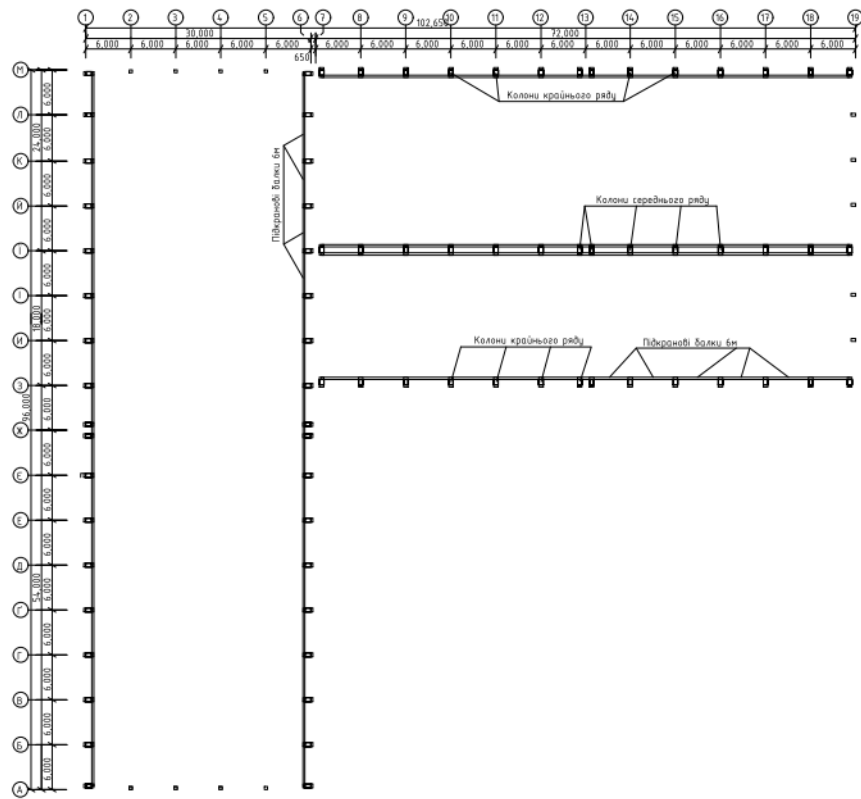


Рис. 2 Схема розташування колон та підкранових балок.

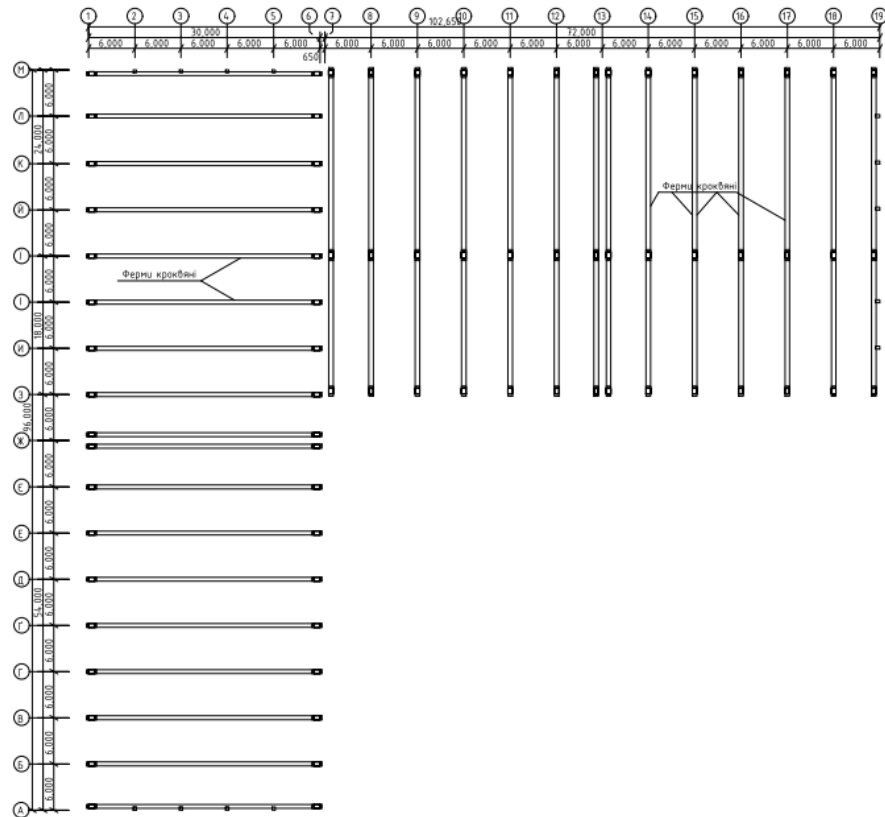


Рис. 3 Схема розташування кроквяних конструкцій.

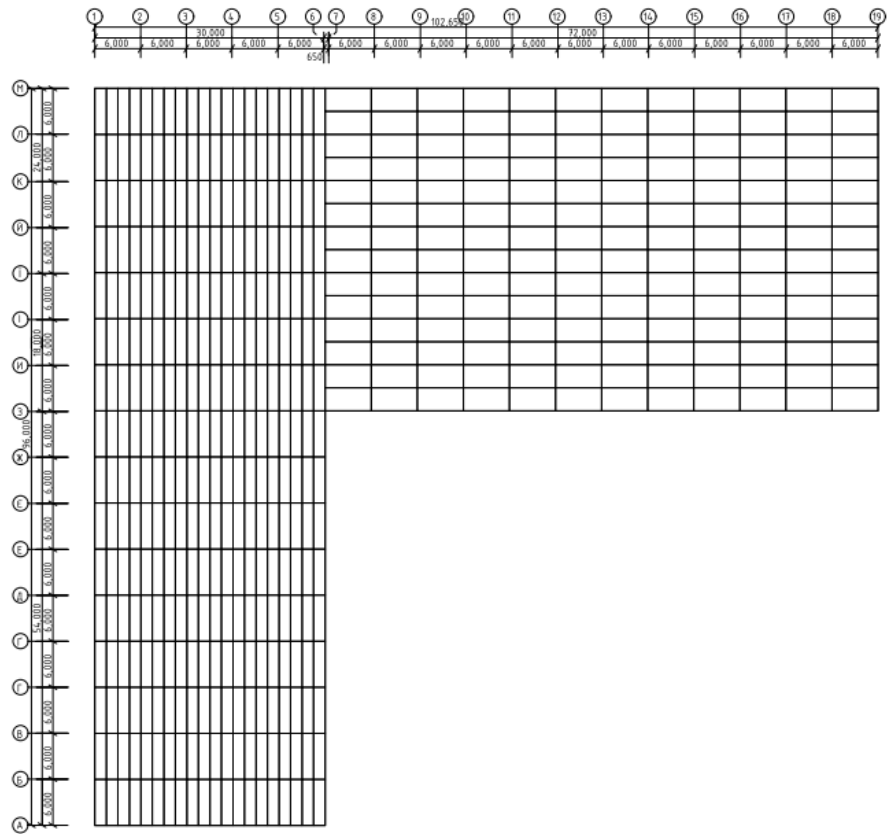


Рис. 4 Схема розташування плит покриття.
Фасад 1-19

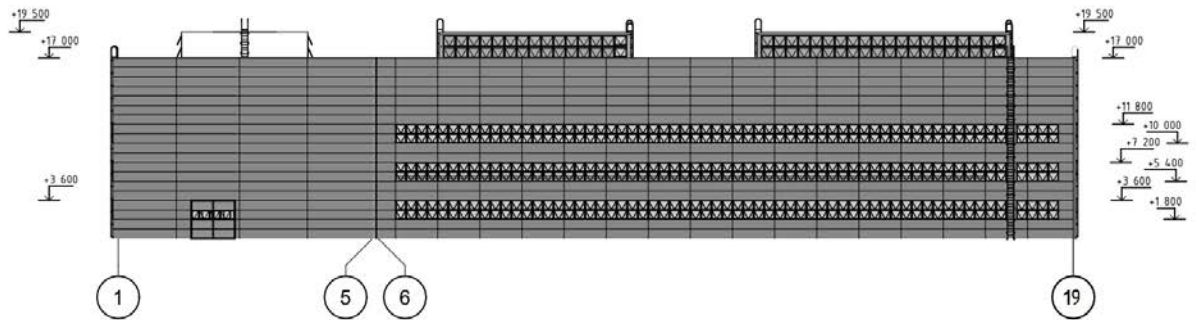


Рис. 5 Схема розкладання стінових панелей.

Таблиця 1.1. Специфікація збірних елементів

№ з а/п	Назва елемента	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, м			Об'єм, м ³		Вага, т.	
				Довжина	Ширина	Товщина	Одного елемента	Всіх елементів	Одного елемента	Всіх елементів
1	Колона крайнього ряду	1КД13 2	26	1455 0	130 0	600	4.99	129,74	12.5	325
2	Колона крайнього ряду	3КД14 4	36	1575 0	140 0	500	5.86	210,96	14.6	525,6
3	Колона середнього ряду	2КД13 2	13	1455 0	140 0	600	5.81	75,53	14.4	187.2
4	Фахверкова колона	9КФ 145-1	10	1450 0	600	400	3.08	30,8	7.71	77,1
5	Фахверкова колона	3КФ14 5-1	8	1450 0	400	400	2.32	18,56	5.8	46.4
6	Підкранова балка 6 м	БКНВ6 -2С	48	5950	600	100 0	1.66	79,68	4.2	201.6
7	Підкранова балка 6 м	БКНВ6 -3С	32	5950	600	100 0	1.66	53,12	4.2	134.4
8	Кроквяні конструкції	ФБ 18- 1А	13	1794 0	300 0	240	2.6	33,6	6.5	84.5
		ФБ 24- III-5А	13	2394 0	330 0	240	4.9	63,7	12.2	158.6
		ФС 30- 16	18	3000 0	345 0	350	6.7	120,6	16.7	300.6
9	Плити покриття	ПНС- 10	320	5970	149 0	300	0.62	198,4	1.4	448
		ПНС-1	168	5970	296 0	300	1.07	179,76	2.3	386.4
10	Фундаментні балки	ФБ6-29	62	5050	320	450	0.75	46,5	1.9	117,8
11	Стінові панелі	ПСЛ- 16	127 0	6000	900	240	1.27	1612,9	1.5	1905
12	Стійки воріт	СВ	8	3600	400	400	0,57 6	4,61	1,44	11,52
13	Ригелі воріт	РВ	4	4400	400	700	1,23 2	4,93	3,08	12,32
Всього			203 6				2832,5 7			4842.1 9

2. ВИЗНАЧЕННЯ ОБСЯГІВ РОБІТ

Обсяги робіт визначаються згідно основних креслень, якими виступають план, фасад, розріз, наведених додатків та розрахунків отриманих при проектуванні робіт з влаштування монолітних залізобетонних фундаментів і

зведення каркасної будівлі із збірних залізобетонних конструкцій. Підрахунки обсягів робіт виконуємо в табличній формі (табл. 2.1).

Таблиця 2.1. Відомість обсягів робіт

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика ($S \times 1,15$) = $(96 \times 30 + 72 \times 42) \times 1,15 = 5904 \times 1,15$	1000 м ²	6,79
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см ($S \times 0,15$) = $5904 \times 0,15$	1000 м ³	0,886
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м ³ у відвал ($V_k = S \times h - V_r$) = $5904 \times 2,55 - 765$	1000 м ³	14,29
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди ($V_r = V_{пф} + V_{фк} + V_{фо} + S \times (0,1 + 0,02)$) = $63 + 455 + 240 + 5904 \times 0,12$	1000 м ³	0,765
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. $\times S_{\phi} \times 0,1$) = $(1,5 \times 1,5 \times 18 + 3,3 \times 2,4 \times 75) \times 0,1$	100 м ³	0,63
6	Бетонна підготовка під фундаменти (кільк.фунд. $\times S_{\phi} \times 0,1$) = $(1,5 \times 1,5 \times 18 + 3,3 \times 2,4 \times 75) \times 0,1$	100 м ³	0,63
7	Влаштування монолітних фундаментів ($V_{фк} =$ Σ кільк.фунд. $\times V_{\phi}$) =	100 м ³	4,55
8	Влаштування фундаментів під обладнання ($V_{фо} = 80 \text{ м}^3 \times$ кільк.прольотів) = 80×3	100 м ³	2,4
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна	100 м ²	10,27
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна	100 м ²	3,89
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. (V_k)	1000 м ³	8,18
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці (V_k)	1000 м ³	8,18
13	Монтаж колон	шт.	93
14	Монтаж підкранових балок	шт.	80
15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м ²	59,04
16	Монтаж конструкції огорожі ($S_o = P \times h$) = $210 \times 14,4 + 186 \times 13,2 + 1,2 \times 42$	м ²	5529,6
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м ²	59,04
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м ²	59,04
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м ²	59,04

20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м ²	59,04
21	Оздоблення покрівельною сталлю (0,7×L)=0,7×(252+186)	100 м ²	3,06
22	Фарбування стін з середини приміщень (S _o)	100 м ²	55,3
23	Фарбування фасадів (S _o)	100 м ²	55,3
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S _o)	100 м ²	16,59
25	Фарбування конструкцій покриття (S×1,6)	100 м ²	94,46
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м ²	59,04
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м ²	59,04
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м ²	59,04
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S _o)	100 м ²	16,59
30	Сантехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	1135,56
31	Електротехнічні роботи (V _{буд.} ×0,03)	3%	1135,56
32	Благоустрій території (V _{буд.} ×0,01)	1%	378,52
33	Підготовка до здачі		
34	Монтаж обладнання (V _{буд.} ×0,1)	10%	5677,86
35	Пусконаладжувальні роботи (V _{буд.} ×0,005)	0,5%	189,26

3. КАРТКА-ВИЗНАЧНИК СІТЬОВОГО ГРАФІКА

Таблиця 3.1.

№	Назва робіт та комплекс робіт	Обсяг робіт		Код роботи	Норма на одиницю виміру.		Трудомісткість на весь обсяг				Основні механізми		Виконавець		Число змін
		Оди. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	Люд-год		Маш-год		Наймен.	Кільк.	Бригада		
							Норм.	Прійн.	Норм.	Прійн.			Проф.	Кільк.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Планування майданчика	1000 м ²	6,79	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	4,01	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м ³	0,886	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	17,32	16,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1
3	Розробка ґрунту екскаватором з емк. ковша 0,5 м ³ у відвал I II III	1000 м ³	14,29	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	279,3 7	-	607,3 3	520	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1, Водій 2кл.-5	1+ 5	2 2 2

4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди I II III	1000 м ³	0,765 0,373 0,168 0,224	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	38,83 8,24 3,71 4,95	- 48,9	56 24 16 16	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1 Водій 2кл.-5	1+ 5	2 2 2
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III	100 м ³	0,63 0,27 0,11 0,25	РЭСН 1-164-2	261,8	-	164,9 4 70,69 28,8 65,45	160 64 32 64	- - -	- - -	- - -	Землекоп 3р-1, 2р-1	2 2	2 2
6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III	100 м ³	0,63 0,27 0,11 0,25	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	332,5 2 142,5 1 58,06 131,9 5	288 128 48 112	59,57 25,53 10,4 23,64	- - -	КС-2561Е	1	Бетонник 3р--2	2 2
7	Влаштування монолітних фундаментів I II III	100 м ³	4,55 2,15 0,83 1,57	РЭСН 6-1-8	340,7 5	66,85	1550, 41 732,6 1 282,8 2 534,9 8	1344 640 256 448	304,1 7 143,7 3 55,49 104,9 5	- - -	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8 2

8	Влаштування фундаментів під обладнання I II III	100 м ³	2,4 0,8 0,8 0,8	РЭСН 6-4-5	268,2 5	39,45	643,8 214,6 214,6 214,6	576 192 192 192	94,68 31,56 31,56 31,56	-	КС-2561Е	1	Бетоник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів I II III	100 м ²	10,27 4,86 1,88 3,53	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	344,0 5 162,8 1 62,98 118,2 6	304 144 64 96	11,4 5,39 2,09 3,92	-	-	-	Ізолувальник 4р-1, 3р-1	2	2
10	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту I II III	100 м ²	3,89 1,84 0,71 1,34	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	123,5 5 58,44 22,55 42,56	120 48 24 48	12,6 5,96 2,3 4,34	-	-	-	Ізолувальник 4р-1, 1,	2	2
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. I II III	1000 м ³	8,18 3,99 1,8 2,39	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	112,4 7 54,86 24,75 32,86	104 48 24 32	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	2
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці I II III	1000 м ³	8,18 3,99 1,8 2,39	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	137,1 66,87 30,17 40,06	120 56 32 32	Ду-50	1	Машиніст бр-1	1	2

1 3	Монтаж колон I II III	Шт.	93 44 17 32	Калькуляція	12,96	2,53	1205,28 570,24 220,32 414,72	1040 480 200 360	235,29 111,32 43,01 80,96	-	СКГ-63А	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2
1 4	Монтаж підкранових балок I II III	Шт.	80 32 12 36	Калькуляція	6,95	1,39	556 222,4 83,4 250,2	520 200 80 240	111,2 44,48 16,68 50,04	-	СКГ-63А	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2
1 5	Монтаж ферм покриття 18м Монтаж ферм покриття 24м Монтаж ферм покриття 30м Монтаж плит покриття 6×1,5м Монтаж плит покриття 6×3м I II III	Шт.	532 338 85 109	Калькуляція	2,22	0,5	1181,04 750,36 188,7 241,98	1040 640 160 240	266 169 42,5 54,5	-	СКГ-160	1	Монтажник 5р-1,4р-2,3р-1, Електрозварн. 5р-1	5	2

1 6	Монтаж стінових панелей Монтаж фундаментних балок Монтаж елементів воріт I II III	Шт.	1348 747 291 310	Калькуляція	2,31 0,78	3113,88 1725,57 672,21 716,1	2600 1440 560 600	1051,44 582,66 226,98 241,8	-	КАТО-МК-160S	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2
1 7	Ущільнення ґрунту щебнем I II III	100 м ²	59,04 28,8 12,96 17,28	РЭСН 1-136-1	1,21 1,21	71,44 34,85 15,68 20,91	64 32 16 16	71,44 34,85 15,68 20,91	-	-	-	Бетонник 2р-2	2	2
1 8	Улаштування чорнової підлоги I II III	100 м ²	59,04 28,8 12,96 17,28	РЭСН 11-14-1	47,87 -	2826,25 1378,66 620,4 827,19	2400 1160 520 720	-	-	-	-	Бетонник 4р-2, 3р-2, 2р-1	5	2

2 2	г) Наклеювання тришарового рулонного килиму I II III	100 м ²	59,04 28,8 12,96 17,28	РЭСН 12-2-1	30,1	-	1777, 11 866,8 8 390,1 520,1 3									
2 3	д) Оздоблення покрівельною сталлю I II III	100 м ²	3,06 1,76 0,63 0,67	РЭСН 12-15-1	132,8	-	406,3 7 233,7 3 83,66 88,98									
	Σ (покрівельні роботи) I II III						9076, 39 4463, 01 1986, 83 2626, 55	7840 3840 1760 2240	-	-	-	-	Бригада покрівельників	20	2	

2 4	Засклення металевих рам промислових будівель I II III	100 м ²	16,59 9,22 3,56 3,81	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	1190, 66 661,7 2 255,5 273,4 4	1056 576 240 240	12,95 7,2 2,78 2,97	-	-	-	Бригада склярів 3р-6	6	2
2 5	Монтаж обладнання I II III			15%			5128, 83 1709, 61 1709, 61 1709, 61	4340 1440 1440 1440			МКП-40	1	Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	10	2
2 6	Електротехнічні роботи I II III			3%			1025, 77 341,9 2 341,9 2 341,9 2	960 320 320 320					Ел.монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2

2 7	Сантехнічні роботи I II III						1025, 77	864						Сантехнік 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1	4	2
				3%			341,9 2 341,9 2 341,9 2	288 288								
2 8	а) Фарбування стін з середини приміщень I II III	100 м ²	55,3 30,74 11,88 12,68	РЭСН 15-152-1	15,18	-	839,4 5 466,6 3 180,3 4 192,4 8	-								
2 9	б) Фарбування фасадів I II III	100 м ²	55,3 30,74 11,88 12,68	РЭСН 15-155-2	30,85	-	1406, 01 648,3 3 366,5 391,1 8	-								

3 0	в) Фарбування заповнень віконних прорізів I II III	100 м ²	16,59 9,22 3,56 3,81	РЭСН 15-176-3	163,0 2	-	2704,5 1503,04 580,35 621,11	-								
3 1	г) Фарбування конструкцій покриття I II III	100 м ²	94,46 46,08 20,74 27,64	РЭСН 15-180-6	42,9	-	4052,34 1976,83 889,75 1185,76	-								
	Σ (оздоблювальні роботи) I II III	100 м ²	201,33 61,04 59,71 80,58	Калькуляція	Калькуляція	-	9002,3 4594,83 2016,94 2390,53	7680 3840 1792 2048	-	-	ЛЭ-100-300	2	Маляр 4р-8, 2р-8	16	2	

5. РОЗРАХУНОК ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ СІТЬОВОГО ГРАФІКА

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

$$T_3 = 204 \text{ днів.}$$

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

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 335,5 / (335,5 + 192) = 0,636$$

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:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (204 / 335,5) = 0,392$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{z.m} = \frac{T_{z.m}}{T_{дн}} = (667 / 335,5) = 1,99$$

де $T_{z.m} = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 36 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 9 + 2 \cdot 13,5 + 2 \cdot 14 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 6,5 + 2 \cdot 13 + 2 \cdot 32,5 + 2 \cdot 24,5 + 2 \cdot 11 + 2 \cdot 13,5 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 32 + 2 \cdot 27 + 2 \cdot 13,5 + 2 \cdot 30 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 3 = 667$ — загальна кількість змін;

$T_{дн} = 335,5$ (днів) — загальна кількість.

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Ч_{макс}}{Ч_{сер}} = (72 / 25) = 2,88$$

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

$N = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 2 + 12 \cdot 27,5 + 16 \cdot 7 + 32 \cdot 1,5 + 20 \cdot 3,5 + 28 \cdot 2 + 24 \cdot 1 + 28 \cdot 2 + 12 \cdot 3,5 + 8 \cdot 6,5 + 18 \cdot 1 + 14 \cdot 6,5 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 2,5 + 30 \cdot 1 + 20 \cdot 3 + 10 \cdot 4 + 20 \cdot 5 + 10 \cdot 13 + 50 \cdot 13,5 + 40 \cdot 2,5 + 52 \cdot 6 + 60 \cdot 2,5 + 20 \cdot 2,5 + 8 \cdot 0,5 + 18 \cdot 4 + 28 \cdot 4 + 20 \cdot 4 + 10 \cdot 7,5 + 30 \cdot 16,5 + 20 \cdot 1 + 40 \cdot 6,5 + 72 \cdot 3 + 52 \cdot 4 + 32 \cdot 23 + 10 \cdot 2 + 20 \cdot 5 = 5019$ (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Ч_{сер} = N / T_3 = 5019 / 204 = 25$ (робітника) — середня чисельність робітників.

6. РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 6.1

Калькуляція витрат на монтаж колон

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.год Д. маш.год. д.	Розцінка, грн.	Трудність, люд.год Д. маш.год. д.	Зарплата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 10т до 18т	1-5	100т	0,85 10,08	<u>3,2</u> 1,6 <u>2,8</u> 1,4	53,78 45,05	<u>2,72</u> 1,36 <u>28,22</u> 14,11	45,71 454,10	Такелажник 2р-2 Машиніст т 6р-1
2	Установка колон стріловим краном у фундаменти: масою до 10т до 30т	4-1-4	шт.	18 75	<u>7</u> 1,4 <u>12</u> 2,4	145,55 232,87	<u>126</u> 25,2 <u>900</u> 180	2619,60 17465,25	Монтажник 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст т 6р-1
3	Забивка стиків колон з фундаментами: а) приймання бетонної суміші із кузова автобетоновозу до поворотної бадді б) подача бетонної суміші в бадді V=0,8 м ³ до місця укладання стріловим краном в) забивка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	4-1-54 1-6 4-1-25	100м ³ м ³ 1стик	0,98 97,86 93	8,2 <u>0,29</u> 0,145 1,2	137,8 4,87 23,59	8,03 <u>28,38</u> 14,19 111,6	135,04 476,58 2193,87	Бетонник 2р-1 -/- Монтажник 4р-1 3р-1
Взагалі							<u>1204,95</u> 234,96	23390,15	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 1204,95/93 = 12,96$ люд.-год.

$P = 23390,15/93 = 251,51$ грн.

Таблиця 6.2

Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок

№	Об'єм робіт	На один. виміру	На весь об'єм
---	-------------	-----------------	---------------

за /п	Назва робіт		Один. виміру	Кіл-ть	Норма часу, люд.го д. маш.го д	Розцінка, грн	Труд-ть люд.го д. маш.го д	Заробіт на плата, грн.	Склад ланки
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження підкранових балок масою до 5т	1-5	100т	3,36	<u>4,2</u> 2,1	70,58	<u>14,11</u> 7,06	237,15	Такелажнік 2р-2 Машиніст крана 6р-1
2	Установка підкранових балок стріловим краном в проектне положення масою до 5т	4-1-6	шт.	80	<u>6,5</u> 1,3	126,14	<u>520</u> 104	10 091,2	Монтажник 5р-1 4р-1 3р-2 2р-1 Машиніст крана 6р-1
3	Електрозварювання стиків балок з колонами	22-1-6	10п. м.	8,8	2,5	52,10	22	458,48	Електрозварн. 4р-1
Взагалі							<u>556,11</u> 111,06	10 786,83	

Норма часу на 1 елемент $N_{ч}=556,11/80=6,95$ люд.-год.
 $P=10786,83/80=134,83$ грн.

Таблиця 6.3

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНІР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. Виміру	Кіл-ть	Норма часу, люд.г од. маш.г од.	Розцінка, грн	Труд-ть люд.го д. маш.го д.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження балок краном з розкладкою в касети масою до 5т масою до 13т масою до 20т	1-5	100т	0,85	<u>4,2</u> 2,1	70,58	<u>3,57</u> 1,79	59,99	Такелажнік 2р-2 Машиніст крана 6р-1
				1,59	<u>3</u> 1,5	50,42	<u>4,77</u> 2,39	80,17	
				2,84	<u>2,6</u> 1,3	29,74	<u>7,38</u> 3,69	84,46	

3	Установка балок у проектне положення стріловим краном прогоном 18 м 24м 30м	4-1-6	шт.	13 13 18	$\frac{8}{1,6}$ $\frac{9,5}{1,9}$ $\frac{11}{2,2}$	197,98 235,1 272,22	$\frac{104}{20,8}$ $\frac{123,5}{24,7}$ $\frac{187}{3,4}$	2 573,74 3 056,3 4 627,74	Монтажн ик 6р-1 5р-1 4р-1 3р-1 2р-1 Машиніс т 6р-1
4	Електрозварювання стиків кроквяних балок з колонами	22-1-6	10м. п. шва	4,3	2,5	52,10	10,15	224,03	Електроз варн. 4р- 1
5	Розвантаження плит покриття масою до 3т	1-5	100т	8,34	$\frac{5,4}{2,7}$	90,75	$\frac{45,04}{22,52}$	756,86	Такелажн ик 2р-2 Машиніс т 6р-1
6	Монтаж плит покриття площею до 20м ²	4-1-7	1ел	488	$\frac{1,2}{0,3}$	22,15	$\frac{585,6}{146,4}$	10 809,2	Монтажн ик 4р-1,3р-2 2р-1 Машиніс т 6р-1
7	Електрозварювання монтажних стиків плит покриття з балками	22-1-6	10м шва	9,76	2,5	52,10	24,4	508,49	Електроз варн. 4р- 1
8	Зняття монтажних гойдалок та драбин	5-1-2	1шт.	93 93	$\frac{0,37}{0,18}$ $\frac{0,62}{0,31}$	7,27 12,19	$\frac{31,82}{15,48}$ $\frac{53,32}{26,66}$	625,22 1 048,34	Монтажн ик 4р-1 3р-1 Машиніс т 6р-1
Взагалі							$\frac{1180,5}{5}$ 267,83	24454, 54	

Норма часу на 1 елемент $N_ч=1180,55/532 = 2,22$ люд.-год.

$P=24454,54/532=46,05$ грн.

Таблиця 6.4

Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНіР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Од ин. вимі ру	Кіл-ть	Норм а часу, люд.го д. маш.г од.	Розці н-ка, грн.	Труд-ть люд.г од. маш.г од.	Заробі тна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Розвантаження стінових панелей краном з розкладкою в касети масою до 2т	1-5	100 т	19,05	<u>7,2</u> 3,6	121,0	<u>137,1</u> 6 68,58	2 305,05	Такелажн ик 2р-2 Машиніс т 6р-1
2	Установка стінових панелей у проектне положення стріловим краном, площа панелі до 10 м ²	4-1-8	шт.	1270	<u>3</u> 0,75	58,97	<u>3 810</u> 952,5	74 891,9	Монтажн ик 5р-1, 4р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніс т 6р-1
4	Електрозварювання стиків стінових панелей з колонами	22-1-6	10м .п. шва	25,4	2,5	52,10	63,5	1 323,34	Електроз вар. 4р-1
5	Розвантаження фундаментних балок краном з розкладкою масою до 2т	1-5	100 т	1,254	<u>7,2</u> 3,6	147,88	<u>9,02</u> 4,51	185,4 4	Такелажн ик 2р-2 Машиніс т 6р-1
5	Встановлення фундаментних балок до проектного положення, масою до 2т	4-1-3	1ел .	66	<u>0,78</u> 0,26	21,35	<u>51,48</u> 17,16	1 409,1	Монтажн ик 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніс т 6р-1
6	Розвантаження елементів воріт масою до 1,5т до 4т	1-5	100 т	0,11 0,12	<u>8,8</u> 4,4 <u>4,6</u> 2,3	147,88 77,30	<u>0,97</u> 0,48 <u>0,55</u> 0,28	16,27 9,28	Такелажн ик 2р-2 Машиніс т 6р-1
7	Монтаж з/б елементів воріт	4-1-6	1ел .	4 8	<u>2,4</u> 0,48 <u>1,4</u> 0,28	46,57 27,17	<u>9,6</u> 1,92 <u>11,2</u> 2,24	186,28 217,36	Монтажн ик 5р-1,4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніс т

									бр-1
8	Установка воріт краном	6-13 т.4	1м ² поло-тен	63,4	<u>0,24</u> 0,12	4,43	<u>15,21</u> 7,61	280,8 6	Тесляр 4р-1 2р-1
9	Електрозварювання стиків елементів воріт	22-1-6	10м шва	0,24	2,5	52,10	0,6	12,5	Електрозварн. 4р-1
Взагалі							<u>4109,2</u> 9 1055,2 8	80620, 02	

Норма часу на 1 елемент $N_q = 3109,29/1348 = 2,31$ люд.-год.

$P = 80620,02/1348 = 59,81$ грн.

Таблиця 6.5

Калькуляція витрат на заробку швів між стіновими панелями

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЦР	Об'єм робіт		На один. виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.г <u>од.</u> маш.г од	Розцінка, грн	Труд-ть люд.г <u>од.</u> маш.г од.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між стіновими панелями цементним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	4-1-28	10м шва	916,03	2,7	56,27	2473,28	51545,01	Монтажник 4р-1
2	По п 1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	4-1-28	10м шва	801,3	1,22	25,42	977,59	20369,05	Монтажник 4р-1

Взагалі	3450, 87	71914 ,06	
---------	-------------	--------------	--

Норма часу на 10 м шву $N_q = 3\,450,87 / 1\,717,33 = 2,01$ люд.-год.
 $P = 71\,914,06 / 1\,717,33 = 41,88$ грн.

Таблиця 6.6

Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття

№ за /п	Назва робіт	Обґрунтування по ЕНЧР	Об'єм робіт		На один виміру		На весь об'єм		Склад ланки
			Один. виміру	Кількість	Норма часу, люд.г од. маш.г од.	Розцінка, грн	Труд-ть люд.г од. маш.г од.	Заробітна плата, грн.	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Приймання бетону з кузова автосамоскиду у баддю	4-1-54	100 м ³	0,41	8,2	137,8	3,36	56,49	Бетонник 2р-2
2	Подавання бетонної суміші	8-1-13	м ³	41,48	<u>2,5</u> 1,2	42,01	<u>103,7</u> 49,78	1742,57	Бетонник 2р-2 Машиніст 3р-1
3	Заливка швів між плитами покриття бетонною сумішшю	4-1-26	100 м шва	41,52	4	78,63	166,08	3264,72	Монтажник 4р-1 3р-1
Взагалі							<u>273,1</u> 4 49,78	5063,78	

Норма часу на 100 м заливки швів $N_q = 273,14 / 42 = 6,50$ люд.-год.
 $P = 5063,78 / 42 = 120,57$ грн.

7. РОЗРАХУНОК ПОТРЕБИ В ТИМЧАСОВИХ АДМІНІСТРАТИВНИХ І САНІТРАНО-ПОБУТОВИХ БУДІВЛЯХ

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 оболонок.

Визначення кількості робітників.

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 72 осіб.

Загальна чисельність працюючих на будівництві — $72 : 0,85 = 84$ особи.

Чисельність охорони та МОП — $84 \cdot 0,03 = 3$ особи.

Чисельність ІТП та службовців — $84 - 72 - 3 = 9$ осіб.

В першу зміну працюють $72 \cdot 0,70 = 50$ робітника, ІТП та службовців — $9 \cdot 0,80 = 7$ осіб, охорони та МОП — $3 \cdot 0,80 = 2$ особи.

Усього в першу зміну працює $50 + 9 + 2 = 61$ особа. З них жінок $61 \cdot 0,3 = 18$ осіб;

чоловіків — $61 - 18 = 43$ особи.

Визначення номенклатури адміністративних і санітарно-побутових приміщень (табл. 7.1).

Таблиця 7.1

Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м ²	Розрахунок площі, м ²	Розмір в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м ²	Кількість 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× 2,68	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

8. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВОГО ВОДОПОСТАЧАННЯ

Таблиця 8.1. 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	335,55	м ²	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	120,49	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:

$$q_{\text{вир.техн}} = \frac{q_1 \cdot n_1 \cdot K_f \cdot K_1}{3600 \cdot t},$$

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_1 — 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: $0,75 \cdot 335,55 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0157$ л/с;
улаштування рулонної покрівлі: $7,5 \cdot 120,49 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0565$ л/с;
загалом: $q_{\text{техн}} = 0,0722$ л/с.

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

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

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

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

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 завантажену зміну;

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

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

m — тривалість роботи душової установки (45 хвилин).

6.4 Витрати води на пожежогасіння приймаємо $q_{пож} = 15$ 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.

6.5 Загальні секундні витрати води:

$$q_{заг} = q_{вир} + q_{техн} + q_{зосп} + q_{ідал} + q_{душ} + q_{пож} = 15,5301 \text{ л/с.}$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

- Загальний:

$$d = 2\sqrt{\frac{q_{заг} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{15,5301 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,84 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{вир} + q_{техн}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0839 + 0,0722) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 10,51 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

- На санітарно-побутові потреби:

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

Приймаємо труби санітарно-побутового водопроводу діаметром 20 мм.

9. 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 9.1. 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-63А	шт.	2	103	206	0,7
2. Монтажний кран СКГ-160	шт.	1	110	110	0,7
4. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	2	1,6	3,2	0,15
5. Електричний фарбопулт СО-61	шт.	2	0,27	0,54	0,15
6. Зварювальний трансформатор ТД-30У2	шт.	2	17,5	35	0,35
7. Вібратор ИБ-47	шт.	2	1,2	2,4	0,15

Таблиця 9.2. 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 працюючих	68,4	15	1,026
5. Туалет чоловічий	8,5	15	0,128
6. Туалет жіночий	70,7	15	1,061
7. Їдальня	70,7	15	1,061
8. Контора виконроба	8	15	0,06
9. Охоронна будка на в'їзді	25,6	15	0,384
10. Кабінет техніки безпеки	8,5	15	0,128
11. Приміщення для особистої гігієни жінок	16,2	15	0,243
12. Приміщення для просушки спецодягу	8,5	15	0,126
13. Пункт охорони здоров'я	42	3	0,15
14. Закритий склад			
Разом			6,37

Таблиця 9.3. Електричне освітлення зовнішнє

1	7-5-14	Монтаж колон прямокутного перерізу масою до 10т	100шт	0,18	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,024 0,32 17,2	18 0,0577 0,0031 0,0416 2,236
2	7-6-11	Монтаж колон двогілкових масою до 30т	100шт	0,75	-колони -прокат -електроди -лісоматер -бетон	т т т м ³ м ³	100 0,444 0,026 0,48 131	75 0,3241 0,0189 0,3504 95,63
3	7-9-12	Укладання підкранових балок масою до 5 т	100 шт.	0,8	-підкр.балки -вироби монт. -електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	80 1,448 0,264
4	7-12-7	Укладання балок прогоном 12м	100шт	0,13	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,08 0,76	13 0,0104 0,0988
6	7-12-21	Укладання ферм прогоном 24 м	100шт	0,13	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,16 3,52	13 0,0208 0,4576
7	7-12-22	Укладання ферм прогоном 30 м	100шт	0,18	-збірні ЗБК -електроди -монт. вироби	шт. т т	100 0,2 4,28	18 0,036 0,7704
8	7-13-7	Монтаж плит покриття довжиною до 12 м та площею до 20 м ²	100шт	4,88	-плити покр. -проволока -рубейд. -електроди -рогожа -лісомат. -монт. вироби -бетон -розчин	шт т м ² т м ² м ³ т м ³ м ³	100 0,025 4 56,2 0,02 60 0,432 0,12 8,5 0,2	488 0,1239 52 274,25 0,0976 292,8 2,1081 0,5856 41,48 0,976
9	7-16-1	Монтаж стінових панелей довжиною до 7м, площею до 10м ²	100шт	12,7	-стінові пан. -електроди -монт. вироби	шт т т	100 0,1 0,2	1270 1,27 2,54
10	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100шт	0,66	-балки -цвяхи -проволока -солідол «Ж» -лісоматер. -щити -бетон -розчин	шт т т т м ³ м ² м ³ м ³	100 0,002 0,001 0,009 0,06 5,65 3,05 0,42	66 0,0017 82 0,0006 0,0061 0,0396 3,729 2,013 0,2772
11	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей	100мп.	91,603	-розчин	м ³	0,84	76,946 52

Таблиця 10.1. Відомість потреби на стадії монтажу в матеріалах, напівфабрикатах і виробих

Таблиця 10.2. Зведена відомість потреби в матеріалах, виробих і конструкціях

№ за/п	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Колони	шт	93
2	Підкранові балки	шт.	80
3	Кроквяні конструкції	шт.	44
4	Плити покриття	шт.	488
5	Фундаментні балки	шт.	66
6	Стінові панелі	шт.	1270
7	Ригелі воріт	шт.	4
8	Стійки воріт	шт.	8
9	Бетон	м ³	141,359
10	Розчин	м ³	78,19972
11	Монтажні вироби	т	5,8576
12	Прокат	т	0,40184
13	Електроди	т	1,7189
14	Лісоматеріали	м ³	2,53976
15	Щити	м ²	3,729
16	Руберойд	м ²	274,256
17	Солідол	т	0,006138
18	Цвяхи	т	0,001782
19	Рогожа	м ²	292,8

Таблиця 10.3. Розрахунок площ тимчасових складів

№ п./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	Розрахункова площа складу, м ²	Коефіцієнти на проходи і поїзди	Загальна розрахункова площа складу, м ²	Прийнята площа складу, м ²	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження	нерівномірності використання								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м ³	13	656,4	50,49	1,1	1,3	4	288,8 2	0,80	361,0 2	1,2 5	451,2 8	24,5×18, 5	відкр.
2	Підкранові балки	м ³	6,5	146,08	22,47	1,1	1,3	2	64,28	0,50	128,5 5	1,2	154,2 6	24,5×6,5	відкр.
3	Кроквяні ферми	м ³	13	241,88	18,61	1,1	1,3	2	53,21	0,07	760,1 6	1,2	912,2 3	24,5×49, 5	відкр.
4	Плити покриття	м ³	13	380,92	29,3	1,1	1,3	3	125,7	0,50	251,4 1	1,2	301,6 9		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м ³	32, 5	1565,86	48,18	1,1	1,3	5	344,4 9	1,00	344,4 9	1,2	413,3 9	24,5×17	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	52, 5	1,7189	0,033	1,1	1,3	5	0,234	0,50	0,468	1,2	0,562	7×6	закр.

7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	52,5	5,8576	0,112	1,1	1,3	5	0,798	0,70	1,14	1,2	1,368		закр.
8	Дріт сталевий і цвяхи	т	32,5	0,001782	0,0005	1,1	1,3	5	0,0004	2,50	0,0002	1,2	0,0002		закр.
9	Мастильні матеріали	т	32,5	0,006138	0,00002	1,1	1,3	3	0,0008	0,60	0,0014	1,2	0,0016		закр.
10	Рогожа	м ²	32,5	292,8	9,01	1,1	1,3	3	38,65	2,5	15,46	1,2	18,55		закр.
11	Металопрока	т	52,5	0,40184	0,008	1,1	1,3	5	0,055	1,50	0,036	1,2	0,04	7×6	навіс
12	Дошки обрізні із хвойних порід	м ³	45,5	2,53976	0,056	1,1	1,3	5	0,399	1,25	0,32	1,2	0,383		навіс
13	Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою РПП-300Б	м ²	32,5	274,256	8,44	1,1	1,3	5	60,34	2,50	24,13	1,2	28,96		навіс
14	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м ²	32,5	3,729	0,12	1,1	1,3	5	0,86	20,00	0,043	1,2	0,052		навіс

11. ОПИС БУДІВЕЛЬНОГО ГЕНЕРАЛЬНОГО ПЛАНУ

Для етапу монтажу розроблено генеральний план будівництва. Наносимо контури будівлі із зазначенням зони встановлення будівлі та робочої та небезпечної зони крана на ЗДП. Зона монтажу, на яку може потрапити навантаження під час монтажу та кріплення елементів, охоплює територію на відстані до 5 м від контуру будівлі (ця зона призначена для встановлення верхньої стінової панелі). На ОХС він позначається пунктирною лінією, але в місцевості попереджувальними написами і знаками. Робота крана для монтажу конструкцій на монтажній ділянці здійснюється згідно із затвердженим наказом. Робоча зона кожного крана визначається радіусом максимального робочого вильоту стріли; відзначаємо його на окремих характерних стоянках кожного крана. Небезпечною зоною є простір, де можливе падіння вантажу під час його руху з урахуванням можливого розсіювання під час падіння. Кордон цієї зони визначається відстанню по горизонталі від стійки крана за формулою: $R_{нз} = R_{max} + 0,5l_{max} + l_{без}$,

де R_{max} - максимальний робочий виліт стріли крана; $0,5l_{max}$ - половина довжини найбільшого вантажу, що перевозиться; $l_{об}$ - додаткова відстань для безпечної роботи, що дорівнює $0,3h + 1$ м при висоті підйому вантажу $h < 10$ м, а при більшій висоті - площа установки.

Для внутрішніх доріг об'єкта ми використовуємо тимчасові дороги, збудовані у підготовчий період. Внутрішньомайданні дороги можуть бути односторонніми (шириною 3,5 м) та двосторонніми (шириною 6 м). Радіус огинання доріг на поворотах - 8...12 м (з урахуванням необхідності проїзду великогабаритних тракторів - 18...30 м). Відстань між дорогами та складом має бути не менше 0,5 м, а між дорогою та огорожею – не менше 1,5 м. У даному курсовому проекті тимчасові дороги по периметру будівлі виконані з дорожніх бетонних плит, інші засипані ґрунтом. У місцях роботи кранів та інших небезпечних зонах ми встановлюємо знаки, що попереджають про небезпеку та обмежують швидкість. Розміщення конструкцій та матеріалів здійснюється на майданчиках тимчасового зберігання.

Тимчасові адміністративно-побутові споруди розміщуються за межами небезпечної зони, поблизу в'їзду на будівельний майданчик, влаштовуються у вигляді житлового містечка. Відстань між блокованими будинками має бути не менше 1,5 м. Відстань між групами будинків, що блокуються, повинна перевищувати 10 м. Відстань від дороги не менше 1,5 м.

Схематично зображені часові електромережі: вказані трансформаторні підстанції, розподільні шафи. Радіус обслуговування однієї розподільної шафи – 25 м. На будівельному майданчику розташовані кабельне освітлення та мережі електропостачання. У будівництві ми використовуємо струм 380 для роботи електродвигунів і технологічних потреб і 220 для освітлення. Кабельні мережі прокладаються на глибині 0,8 м-коду.

Тимчасове водопостачання організовано за кільцевою схемою. Пожежні гідранти встановлюємо на відстані не більше 100 м один від одного, не більше 1,5 м від дороги, не ближче ніж 5 м від будівлі. Фонтанчики питного

призначення встановлюються на відстані до 75 м від робочих місць та у житлових приміщеннях.

12. ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНІ ПОКАЗНИКИ БУДГЕНПЛАНУ

У курсовому проекті при проектуванні будгенплану визначаємо наступні техніко-економічні показники.

Коефіцієнт забудови:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 5904 / 48400 = 0,122;$$

де F_1 — загальна площа території за генеральним планом, м²;

F_2 — площа забудови об'єктів, що будуються, м².

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{вик} = (F_2 + F_{м.б.}) / F_1 = (5904 + (503 + 8857)) / 48400 = 0,32;$$

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

Довжина тимчасових доріг дорівнює 1110 м; довжина тимчасових мереж водопостачання — 660 м; довжина тимчасових мереж електропостачання — 1 525 м.

13. ЗАХОДИ З ТЕХНІКИ БЕЗПЕКИ ТА ОХОРОНИ ПРАЦІ

Безпека монтажних робіт.

Елементи конструкцій, що збираються, повинні бути утримані від розтягування і обертання гнучкими підрамниками під час руху. Елементи, встановлені в проектне положення, повинні бути закріплені таким чином, щоб забезпечити їхню геометричну стійкість і стійкість. Підрамники для тимчасового кріплення конструкцій, що монтуються, повинні бути прикріплені до надійних опор. Ноші повинні розташовуватися за межами габаритів дорожньої та будівельної техніки.

Підвісні сходи та інші необхідні для монтажу пристрою слід встановлювати і закріплювати на конструкціях, що монтуються, до їх підйому. Підвісні сходи висотою понад 5 м повинні бути обладнані пристроями для кріплення фалів страхувальних ременів (тросів з уловлювачами тощо), захищені металевими дугами та закріплені на конструкціях. Монтажники під час монтажу повинні знаходитись на будівельних риштуваннях або на задалегідь закріпленій конструкції.

Перед початком монтажних робіт необхідно визначити порядок обміну умовними сигналами між людиною (людиною, що управляє установкою, та кранівником). Усі сигнали подаються лише однією людиною (бригадир монтажною бригади, оператор ланки, такелажник-стропальник). Тільки сигнал «Стоп» може подати будь-який працівник, який помітив небезпеку.

Якщо конструкція, що монтується, знаходиться поза полем зору кранівника, між ним і монтажниками повинен бути забезпечений надійний зв'язок. Якщо такої можливості немає, у складі стропальників (такелажників) призначаються проміжні зв'язківці.

Під час перерви у роботі забороняється залишати на гаку крана підняті елементи конструкцій та обладнання.

Роботи з переміщення та встановлення конструкцій з великою плавучістю повинні бути припинені за швидкості вітру 10 м/с і більше.

Особи не молодші 18 років, які пройшли навчання та перевірку знань з охорони праці, медичний огляд та визнані придатними до цього виду робіт, що мають стаж роботи на альпіністських роботах не менше одного року та тарифний розряд не нижче 3-го дозволяється самостійно виконувати альпіністські роботи. Працівники, вперше допущені до альпіністських робіт, повинні відпрацювати один рік під безпосереднім керівництвом досвідчених робітників, які призначаються наказом керівника організації.

Забарвлення та антикорозійний захист конструкцій та обладнання, у випадках, коли воно проводиться на будівельному майданчику, необхідно проводити до підняття конструкцій на проектну відмітку. Після підйому зазначених конструкцій фарбування або нанесення антикорозійного захисту допускається лише на стиках та стиках конструкцій.

Безпека електрозварювальних робіт.

До участі допускаються особи не молодші 18 років, які пройшли медичний огляд, спеціальну підготовку та перевірку теоретичних знань та практичних навичок за конкретними методами зварювання та зазначеними

видами зварювальних робіт, які пройшли перевірку атестаційною комісією та мають відповідний сертифікат. виконувати електрозварювальні роботи. Електрозварювальники повинні мати групу електробезпеки не нижче II.

До виконання електрозварювальних та газополум'яних робіт на висоті 5 м і більше допускаються зварювальники, які пройшли спеціальний медичний огляд, мають стаж альпінізму не менше одного року та кваліфікацію зварювальника не нижче III.

Металеві частини електрозварювального обладнання повинні бути під напругою, а зварні вироби також повинні бути заземлені.

Безпека переміщення та зберігання вантажів.

Під час проведення вантажно-розвантажувальних робіт не допускається стропування вантажу, що у нестійкому положенні. Перед навантаженням та розвантаженням панелей, блоків та інших залізобетонних конструкцій монтажні петлі необхідно оглянути та очистити від бетону. Перед початком робіт слід підібрати підйомні пристрої відповідно до ваги та характеру вантажу, що піднімається. Стропи необхідно вибирати з урахуванням кількості гілок такої довжини, щоб кут між двома гілками становив не більше 90°, і відповідали вантажопідйомності конструкції, що піднімається. Перед підйомом вантажу стріловими самохідними кранами перевірте вантажопідйомність за показником, а також встановлену водієм стрілу на відповідність масі вантажу, що піднімається.

Укладання вантажу здійснюється рівномірно, не порушуючи встановлених для зберігання габаритів, не захаращуючи проходи та входи. Матеріали (конструкції) необхідно розміщувати на вирівняних майданчиках і вживати заходів, що запобігають мимовільному зміщенню, осіданню, падінню та перекочування. Приміщення для зберігання повинні мати дренаж поверхневих вод. Забороняється зберігати матеріали та вироби на насипних неуцільнених ґрунтах. Монтаж конструкцій та матеріалів на будівельному майданчику та робочих місцях необхідно проводити наступним чином:

- стінові панелі - у касетах або пірамідах;
- плити перекриття – штабелями висотою не більше 2,5 м на подушках із розпірками;
- колони та підкранові балки – у штабелях висотою до 2,0 м на майданчиках із розпірками;
- кроквяні ферми - на металевих провідниках;
- метал дрібносортовий – у стійках висотою не більше 1,5 м.

У разі розміщення автомобілів на вантажно-розвантажувальних платформах відстань між автомобілями, що стоять один за одним, повинна бути не менше 1,0 м, а між автомобілями, що стоять поряд - не менше 1,5 м.

Якщо вантажний автомобіль знаходиться поблизу будівлі (споруди), відстань між ним та задньою частиною транспортного засобу або кордоном вантажу має бути не менше 0,5 м. Відстань між вантажівкою та штабелем вантажу має бути не менше 1,0 м.

Організація безпечної роботи на будівельному майданчику.

Внутрішні дороги на будівельних майданчиках мають бути обладнані відповідними дорожніми знаками, що регламентують порядок руху

транспортних засобів та будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху України. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць проведення робіт не може перевищувати 10 км/год на прямих ділянках та 5 км/год на поворотах. Будівельні майданчики, робочі місця та робочі місця, проходи та підходи до них у темний час доби, а також закриті приміщення мають бути освітлені, не засліплюючи робітників. Устаткування систем освітлення не повинно створювати небезпеки ураження електричним струмом. Не допускається виконання робіт у місцях, де рівень освітленості відповідає вимогам.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН А.3.1.-5-2009. Організація будівельного виробництва. — Мінрегіонбуд України. К, 2011. — 67 с.
2. ЕНиР, сборники Е-1, Е-4, Е-5, Е-22. — Госстрой СРСР. М. —1987.
3. ДБН Д.2.7-2000. Ресурсні кошторисні норми експлуатації будівельних машин та механізмів. — Мінрегіонбуд України. К., 2001. — 104 с.
4. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. — Мінрегіонбуд України. К., 2012. — 94 с.
5. Барч И.З. Строительные краны. Справочное пособие. Изд. 2-ое, перераб. и доп. — К.: «Будівельник», 1974. — 336 с.: ил.
6. Технологія будівельного виробництва; Підручник./ В.К.Черненко, М.Г. Єрмоленко, Г.М. Батура та ін.; за ред. В.К. Чернетка, М.Г. Єрмоленка.— К.: Вища шк., 2002 р.— 430 с.
7. Технология строительного производства / Под ред. О.О. Литвинова, Ю.М.Белякова, —К.: Вища шк. 1985 г. — 479 с.
8. Методичні вказівки до курсового, дипломного проектування та самостійної роботи з дисципліни «Організація і планування будівельного виробництва» з теми «Складання календарних планів будівництва одноповерхової промислової будівлі» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання / Укладач В.В. Рогозін. — Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ». — 2012.
9. Методичні вказівки «Приклади розрахунків об'єктних будівельних генеральних планів при будівництві одноповерхових промислових будівель» в курсових і дипломних проектах з курсу «Організація і планування будівельного виробництва» для студентів напряму підготовки «Будівництво» всіх форм навчання / Укладач В.В. Рогозін. — Кривий Ріг: Видавничий центр ДВНЗ «КНУ». — 2011.