

# 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.

## ЗАВДАННЯ

### НА ВИПУСКНУ РОБОТУ БАКАЛАВРА СТУДЕНТОВІ

Крайнеру Артему

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи: "Проектування складального цеху"  
затверджена наказом по університету від " \_\_\_\_\_ " \_\_\_\_\_ 20 \_\_\_\_\_ р. № \_\_\_\_\_
2. Термін здачі студентом закінченої роботи \_\_\_\_\_
3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

Місце будівництва – м. Кривий Ріг.

Будівля, що проектується – складальний цех, розміри в осях 108 x 72м.

Будівля одноповерхова, Г-подібної (прямокутної) форми у плані, багатопролітна, прольоти різного напрямлення.

Фундаменти – монолітні залізобетонні.

Зовнішні стіни – залізобетонні стінові панелі.

Покрівля - рулонна.

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік розділів, що їй 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 улаштування монолітних фундаментів). 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 улаштування монолітних фундаментів) – 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 Загальна характеристика запроектованої будівлі

Конструктивний тип будівлі – будівля каркасна з залізобетонним каркасом.

Клас будівлі – II.

Ступінь довговічності – II

Ступінь вогнестійкості – II.

Кліматичний район по фізико-географічним характеристикам – I.

## 2. Опис технологічних процесів

Механоскладальний цех. Він працює як ділянка серійного виробництва, а це означає, що тут випускатимуть партії деталей та серії виробів, які регулярно повторюватимуться через певний проміжок часу. Особливістю серійного виробництва у цьому магазині є широкий асортимент. Характерною особливістю цього параметра є багаторазове виконання однієї й тієї операції на робочому місці. Залежно від усіх цих параметрів серійне виробництво в механозбірному цеху ділиться на дрібносерійне, середньосерійне та великосерійне. До складу механозбірного цеху входять також такі додаткові цехи, як складально-випробувальний та заготівельно-пресовий. За основу організації трудового процесу прийнято спеціалізацію, засновану на уніфікації створення спеціалізованих майстерень.

## 3 Генеральний план

Розроблено генеральний план механозбірного цеху відповідно до ДБН В.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій», санітарними та протипожежними правилами та у технологічному взаємозв'язку з іншими будівлями та спорудами.

При розробці генерального плану його територія поділена на передзаводську та виробничу зони.

На передзаводській території розташовані: їдальня, адміністративна будівля, тимчасова стоянка для автотранспорту та ін.

Крім проєктованого цеху, біля виробництва розташовані такі будівлі та споруди: склад готової продукції, ремонтні майстерні тощо.

Напрямок вітрів забезпечує хорошу вентиляцію будівлі, а взимку – видування снігу між світловими люками.

Внутрішньозаводський автомобільний транспорт.

Ширина доріг та проїздів приймається радіусом 6 м (від 10,5 м). округлення – 12 м.

Планується благоустрій території. Дороги, дитячі майданчики, тротуари заасфальтовані. Навколо будівлі закладено асфальтове покриття завширшки 1 м.

Завершено благоустрій ділянки. Висаджено декоративні дерева, чагарники, багаторічні трави та квітники.

Основні техніко-економічні показники за генеральним планом зведено таблицю 1.

Таблиця 1 – Техніко-економічні показники за генпланом

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа ділянки	м <sup>2</sup>	55450	
2	Площа забудови	м <sup>2</sup>	27000	
3	Площа мощення	м <sup>2</sup>	18000	
4	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	10450	
5	Щільність забудови	%	49	
6	Коефіцієнт мощення	%	32	
7	Коефіцієнт озеленення	%	19	

#### 4. Об'ємно – планувальне рішення будівлі

Будівля, що проектується – ливарний цех, має розміри в осях 108 x 72 м.

Будівля одноповерхова, Г-образної (прямокутної) форми у плані, багатопролітна, прольоти одного (різного) напрямлення.

У будівлі запроектовано ворота, а для проходу робітників передбачені хвіртки.

У кожному з прольотів передбачено мостові крани, вантажопідйомністю згідно завданню, відмітка головки кранової рейки залежить від виду колон.

По осі «М» та «8» улаштовані температурні шви з двох спарених колон.

Крок колон окремої залізобетонної будівлі – 6 м.

Крок крайніх / середніх колон залізобетонної будівлі – 6 / 6 м.

Прив'язка колон крайніх рядів до поздовжніх координаційних осей – «250».

Колони середнього ряду розміщуються симетрично, по відношенню до координаційних осей, осі проходить по середині перерізу колон.

Поперечні координаційні осі проходять по середині перерізу колон за винятком біля торців і біля деформаційних швів, вісь колони зміщена всередину на 500 мм.

Основні техніко-економічні показники будівлі зведені в таблицю 2.

Таблиця 2 – Техніко-економічні показники будівлі

№	Найменування	Од. вим	Кількість	Примітка
1	Площа забудови	м <sup>2</sup>	11280	
2	Будівельний об'єм	м <sup>3</sup>	231120	
3	Корисна площа	м <sup>2</sup>	10584	
4	Планувальний коефіцієнт	–	K <sub>1</sub> = 20,5	
5	Об'ємний коефіцієнт	–	K <sub>2</sub> = 0,94	

## 1. РОЗРАХУНОК ПЛИТИ 3x6 м

### 1.1 Вихідні дані

Належить запроєктувати ребристу панель 3x6 м для теплового покриття по безрозкісним фермам прольотом 30 м.

Клас бетону В30, бетон легкий

$$R_{bt,n} = R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа} = 0,18 \text{ кН / см}^2 ;$$

$$R_b = 17 \text{ МПа} = 1,7 \text{ кН / см}^2 ;$$

$$R_{bt} = 1,2 \text{ МПа} = 0,12 \text{ кН / см}^2 ;$$

$$E_b = 17500 \text{ МПа} = 1750 \text{ кН / см}^2 ;$$

Коефіцієнт умов роботи  $\gamma_{b2} = 0,9$  з урахуванням коефіцієнту  $\gamma_{b2}$  розрахунковий опір бетону:  $R_b \cdot \gamma_{b2} = 1,7 \cdot 0,9 = 1,53 \text{ кН / см}^2 ;$

$$R_{bt} \cdot \gamma_{b2} = 0,12 \cdot 0,9 = 0,11 \text{ кН / см}^2$$

Напружувана арматура-стержнева термічно зміцнена класу АТ-V.

$$R_{sn} = 785 \text{ МПа} = 78,5 \text{ кН / см}^2 ;$$

$$R_s = 680 \text{ МПа} = 68 \text{ кН / см}^2 ,$$

$$E_s = 190000 \text{ МПа} = 19000 \text{ кН / см}^2$$

Ненапружувана стержнева арматура класу А-I,  $R_s = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН / см}^2$  та дротова холоднотянута Вр-I  $\varnothing 5 \text{ мм}$ ,  $R_s = 360 \text{ МПа} = 36 \text{ кН / см}^2 ;$

Поперечна арматура з Вр-I діаметром 3 мм,  $R_{sw} = 270 \text{ МПа} = 27 \text{ кН / см}^2$

Натяжіння арматури виконують на упори електротермічним способом.

Спуск натяжіння арматури виконують при набутті міцності бетону:

$$R_{bp} 0,7B = 0,7 \cdot 30 = 21 \text{ МПа} = 2,1 \text{ кН / см}^2$$

Напруження для арматури приймаємо:

$$\sigma_{sp} = 0,9 R_{s,n} = 0,9 \cdot 78,5 = 70,65 \text{ кН / см}^2$$

Ребриста панель відноситься до другої категорії вимог до тріщиностійкості.

$$\text{При А-IV} \begin{cases} a_{crc1} = 0,2 \text{ мм} \\ a_{crc2} = 0,2 \text{ мм} \end{cases}$$

Максимально допустимий прогин  $\{f\} = 3 \text{ см}$

Будівля будується в третьому сніговому районі  $S_n = 1,2 \text{ МПа}$  та відноситься до першого класу відповідальності  $\gamma_n = 1$

### 1.2 Призначення розмірів плити

Номінальний розмір плити 3x6 м. Конструктивний розмір: 2,98x5,97 м. Товщина полиці  $h_f = 25 \text{ мм}$ . Висота панелі  $h \geq 1/20 = 6000/20 = 300 \text{ мм}$ .

Приймаємо  $h = 300 \text{ мм}$ . Попередньо призначаємо ширину середніх поперечних ребер: знизу - 50 мм, зверху - 100 мм. Висота середніх поперечних ребер - 150 мм. Висота торцевих поперечних ребер - 200 мм.

Ширина повздовжніх ребер: знизу - 75 мм, зверху - 105 мм. Приведена ширина повздовжнього ребра 80 мм, а двох - 160 мм.

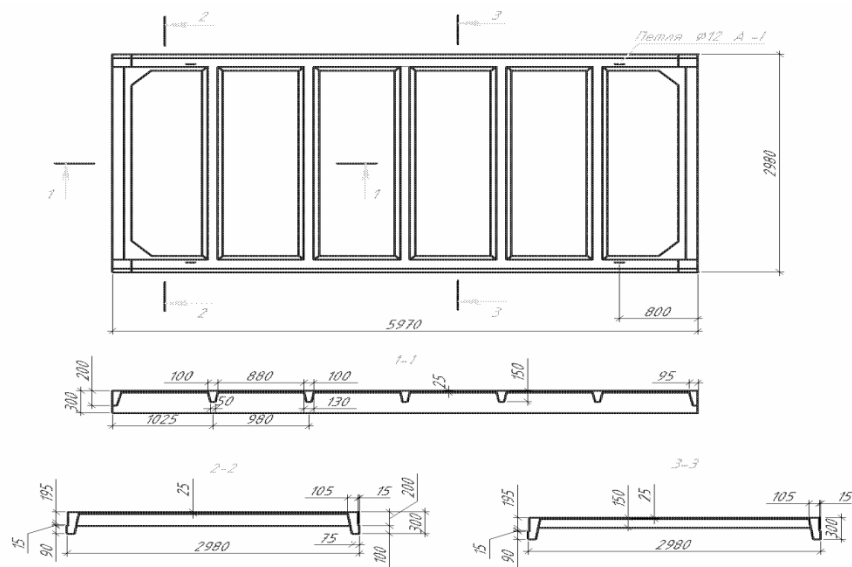


Рисунок 1 - Опалубочні креслення панелі 3х6 м

Таблиця 1.2.1

Вид навантаження	Експлуатаційне навантаження, $\frac{kH}{M^2}$	Коефіцієнт надійності по навантаженню, $\gamma_f$	Граничне навантаження, $\frac{kH}{M^2}$
Постійне			
Тришаровий рубероїдний настил на мастиці	0,15	1,2	0,18
Цементна стяжка 2 см, $\gamma = 20 \frac{kH}{M^3}$ $0,02 \cdot 20 = 0,4$	0,4	1,3	0,52
Утеплювач – пінополістирольні плити 15 см, $\gamma = 0,13 \frac{kH}{M^3}$ $0,10 \cdot 5 = 0,5$	0,0195	1,2	0,0234
Пароізоляція – два шари пергаменту на мастиці	0,1	1,2	0,12
Рибриста плита з	1,38	1,1	1,656

приведеною товщиною 5,3 см, $\gamma = 25 \frac{kH}{m^3}$ $0,053 \cdot 25 = 1,33$			
Разом	2,05		2,5
Змінне			
Снігове: квазипостійне	0,262	1	0,262
короткочасне	1,02	1,04	1,06
Пилове	0,2	1,3	0,26
Всього	4,07		4,08

### 1.3 Розрахунок полиці

Розрахункове навантаження на  $1 \text{ м}^2$  полиці:

*Постійне:*

Від ваги покриття:  $g_1 = 0,18 + 0,52 + 0,0234 + 0,12 = 0,85 \text{ кН} / \text{м}^2$

Від ваги полиці панелі товщиною 2,5 см:  $g_2 = \delta \cdot \gamma \cdot \gamma_f = 0,025 \cdot 1,6 \cdot 1,2 = 0,48 \text{ кН} / \text{м}^2$

(для легкого бетону  $\gamma_f = 1,2 \dots 1,2 \text{ кН} / \text{м}^3$ ;  $\gamma = 25 \text{ кН} / \text{м}^3$ )

Снігове навантаження:  $s = 0,262 + 1,06 = 1,322 \text{ кН} / \text{м}^2$ .

Повне навантаження на полицю панелі:  $p_1 = g_1 + g_2 + s = 0,85 + 0,48 + 1,322 = 2,65 \text{ кН} / \text{м}^2$

Полицю плити розглядаємо як багато прольотну нерозрізну балку і в розрахунку враховуємо перерозподіл зусиль від розвитку пластичних деформацій.

Згинальний момент в полиці з урахуванням коефіцієнту надійності за призначенням  $\gamma_n = 1$ :

$$M = \frac{P_1 \cdot l_0^2 \cdot \gamma_n}{11} = \frac{2,65 \cdot 0,88^2 \cdot 1}{11} = 0,44 \text{ кНм}$$

$l_0$  – відстань між поперечними ребрами .

Корисна товщина полки плити: в проясненні

$$h_0 = h - a = \frac{h_f}{2} = \frac{2,5}{2} = 1,25 \text{ см}$$

Знаходимо  $\alpha_m$  при  $b = 100$  см:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,44 \cdot 100}{1,53 \cdot 100 \cdot 1,3^2} = 0,17$$

Площа перерізу арматури Вр-І на полосу 1м:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{0,44 \cdot 100}{36 \cdot 0,906 \cdot 1,3} = 0,96 \text{ см}^2,$$

Приймаємо сітку С1(рис. 2):

$$\frac{5Bp - I - (x200) + 100}{4Bp - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{C_1}{20}$$

(табл. II.2.10) з площею перерізу повздовжньої арматури на 1м при кроці стержнів 200 мм

$A_s = 5 \cdot 0,196 = 0,98 \text{ см}^2$ , де 0,196 – площа перерізу стержня діаметром 5 мм.

#### 1.4 Розрахунок поперечних ребер

Поперечні ребра запроектовані з кроком  $l_1=98 \text{ см}$ . Ребро розраховуємо як балку таврового перерізу з защемленою опорою.

Постійне навантаження з урахуванням ваги 1 м ребра:

$$g = (g_1 + g_2)l_1 + g_3\gamma_f = (0,85 + 0,48) \cdot 0,98 + \left(\frac{0,1 + 0,05}{2}\right)(0,15 - 0,025) \cdot 1,6 \cdot 9,81 \cdot 1,2 = 1,47 \text{ кН / м}$$

Снігове навантаження та від пилю:  $S = 1,32 \cdot 0,98 = 1,29 \text{ кН / см}^2$

Повне навантаження:  $p_2 = g + S = 1,47 + 1,29 = 2,66 \text{ кН / см}^2$

Згинальні моменти у прольоті та на опорі:

$$M = \frac{p_2 l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{2,66 \cdot 2,875^2 \cdot 1}{8} = 272,76 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

$$l_0 = 2980 - \frac{105}{2} - \frac{105}{2} = 2875 \text{ мм}$$

Поперечна сила:

$$Q = \frac{p_2 l_0 \gamma_n}{2} = \frac{2,66 \cdot 2,875 \cdot 1}{2} = 3,8 \text{ кН}$$

Корисна висота ребра  $h_0 = h - a = 15 - 2,2 = 12,8 \text{ см}$ . Розрахунковий переріз ребра - тавровий з полицею в стиснутій зоні:

$$b_f' = 98 \text{ см} < b_p + 2(l/6) = 10 + 2(287,5/6) = 105,83 \text{ см}$$

Приймаємо  $b_f' = 98 \text{ см}$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b_f' \cdot h_0^2} = \frac{272,76}{1,53 \cdot 98 \cdot 12,8^2} = 0,011$$

$$\eta = 0,995$$

$$\xi = 0,01$$

$$x = \xi \cdot h_0 = 0,01 \cdot 12,8 = 0,13 \text{ см} < h_f' = 2,5 \text{ см}$$

Нейтральна вісь проходить в полиці. Потрібна площа перерізу арматури (робочої) А- І:

$$A_s = \frac{M}{R_s \eta \cdot h_0} = \frac{272,76}{22,5 \cdot 0,955 \cdot 12,8} = 0,59 \text{ см}^2$$

Приймаємо 1  $\emptyset$  10 А-І,  $A_s = 0,785 \text{ см}^2$ .

Так як опорні та прольотні моменти рівні, то верхній стержень КР2 приймаємо як і нижній: 1 стержень діаметром  $\emptyset$  10 А-І,  $A_s = 0,785 \text{ см}^2$ .

Перевіримо несучу здатність перерізу ребра на поперечну силу з умови роботи бетону на розтяг:

$$0,6R_{bt} \cdot b \cdot h_0 \gamma_{b2} = 0,6 \cdot 0,11 \cdot \frac{5+10}{2} \cdot 12,8 = 6,34 \text{ кН} > Q = 3,8 \text{ кН}$$

Розрахунок поперечної арматури не потрібен. Встановлюємо конструктивно поперечні стержні з кроком 150 мм ( $\emptyset$  3 Вр-І).



## 1.5 Розрахунок повздовжніх ребер

Розрахунковий проліт панелі при ширині опори 10 см.

$$l_0 = l - 2 \cdot \frac{10}{2} = 587 \text{ см}$$

Повне розрахункове навантаження (рис. 4) :  $p = 3,7 \text{ кН/м}^2$

Приведена ширина двох повздовжніх ребер  $b = 16 \text{ см}$ .

Розрахункова ширина полиці таврового перерізу (рисунки 2):

$$b'_f = \frac{l_0}{6} + b = 212 \text{ см}$$

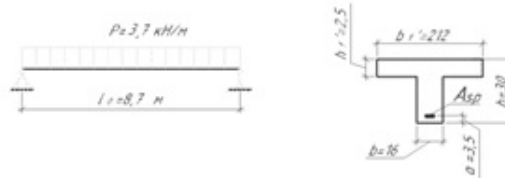


Рисунок 2 – Розрахункова ширина полиці

Максимальний згинальний момент:

$$M = \frac{p \cdot l_0^2 \cdot b_n \gamma_n}{8} = \frac{3,7 \cdot 5,87^2 \cdot 3 \cdot 1}{8} = 47,8 \text{ кНм}$$

$b_n$  - номінальна ширина панелі.

Робоча висота ребра:  $h_0 = h - a = 30 - 4 = 26 \text{ см}$

Розраховуємо випадок таврового перерізу:

$$M \leq R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$$

$$4780 \leq 1,53 \cdot 212 \cdot 2,5 (26 - 0,5 \cdot 2,5) = 20069,8 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Умова виконується, тобто нейтральна лінія проходить у межах полиці,  $x < h'_f$ .

Знаходимо коефіцієнт  $\alpha_m$  як для елемента прямокутного перерізу шириною  $b'_f$ :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{4780}{1,53 \cdot 212 \cdot 26^2} = 0,022$$

$$\xi = 0,022$$

Необхідна площа перерізу напруженої арматури класу Ат-V ( $R_s = 68 \text{ кН/см}^2$ ) при  $\gamma_{s6} = \eta = 1,2$ :

$$A_{sp} = \frac{\xi b'_f \cdot h_0 \cdot R_b}{\gamma_{s6} \cdot R_s} = \frac{0,022 \cdot 212 \cdot 26 \cdot 1,53}{1,2 \cdot 68} = 2,3 \text{ см}^2$$

(Для арматури класу Ат-V  $\eta = 1,2$ )

За сортаментом приймаємо  $2\emptyset 16$ ,  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$

Коефіцієнт армування:  $\mu = A_{sp} / b h_0 = 4,02 / 16 \cdot 26 = 0,009$

Відсоток армування:  $\mu\% = \mu \cdot 100 = 0,009 \cdot 100 = 0,9\% > 0,05\%$

### 1.5.1 Розрахунок міцності по перерізам, нахиленим до повздовжньої осі

Поперечна сила в опорних перерізах продольних ребер:

$$Q = 0,5b_n \cdot p \cdot l_0 \cdot \gamma_n = 0,5 \cdot 3 \cdot 3,7 \cdot 5,87 \cdot 1 = 32,6 \text{ кН}$$

Вплив зв'язів стиснутої полиці:

$$\phi_f = \frac{0,75(3h'_f)h'_f}{b \cdot h_0} = \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 2,5 \cdot 2,5}{16 \cdot 26,5} = 0,03 < 0,5$$

$$B = \phi_{b2}(1 + \phi_f)R_{bt}\gamma_{b2}b \cdot h_0^2 = 2(1 + 0,03) \cdot 0,11 \cdot 16 \cdot 26^2 = 2451 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

В розрахунковому нахиленому перерізі:

$$Q_b = Q_{sw} = Q/2 \quad \text{звідки} \quad c = B/0,5Q = 2451/0,5 \cdot 32,6 = 153,2 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 26 = 52 \text{ см}$$

Приймаємо  $c=52$  см, тоді

$$Q_b = B/c = 2451/52 = 47,14 \text{ кН} \geq Q = 32,6 \text{ кН} \text{ тобто поперечна арматура за}$$

розрахунком не потрібна.

При  $h < 450$  мм на приопорних ділянках встановлюємо поперечну арматуру  $\phi 3$ Вр-І з кроком  $s_1 = h/2 = 30/2 = 15$  см ( $s_1 \leq 15$  см).

$$\text{На іншій частині: } s_2 = \frac{3}{4}h = 22,5 \text{ см.}$$

Приймаємо  $S_1=15$  см,  $S_2=20$  см.

Поперечні стержні з'єднуємо у каркас КР1 спеціальними монтажними стержнями 2 класу А-І.

## 1.6 Розрахунок панелі на утворення тріщин

Геометричні характеристики приведенного перерізу:

$$\text{Коефіцієнт приведення для напружуваної арматури} \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19000}{17500} = 10,86$$

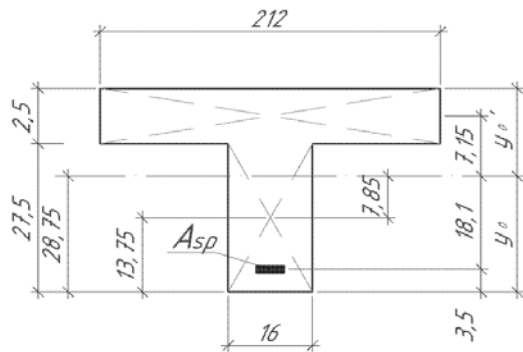


Рисунок 3 – Площа приведенного перерізу

$$A_{red} = \sum A_{bi} + \alpha A_{sp} = 212 \cdot 2,5 + 27,5 \cdot 16 + 10,86 \cdot 4,02 = 1013,7 \text{ см}^2$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно нижньої грані:

$$S_{red} = \sum S_{bi} + \alpha S_{sp} = 212 \cdot 2,5 \cdot 28,75 + 27,5 \cdot 16 \cdot 13,75 + 4,02 \cdot 10,86 \cdot 4 = 21462 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані перерізу до центра ваги:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{21462}{1013,7} = 21,17 \text{ см}$$

Відстань від верхньої грані перерізу до центра ваги:

$$y'_0 = h - y_0 = 30 - 21,17 = 8,83 \text{ см}$$

Момент інерції приведенного перерізу:

$$I_{red} = \sum I_{bi} + \alpha A_{sp} (y_0 - a)^2 = \frac{212 \cdot 2,5^3}{12} + 212 \cdot 2,5 \cdot 7,6^2 + \frac{16 \cdot 27,5^3}{12} + 16 \cdot 27,5 \cdot 7,4^2 + 10,86 \cdot 5,09 \cdot 17,17^2 = 95583 \text{ см}^4$$

Ексцентриситет прикладання сил обтиску:

$$e_{op} = y_0 - a = 21,17 - 4 = 17,17 \text{ см}$$

### 1.6.1 Визначення втрат попереднього напруження арматури

Перші втрати:

- від релаксації напруг в арматурі:

$$\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 70,65 = 2,1 \text{ кН / см}^2$$

Значення  $\sigma_{sp} = 0,9R_{sn} = 0,9 \cdot 785 = 706,5$  приведено у вихідних даних для розрахунку панелі. Для арматури з високоміцного дроту  $\sigma_1 = 0,05\sigma_{sp}$  від різності температур напружуваної арматури і натяжних механізмів (при  $\Delta t = 65^\circ \text{C}$ )

- від різниці температур напружуваної арматури і натяжних пристроїв ( $t = 65^\circ \text{C}$ ):

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 6,5 = 8,13 \text{ кН / см}^2$$

- від деформації анкерів (при  $\lambda = 2$  мм):

$$\sigma_3 = E_s \frac{\lambda}{l} = 190000 \frac{0,002}{700} = 5,43 \text{ кН / см}^2$$

де  $l = 7$  см – довжина напружуваного стержню;

- від швидкоплинної повзучості:

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_5) = [4,02 \cdot 10^{-4} [(70,65 - 2,1 - 8,13 - 5,43)] \cdot 10^6] \cdot 10^{-3} = 221,1 \text{ кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = 221,1 / 1013,7 = 0,22 \text{ кН / см}^2 \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{0,22}{2,1} = 0,1 < \alpha = 0,775,$$

де  $R_{bp}$  передавальна міцність бетону (див. вихідні дані);

$$\alpha = 0,25 + 0,25R_{bp} = 0,25 + 0,25 \cdot 2,1 = 0,775$$

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,1 = 3,4 \text{ МПа} = 0,34 \text{ кН / см}^2$$

(при  $\sigma_{bp} / R_{bp} > \alpha$ ,  $\sigma_6 = [40\alpha + 0,85\beta(\sigma_{bp} / R_{bp}^{-\alpha})]0,85$ , де  $\beta = 5,25 - 1,85R_{pb}$ , но не більше 2,5 та не менше 1,1)

Перші втрати дорівнюють:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 2,1 + 8,13 + 5,43 + 0,34 = 16 \text{ кН / см}^2$$

Другі втрати:

- від усадки бетону В20:  $\sigma_b = 35 \text{ МПа} = 3,5 \text{ кН / см}^2$

- від повзучості бетону:

$$\sigma_9 = \frac{150\alpha\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,1 = 1,28 \text{ кН / см}^2, \text{ де } \alpha = 0,85 \text{ для бетону, підданого}$$

тепловій обробці при атмосферному тиску.

$$\sigma_{los1} = \sigma_b + \sigma_9 = 3,5 + 1,28 = 20,78 \text{ кН / см}^2$$

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 4,02(70,65 - 16) = 219,7 \text{ кН}$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{219700}{1013,7} = 1,97 \text{ кН / см}^2 \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{1,97}{2,1} = 1,06 < 0,6$$

Повні втрати:

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 16 + 4,78 = 20,78 \text{ МПа}$$

Сила обтиску:

$$P = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,02 \cdot 10^{-4} (70,65 - 20,78) \cdot 10^3 = 200,5 \text{ кН}$$

Момент опору перерізу відносно нижніх волокон:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{95583}{21,17} = 4515 \text{ см}^3$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони до центра приведенного перерізу:

$$r_y = 0,85 \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{4515}{1013,7} = 3,8 \text{ см}$$

Упругопластичний момент опору перерізу з полицею в стиснутій зоні:

$$W_{pl} = 1,75 W_{red} = 1,75 \cdot 4515 = 7901,25 \text{ см}^3$$

Згинаючий момент при утворенні тріщини:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 0,18 \cdot 7901,25 + 4204,5 = 5626,7 \text{ МПа}$$

$$M_{rp} = P(e_{op} + r_y) = 200,5 \cdot (17,17 + 3,8) = 4204,5 \text{ МПа}$$

Момент від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{p_n l_0^2 \gamma_n b_n}{8} = \frac{3,69 \cdot 5,87^2 \cdot 3 \cdot 1}{8} = 47,68 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Так як  $M_{crc} = 56,26 \text{ кН} \cdot \text{см} \geq M_n = 47,7 \text{ кН} \cdot \text{см}$  тому розрахунок на розкриття тріщин не виконуємо.

## 1.7 Розрахунок панелі по прогину

$$M_{ln} = M = 41,86 \text{ кН} \cdot \text{см},$$

$$P = N_{tot} = 200,5 \text{ кН}$$

$$z_1 = 24,75 \text{ см}$$

$$R_{bt,ser} = 0,18 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$E_b = 1750 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$E_s = 19000 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$l_0 = 587 \text{ см} \quad M_{rp} = 4204,5 \text{ кНсм}$$

$$e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}} = \frac{4186}{200,5} = 20,9 \text{ см}$$

Значення коефіцієнту

$$\phi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{0,18 \cdot 7901,3}{4186 - 4204,5} \geq 1 = 1, \text{ приймаємо } \phi_m = 1$$

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформацій розтягнутої зони на ділянці між тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \phi_l \cdot \phi_m - \frac{1 - \phi_m^2}{(3,5 - 1,8\phi_m) e_{s,tot} / h_0} = 1,25 - 0,8 \cdot 1 - \frac{1 - 1}{(3,5 - 1,8 \cdot 1) \cdot 20,9 / 26} = 0,45 < 1,$$

де  $\phi_l = 0,8$  при довготривалому навантаженні.

Кривизна осі при згині:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[ \frac{\psi_s}{E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{\lambda_b E_b A_b} \right] - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_{sp}} = \frac{4186}{26 \cdot 24,75} \left[ \frac{0,45}{19000 \cdot 4,02} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 1750 \cdot 530} \right] - \frac{200,5 \cdot 0,45}{26 \cdot 19000 \cdot 4,02} =$$

$$= 35 \cdot 10^{-6} \frac{1}{m}$$

$$A_b = b_f h_f = 212 \cdot 2,5 = 530 \text{ см}^2$$

Прогин панелі без впливу вигину від повзучості бетону внаслідок обтиску, що зменшує прогин:

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \left( \frac{1}{r} \right) = \frac{5}{48} \cdot 587^2 \cdot 35 \cdot 10^{-6} = 1,21 \text{ см} < [f] = 3 \text{ см}$$

## 1.8 Перевірка панелі на монтажні навантаження

Панель має 4 монтажні петлі зі сталі А-І. Встановлюються вони у продольних ребрах на відстані 0,8 м від торця панелі. На такій же відстані  $l_0 = 0,8$  м укладають підкладки при перевезенні. З урахуванням коефіцієнту динамічності  $\gamma_l = 1,5$  розраховуємо навантаження від власної ваги панелі:

$$g = 1,46 \gamma_l \cdot b_k = 1,46 \cdot 1,5 \cdot 2,98 = 6,53 \text{ кН / см}^2$$

Від'ємний згинальний момент консольної частини панелі:

$$M = \frac{g \cdot l_0^2}{2} = \frac{6,53 \cdot 0,8^2}{2} = 2,09 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Цей момент сприймається продольною монтажною арматурою каркасів – 2 діаметра 8 А-І. При  $z_1 = 0,9 h_0$  потрібна площа перерізу вказаної арматури:

$$A_s = \frac{M}{z_1 \cdot R_s} = \frac{2090}{0,9 \cdot 26,5 \cdot 225} = 0,39 \text{ см}^2 \text{ значно менше прийнятої конструктивно 2}$$

діаметра 8 А-І,  $A_s = 1,01 \text{ см}^2$ .

### 1.8.1 Розрахунок підйомних петель

При підйомі панелі вага її може бути передана на 2 петлі, тоді зусилля на одну петлю:

$$N = \frac{g \cdot l_k}{2} = \frac{6,53 \cdot 5,97}{2} = 19,49 \text{ кН}$$

Площа перерізу арматури петлі:

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{19490}{225 \cdot (100)} = 0,87 \text{ см}^2$$

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

## 1.9 Конструювання панелі

При розрахунку полки підібрана сітка:

$$\frac{5Bp - I - (x200) + 100}{4Bp - I - (x250) + 100} \cdot 2940 \cdot 5900 \frac{C_1}{20}$$

В середніх поперечних ребрах підібрана робоча та монтажна арматура - Ø 10А-І. Поперечні стержні прийнято конструктивно діаметром 3мм Вр-І з кроком 150 мм. Стержні з'єднані в плоский каркас Кр2. Крайні поперечні ребра не розраховувались. Робочу, монтажну і поперечну арматуру приймаємо аналогічно середнім поперечним ребрам ( каркас Кр3).

Із розрахунку міцності повздовжніх ребер по перерізам, нахилених до повздовжньої осі, поперечні стержні прийняті конструктивно  $\varnothing$  3Вр-I з кроком: на при опорних ділянках 15 см, а в середній частині прольоту – 20 см. Монтажні продольні стержні прийняті діаметром 8мм А-I. Стержні об'єднані в каркас Кр1.

За умов забезпечення міцності опорних вузлів панелі прийняті сітки С2(4 шт).

Кінці поздовжніх ребер армуються поперечною арматурою у вигляді гнутих сіток С2 з  $\varnothing$  4Вр-I, з кроком стержнів 100 мм на довжині не менше  $15d=15 \cdot 14=210$  мм. Для поліпшення з'єднання повздовжніх ребер з торцевими в кутах панелі встановлюють сітки С3, що зігнуті під прямим кутом з арматури  $\varnothing$  4Вр-I, у кожен бік вони заходять на 350 мм. Вути панелі армуються сітками С4 та С5 з  $\varnothing$ 3Вр-I. В кутах розміщуються закладні деталі М1 та М1н.

## 2.Розрахунок балки

### 2.1 Вихідні дані

– для дроту класу Вр-II діаметром 5 мм  $R_s = 1055$  МПа;  $R_{s,ser} = 1255$  МПа;

$E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа;

– для сталі класу А-III діаметром 6...8 мм  $R_s = 355$  Мпа, діаметром 10...40 мм

$R_s = 365$  МПа; для всіх діаметрів  $R_{s,ser} = 390$  МПа;  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа;

– для бетону класу В45  $R_b = 25$  МПа;  $R_{bt} = 1,45$  МПа;  $R_{b,ser} = 32$  МПа,

$R_{bt,ser} = 2,2$  МПа (табл. 12);  $E_b = 34 \cdot 10^3$  МПа;  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

Міцність бетону в момент обтискування приймаємо  $R_{gp} = 0,8 \cdot B = 0,8 \cdot 45 = 36$  МПа. Попереднє контрольоване напруження призначаємо  $\sigma_{sp} = 0,7 R_{s,ser} = 0,7 \cdot 1255 = 880$  МПа.

Перевіряємо умови (п. 1.23 [3]) при  $p = 0,05 \cdot \sigma_{sp} = 0,05 \cdot 880 = 44$  МПа :  $\sigma_{sp} + p = 880 + 44 = 924$  МПа  $< R_{s,ser} = 1255$  МПа;

$\sigma_{sp} - p = 880 - 44 = 836$  Мпа  $> 0,3 R_{s,ser} = 390$  Мпа – умови дотримуються.

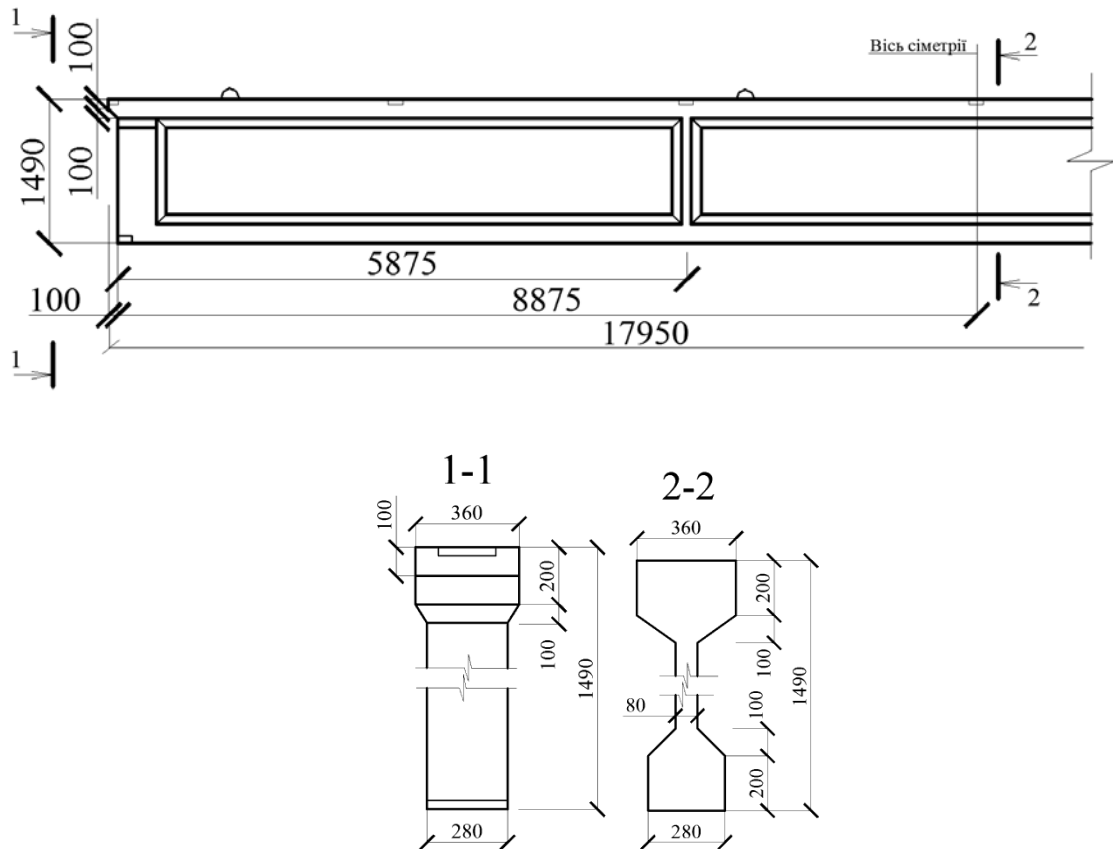
### 2.2 Призначення геометричних розмірів

Висота перерізу балки  $h = \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{15} \right) l = 1800 \dots 1200$  мм. Приймаємо  $h=1490$  мм.

Ширина верхньої стиснутої полиці  $b'_f = (1/50 \dots 1/60) l = 360 \dots 300$  мм. Приймаємо 360 мм.

Ширина нижнього поясу 250...300 мм, приймаємо 280 мм. Товщина стінки  $b=80 \dots 120$  мм, приймаємо 80 мм. Товщина полиць 200 мм. Схили скосів полиць 35-45 градусів. У напрямі до опор стінка потовщується, так що утворюється вертикальне ребро жорсткості.

Розрахунковий проліт балки  $l_0 = 18000 - 2 \cdot 25 - 2 \cdot 80 = 17790$  мм., де 25 мм- відстань від осі будівлі до торця балки, 80 мм – відстань від торця до середини опори.



### 2.3 Визначення навантажень

Підрахуємо рівномірно розподілені розрахункові навантаження на одиницю довжини балки.

*Постійне:*

- від покриття  $3,06 \cdot 6 = 18,36$  кН/м,
- від власної ваги балки  $(127/18) \cdot 1,1 = 7,76$  кН/м,
- від вентиляційних коробів і трубопроводів (за проектом)  $0,5 \cdot 6 \cdot 1,2 = 3,6$  кН/м
- усього  $g = 29,72$  кН/м.

*Тимчасове (снігове):*

- тривале  $0,15 \cdot 6 \cdot 1,4 = 1,17$  кН/м;
- короткочасне  $0,56 \cdot 6 \cdot 1,4 = 4,71$  кН/м,

*Повне розрахункове навантаження:*

- постійне і тривале  $29,72 + 1,17 = 30,9$  кН/м;
- короткочасне 4,71 кН/м;
- разом  $30,9 + 4,71 = 35,6$  кН/м.

Оскільки будівля проектується в II сніговому районі, тривале снігове навантаження не враховуємо.

### 2.4 Визначення зусиль

Згинаючий момент в середині прольоту від повного розрахункового навантаження

$$M = (ql_0^2 / 8) \cdot \gamma_n = (35,6 \cdot 17,79^2 / 8) \cdot 0,95 = 1338 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Найбільша поперечна сила від повного розрахункового навантаження

$$Q = (ql_0 / 2) \cdot \gamma_n = (35,6 \cdot 17,79 / 2) \cdot 0,95 = 301 \text{ кН}.$$

## 2.5 Попередній розрахунок перерізу напруженої арматури

З умови забезпечення міцності переріз напруженої арматури повинен бути:

$$A_{sp} = M / 0,9 \cdot h_0 R_s = 133800000 / 0,9 \cdot 139 \cdot 1055(100) = 10,14 \text{ см}^2,$$

де  $h_0 = h - a = 149 - 20 / 2 = 139 \text{ см}$ .

Орієнтовочний переріз напруженої арматури з умови забезпечення тріщинотійкості

$$A_{sp} = M / \beta \cdot R_s h_0 = 133800000 / 0,6 \cdot 1055 \cdot (100) \cdot 139 = 15,21 \text{ см}^2,$$

Необхідна кількість дроту  $\varnothing 5$  Вр–ІІ,  $A_s = 0,196 \text{ см}^2$   $n = A_{sp} / A_s = 15,21 / 0,196 = 77,6$  шт, приймаємо 78  $\varnothing 5$  Вр–ІІ з  $A_{sp} = 15,29 \text{ см}^2$ .

Таким чином для подальших розрахунків попередньо приймаємо:

- площу перерізу напруженої арматури  $A_{sp} = 15,29 \text{ см}^2$ ;
- площу перерізу ненапруженої арматури в стиснутій зоні бетону (в верхній полиці) конструктивно 2  $\varnothing 12$  А–ІІІ,  $A_s' = 2,26 \text{ см}^2$ ;

## 2.6 Визначення зусилля обтискання з урахуванням втрат попереднього напруження арматури

### **Перші втрати:**

- від релаксації напружень арматури (п. 1 табл. 5 [3])

$$\sigma_1 = [(0,22 \sigma_{sp} / R_{s,ser}) - 0,1] \sigma_{sp} = [(0,22 \cdot 880 / 1255) - 0,1] 880 = 48 \text{ МПа};$$

- від температурного перепаду (призначивши за п. 2 табл. 5 [3]  $\Delta t = 65^0$ )

$$\sigma_2 = 1,25 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа};$$

- від деформації анкерів біля натяжних пристроїв при довжині арматури  $l = 19 \text{ м}$  (визначивши  $\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 5 = 2 \text{ мм}$ )

$$\sigma_3 = \Delta l \cdot E_s / l = 0,002 \cdot 200000 / 19 = 21 \text{ МПа}.$$



Зусилля обтискання бетону з врахуванням втрат  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  при коефіцієнті точності натяжіння

$$\gamma_{sp} = 1; p_1 = \gamma_{sp} A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 1 \cdot 15,29 (880 - 48 - 81 - 21) \cdot (100) = 1116568 \text{ Н} = 1117 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет дії сили  $p_1$  відносно центра ваги зведеного перерізу  $e_{op} = y_o - a$ , де  $y_o$  – відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої грані,  $y_o = S_{red} / A_{red}$ .

Визначаємо попередньо геометричні характеристики перерізу:

– відношення модулів пружності  $\alpha = E_s / E_b = 200000 / 34000 = 5,9$ ;  
(при різних модулях пружності напружуваної та ненапружуваної арматури визначити  $\alpha$  окремо)

– зведена площа перерізу арматури

$$A_{sp,red} = \alpha \cdot A_{sp} = 5,9 \cdot 15,29 = 90,1 \text{ см}^2;$$

$$A'_{s,red} = \alpha \cdot A'_s = 5,9 \cdot 2,26 = 13,31 \text{ см}^2;$$

– площа зведеного перерізу посередині прольоту балки

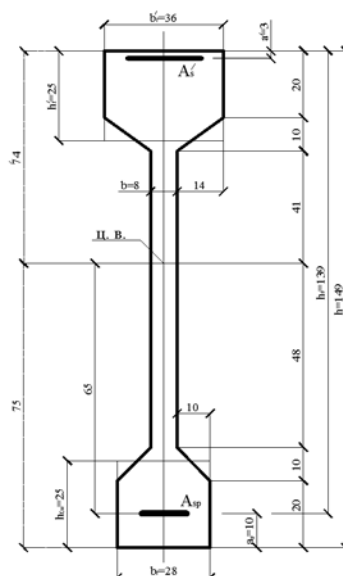
$$A_{red} = A + A_{sp,red} + A'_{s,red} = 38 \cdot 20 + 13 \cdot 10 + 28 \cdot 20 + 8 \cdot 10 + 89 \cdot 12 + 90,1 + 13,31 = 2701,41 \text{ см}^2;$$

– статичний момент зведеного перерізу відносно нижньої грані

$$S_{red} = \sum A_i \cdot y_i + A_{sp,red} \cdot a_p + A'_{s,red} (h - a') = 38 \cdot 20 \cdot (149 - 0,5 \cdot 20) + 13 \cdot 10 \cdot (149 - 20 - 0,5 \cdot 10) + 28 \cdot 20 \cdot 0,5 \cdot 20 + 8 \cdot 10 \cdot (20 + 0,5 \cdot 10) + 89 \cdot 12 \cdot (0,5 \cdot 89 + 10 + 20) + 90,1 \cdot 10 + 13,31 \cdot (149 - 3) = 211770 \text{ см}^3.$$

Визначаємо відстань від центра ваги зведеного перерізу до нижньої грані

$$y_o = S_{red} / A_{red} = 211770 / 2701,41 = 78,4 \text{ см.}$$



Ексцентрисітет дії сили  $P_1$ :

$$e_{op} = y_o - a_p = 78,4 - 10 = 68,4 \text{ см.}$$

Розрахунковий згинаючий момент від власної ваги, що виникає при виготовленні балки в вертикальному положенні:

$$M_d = g_d l_0^2 / 8 = 7,76 \cdot 17,79^2 / 8 = 307 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

те ж саме, нормативний

$$M_d^n = M_d / \gamma_f = 307 / 1,1 = 279 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Визначимо напруження обтискання бетону на рівні центра ваги напружуваної арматури від дії зусилля  $P_1$  і момента  $M_d$ , обчисливши попередньо момент інерції зведеного перерізу відносно центра ваги перерізу

$$I_{red} = \Sigma I_0 \cdot A_i \cdot y_i^2 + A_{sp,red} \cdot (y_o - a_p)^2 + A'_{s,red} \cdot (y_0^1 - a')^2 = (38 \cdot 20^3/12) + 38 \cdot 20 \cdot (74 - 0,5 \cdot 20)^2 + (13 \cdot 10^3/12) + 13 \cdot 10 \cdot (74 - 20 - 0,5 \cdot 10)^2 + (28 \cdot 20^3/12) + 28 \cdot 20 \cdot (75 - 0,5 \cdot 20)^2 + (8 \cdot 10^3/12) + 8 \cdot 10 \cdot (75 - 20 - 0,5 \cdot 10)^2 + (12 \cdot 89^3/12) + 12 \cdot 89 \cdot (0,5)^2 + 90,1 \cdot (75 - 10)^2 + 13,31 \cdot (70 - 3)^2 = 7111677 \text{ см}^4.$$

$$\sigma_{ep} = (P_1 / A_{red}) + [(P_1 e_{op} - M_d^n) / I_{red}] (y_o - a_p) = (1116568/2701,41) + [(1116568 \cdot 68,4 - 279000) / 7111677] \cdot (78,4 - 10) = 1145 \text{ Н/см}^2 = 11,45 \text{ МПа.}$$

Відношення  $\sigma_{ep}/R_{ep} = 11,45 / 36 = 0,32 < 0,7$ . Це відношення менше  $\alpha_{max} = 0,8$  для бетону класу В45 ( $\alpha = 0,25 + 0,025R_{ep}$ )  $\leq 0,8$ ;

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot 28 = 0,95; \text{ прийнято } \alpha = 0,8$$

$$\sigma_s = 0,85 \cdot 40 \sigma_{ep} / R_{ep} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,32 = 10,9 \text{ МПа}$$

**Сумарне значення перших втрат:**

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 47,8 + 81 + 21 + 10,9 = 160,7 \text{ МПа.}$$

*Другі втрати:*

$$\text{– від усадки бетону класу В45 } \sigma_8 = 50 \text{ МПа;}$$

$$\text{– від повзучості бетону при } \sigma_{ep} / R_{ep} = 0,32 < 0,75$$

$$\sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \sigma_{ep} / R_{ep} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,32 = 40,8 \text{ МПа.}$$

**Сумарне значення других втрат:**

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 50 + 40,8 = 90,8 \text{ МПа.}$$

Повні втрати попереднього напруження арматури

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 160,7 + 90,8 = 251,5 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтискання з врахуванням повних втрат

$$P_2 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 15,29(880 - 251,5) \cdot (100) = 960976,5 \text{ Н} = 961 \text{ кН.}$$

## 2.7 Розрахунок міцності балки по нормальному перерізу

Визначаємо положення нейтральної осі з умови

$$R_s A_{sp} \leq R_b \gamma_{b2} b'_f \cdot h'_{f,m} + R_{sc} A'_s$$

$1055(100) \cdot 15,29 = 1613095 \text{ Н} < 25 \cdot (100) 0,9 \cdot 38 \cdot 25 + 365(100) \cdot 2,26 = 2219990 \text{ Н}$ , отже нейтральна вісь проходить в полиці і розрахунки ведемо як для прямокутного перерізу з розмірами  $b'_f$  і  $h_0$ .

Знаходимо граничне значення відносної висоти стиснутої зони

$$\xi_R = w / (1 + [(\sigma_{sR} / \sigma_{sc,u})(1 - w/1,1)]) = 0,67 / (1 + [(575/500)(1 - 0,67/1,1)]) = 0,46,$$

де  $w = 0,85 - 0,008 R_b \cdot \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 25 \cdot 0,9 = 0,67$ ;

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 1055 + 400 - 880 = 575 \text{ Мпа}; \sigma_{sc,u} = 500 \text{ Мпа при } \gamma_{b2} < 1.$$

Висоту стиснутої зони знаходимо при  $\gamma_{s6} = 1,15$  (п. 3.13 [3]) за формулою

$$x = (\gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_{sc} A'_s) / R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f = (1,15 \cdot 1055(100) \cdot 15,29 - 365(100) \cdot 2,26) / 25 (100) \cdot 38 \cdot 0,9 = 20,8 \text{ см.}$$

Відношення  $x/h_0 = 20,8 / 139 = 0,15 < \xi_R = 0,46$ .

Міцність нормального перерізу перевіряємо за формулою

$$M \leq R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b'_f \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s \cdot (h_0 - a')$$

$$1338 \text{ кН} \cdot \text{м} < 25(100) \cdot 0,9 \cdot 38 \cdot 20,8 (139 - 0,5 \cdot 20,8) + 365(100) \cdot 2,26 (139 - 3) = 2399,2 \text{ кН} \cdot \text{м} - \text{міцність нормального перерізу забезпечена.}$$

## 2.8 Розрахунок міцності перерізів, похилих до повздовжньої осі на дію поперечної сили

Перевіряємо необхідність поперечного армування балки за розрахунком, користуючись при цьому вказівками п. 3.31 [3].

Попередньо визначаємо:

– коефіцієнт, що враховує вплив стиснутої полиці

$$\varphi_f = 0,75 \cdot (b'_f - b) \cdot h'_{f,m} / b h_0 = 0,75(38 - 12) 25 / 12 \cdot 139 = 0,29 < 0,5 -$$

приймаємо  $\varphi_f = 0,29$ ;

– коефіцієнт, що враховує вплив поздовжнього зусилля обтискання

$$N = P_2 = 961 \text{ кН}$$

$$\varphi_n = 0,1 \cdot N / R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0 = 0,1 \cdot 961000 / 1,3 (100) 0,9 \cdot 12 \cdot 139 = 0,49 > 0,5$$

приймаємо  $\varphi_n = 0,49$ ;

– значення  $1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,29 + 0,49 = 1,78 > 1,5$  – приймаємо 1,5;

– коефіцієнт  $\varphi_{b2} = 2$  (для важкого бетону);

$$B_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,45(100) \cdot 0,9 \cdot 12 \cdot 139^2 = 90770058$$

Н · см

$$= 90770 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Довжина проекції найбільш небезпечного похилого перерізу на поздовжню вісь балки за формулою (76 [3]) при  $Q_b = Q_{sw} = 0,5Q$ ;  $c = V_b / 0,5Q = 90770 / 0,5 \cdot 301 = 603 \text{ см} > 2 h_o = 2 \cdot 139 = 278 \text{ см}$  –приймаємо  $c = 278 \text{ см}$ . В цьому разі  $Q_b = V_b / c = 90770 / 278 = 326 \text{ кН} > Q = 301 \text{ кН}$  – поперечне армування призначаємо конструктивно.

Приймаємо для поперечного армування сталь класу А–ІІІ діаметром 6 мм,  $A_{sw} = 0,283 \text{ см}$ ,  $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$  (табл. 22[1]). Приймаємо на приопорних ділянках довжиною 2,21 м  $s = 15 \text{ см}$ .

В середній частині балки:

$s \leq 3h/4 = 3 \cdot 149 / 4 = 112 \text{ см}$  і  $s \leq 50 \text{ см}$  – приймаємо  $s = 30 \text{ см}$ ;

# ЗВЕДЕННЯ МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ФУНДАМЕНТІВ

Додаткові вихідні дані:

№ вар.	A, м	m, м	l, м	n	Розміри сходин у плані			h, м	g <sub>a</sub> , кг	l <sub>ном</sub> , км	t <sub>сх.</sub> , год.	Шляхи
					B, м	C, м	D, м					
2	-	-	-	-	-	-	-	0,8	48	12	1,7	грунт

## 1. Проектування фундаментів

Схему розташування фундаментів здійснюємо з врахуванням утворення в будівлі деформаційних (температурних) швів, що обумовлює розбивку промислової каркасної будівлі на уніфіковані типові секції довжиною не більш 60 або 72 м. План фундаментів вказано на рис. 1.

Визначення розмірів фундаментів.

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

Приймаючи до уваги висоту оголовка колони ( $H_1$ ) – 13,2 м, крок колон ( $a_1$ ) – 12 м та вантажопідйомність мостового крану ( $Q_1$ ) – 10 т згідно додатку 7.3 [2] приймаємо для будівлі крайні колони 4К132-7 з розміром бази колони 900×400 мм у кількості 62 шт. та середні колони 8К132-25 з розміром бази колони 900×400 мм кількістю 26 шт.

б). Визначення розмірів фундаментів будівлі здійснюємо за допомоги таблиці 3 [3]).

Приймаємо розмір для крайніх та середніх фундаментів Ф-1: 1-ї ступені фундаменту 3,0×1,8×0,45( $h$ ) м, розмір 2-ї ступені фундаменту 2,1×1,8×0,45( $h$ ) м, підколонника 1,5×1,2×0,8( $h$ ) м, глибина стакану 0,9 м (див. рис. 2).

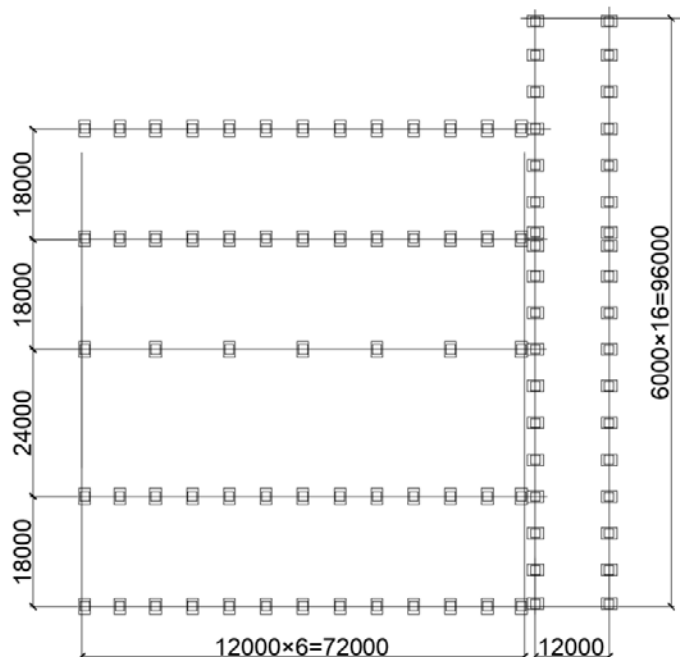


Рис. 1 План фундаментів

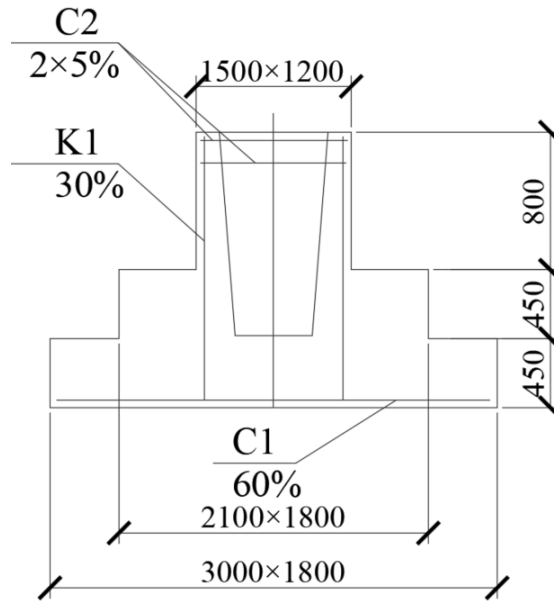


Рис. 2 Схема фундаменту.

## 2. Визначення обсягів робіт

1. Площа щитів опалубки на Ф-1.

$$F_1 = 3 \times 0,45 = 1,35 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_2 = 2,1 \times 0,45 = 0,945 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_3 = 1,8 \times 0,45 = 0,81 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 4 шт.}$$

$$F_4 = 1,5 \times 0,8 = 1,2 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

$$F_5 = 1,2 \times 0,8 = 0,96 \text{ м}^2 \text{ Кільк. 2 шт.}$$

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

2. Загальна площа щитів.

Щитів площею до 1 м<sup>2</sup>

$$F_{on} = ((0,945 + 0,96) \times 2 + 0,81 \times 4) \times 88 = 7,05 \times 88 = 620,4 \text{ м}^2$$

Щитів площею від 1 м<sup>2</sup> до 2 м<sup>2</sup>

$$F_{on} = (1,35 + 1,2) \times 2 \times 88 = 5,1 \times 88 = 448,8 \text{ м}^2$$

Щитів площею більше 2 м<sup>2</sup>

$$F_{on} = 2,8 \times 88 = 246,4 \text{ м}^2$$

3. Об'єм бетону Ф-1

$$V = (3 \times 1,8 \times 0,45 + 2,1 \times 1,8 \times 0,45 + 1,5 \times 1,2 \times 0,8 - (1 + 1,05) / 2 \times (0,5 + 0,55) / 2 \times 0,9) \times 88 = 5,09 \times 88 = 447,92 \text{ м}^3$$

4. Маса арматури.

$$m = 5,09 \times 48 = 244,32 \text{ кг}$$

Маса сіток (каркасу).

$$m_{C1} = 244,32 \times 0,6 = 146,59 \text{ кг Приймаємо 1 сітку 147 кг}$$

$$m_{C2} = \frac{244,32 \times 0,1}{2} = 12,22 \text{ кг Приймаємо 2 сітки по 13 кг}$$

$$m_{K1} = 244,32 \times 0,3 = 73,3 \text{ кг Приймаємо 1 сітку 74 кг}$$

Загальна кількість сіток та каркасів.

C<sub>1</sub> - 88 шт., C<sub>2</sub> - 176 шт., K<sub>1</sub> - 88 шт.

5. Площа підмосток.

$$F_{\text{під.}} = 0,7 \times 1 \times 2 \times 88 = 1,4 \times 88 = 123,2 \text{ м}^2$$

0,7×1 – розміри підмосток, м

6. Догляд за бетоном.

7.1 Площа поверхонь, що укривають рогожею.

$$F_{\text{вкр.}} = 3 \times 1,8 \times 88 = 5,4 \times 88 = 475,2 \text{ м}^2$$

7.2 Площа поверхонь, що поливають водою.

$$F_{\text{пол.}} = 5,4 \times 12 \times 88 = 64,8 \times 88 = 5702,4 \text{ м}^2$$

12 - кількість поливів, разів.

7. Ізоляційні роботи.

8.1 Площа горизонтальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{\text{із.г.}} = (5,4 - 1,5 \times 1,2) \times 88 = 3,6 \times 88 = 316,8 \text{ м}^2$$

8.2 Площа вертикальних поверхонь, що ізолюють.

$$F_{\text{із.в.}} = ((0,945 + 0,96 + 1,2 + 1,35) \times 2 + 0,81 \times 4) \times 88 = 12,15 \times 88 = 1069,2 \text{ м}^2$$

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

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

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

**Табл.1**

**Відомість об'ємів робіт.**

№ п/п	Назва процесів (операцій)	Одиниця виміру	Об'єм робіт на один елемент	Кількість фундаментів.	Загальний об'єм робіт
1	2	3	4	5	6
1	Встановлення краном арматурних сіток в горизонтальному положенні масою до 0,3 т	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,147	88	<u>88</u> 13,395
2	Встановлення вручну арматурних каркасів в вертикальному положенні масою до 100 кг	<u>шт.</u> т	<u>1</u> 0,074	88	<u>88</u> 6,745
3	Встановлення сіток вручну масою до 20 кг	<u>шт.</u> т	<u>2</u> 0,026	88	<u>176</u> 2,28

4	Монтаж (демонтаж) опалубки:				
	S до 1 м <sup>2</sup>	м <sup>2</sup>	7,05	88	620,4
	S від 1 м <sup>2</sup> до 2 м <sup>2</sup>	м <sup>2</sup>	5,1	88	448,8
	S більш 2 м <sup>2</sup>	м <sup>2</sup>	2,8	88	246,4
5	Збірка, переставляння підмостків.	м <sup>2</sup>	1,4	88	123,2
6	Бетонні роботи	м <sup>3</sup>	5,09	88	447,92
7	Укривання поверхонь рогожею	м <sup>2</sup>	5,4	88	475,2
8	Поливання поверхні водою	м <sup>2</sup>	64,8	88	5702,4
9	Фарбувальна гідроізоляція поверхонь горизонтальних вертикальних	м <sup>2</sup>	3,6	88	316,8
		м <sup>2</sup>	12,15	88	1069,2



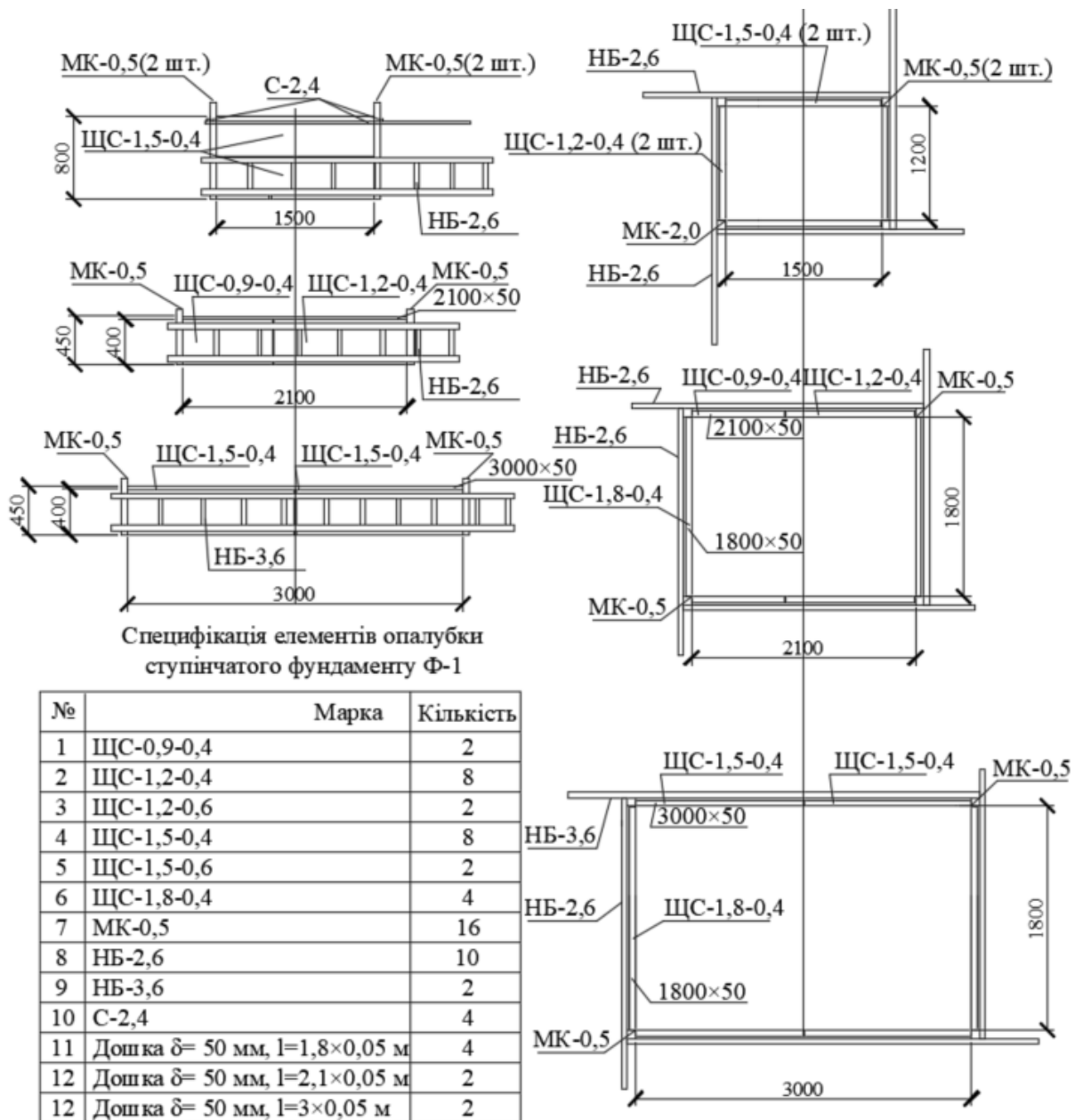


Рис. 3 Маркувальна схема ступінчастого фундаменту зі специфікацією елементів опалубки

### 3 Вибір методів виконання робіт та засобів механізації

1. Змінний виробіток бригади бетонників на укладання бетонної суміші.

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

де  $a$  – одиниця виміру роботи [1];

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

2. Необхідна інтенсивність подачі бетонної суміші ведучим механізмом.

$$I_{\text{ном}} = V_{\text{ном}} \cdot k_{\text{н}} / k_{\text{ч}} = 3,03 \cdot 1,2 / 0,9 = 4,04 \text{ м}^3 / \text{год.}$$

де  $k_{\text{н}}$  - коефіцієнт нерівномірності подачі і укладання суміші. Приймається в межах 1,1...1,3.

$k_{\text{е}}$  - коефіцієнт використання машин за часом, приймається 0,9.

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

4. Висота підймання гаку

$$H_{\text{пот}} = h_m + h_z + h_e + h_c = 1,7 + 1 + 1,31 + 1,85 = 5,86 \text{ м}$$

де  $h_m$  – висота монтажного горизонту від рівня стоянки крана (для фундаментів опорна плоскість яких розташована нижче рівня стоянки крана  $h_m = 0 \text{ м}$ );

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

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

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

5. Виліт стріли

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

де  $B$  – ширина фундаменту, м;

$1,5$  – розмір робочої зони, м.

6. Вантажопідйомність гаку

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

7. Довжина стріли

$$L_c = \sqrt{(l_g - l_{\text{ш}})^2 + (H_{\text{пот}} - h_{\text{ш}} + h_{\text{п}})^2} = \sqrt{(3 - 1,5)^2 + (5,86 - 1,5 + 1,5)^2} = 6,05 \text{ м}$$

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

$h_{\text{п}}$  – висота поліспасти у стягнутому стані, приймає у першому наближенні  $1,5...2 \text{ м}$ .

8. За ведучу машину приймаємо автокран КС-2561Е зі стрілою  $8 \text{ м}$  [3].

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

10. Приймаємо середню швидкість руху АБЗ по ґрунтовій дорозі  $15 \text{ км/год.}$ , час завантаження  $t_z = 0,1 \text{ год.}$ , час розвантаження  $t_p = 0,2 \text{ год.}$

11. Час укладання суміші, що доставляється АБЗ.

$$t_y = V_{\text{тр}} / (I_{\text{ном}} \cdot K_{\text{ч}}^{\text{мп}}) = 2,5 / (4,04 \cdot 0,9) = 0,67 \text{ год.}$$

де  $K_{\text{ч}}^{\text{мп}}$  – коефіцієнт використання транспорту за часом. Приймається  $0,85...0,92$ ;

12. Тривалість доставки бетонної суміші автотранспортом.

12.1 Тривалість доставки  $t_{\text{д}}^1$  з урахуванням дальності і швидкості перевезення.

$$t_{\text{д}}^1 = L_{\text{ном}} / V_c = 12 / 15 = 0,8 \text{ год.}$$

де  $L_{\text{ном}}$  – дальність постачання, км (див. табл. 1.1 [2]);

$V_c$  – середня швидкість руху, км/год.

12.2 Тривалість доставки  $t_{\text{д}}^2$  з умови  $t_{\text{сх}}$ .

$$t_{\text{д}}^2 = t_{\text{сх}} - (t_y + t_z + t_p + L_{\text{ном}} / V_c) = 1,7 - (0,67 + 0,1 + 0,2 + 0,8) = -0,07 \text{ год.}$$

де  $t_{\text{сх}}$  – тривалість схоплення цементу (див. табл. 1.1 [2]), год.

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

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

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

Розрахунок вказує, що в технологій зведення фундаментів слід використовувати бетонну суміш типу А (суху) або Б (на вологих заповнювачах або частково зволожену).

13. Тривалість робочого циклу АБЗ складає

$$t_u^{mp} = t_3 + 2 L_{nom} / V_c + t'_p = 0,1 + 2 \cdot 12 / 15 + 0,2 = 1,9 \text{ год.}$$

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

- в бадді  $t'_p = 0,1$  год.;

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

- при розвантаженні в бункер бетоноукладача:

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

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

14. Потрібна кількість АБЗ складає

$$N = (B_{nom} \cdot t_u^{mp}) / (V_{mp} \cdot K_u^{mp}) = (3,03 \cdot 1,9) / (2,5 \cdot 0,9) = 2,56 \text{ шт.}$$

Приймаємо 3 АБЗ.

15. Для ущільнення суміші в сходині висотою  $h_c = 0,45$  м приймаємо вібратор з гнучким валом ВЕРБ-79 з довжиною робочої частини  $L_e = 0,5$  м і радіусом дії  $R_e = 0,25$  м. Приймаємо рухливість суміші  $OK = 2$  см, при цьому  $K_p = 1$ .

16. Продуктивність вібратора складає

$$P_e = 60\pi \cdot h_c + R_e^2 + K_p = 60\pi \cdot 0,45 + 0,25^2 \cdot 1 = 11,78 \text{ м}^3/\text{год.}$$

де  $R_e$  – радіус дії вібратора, м (табл. 6);

$K_p$  – коефіцієнт, що враховує рухливість суміші. Для схеми "кран-баддя" краще використовувати цупкі суміші з  $OK = 0 \dots 2$  см, для бетоноукладачів рухливість приймають  $OK = 0 \dots 6$  см, для бетононасосів приймають  $OK = 6 \dots 12$  см. Значення  $K_p$  наведені в табл. 7.

17. Час схоплення бетону

$$t'_{cx} = t_{cx} - (t_3 + L_{nom} / V_c + t_y) = 1,7 - (0 + 0 + 0,67) = 1,03 \text{ год.}$$

18. Площа блоку бетонування

$$F_{bl} = (B_{nom} \cdot t'_{cx}) / h_{bl} = (3,03 \cdot 1,03) / 0,45 = 6,94 \text{ м}^2$$

що більше площі нижньої сходини  $F_c = 3 \times 1,8 = 5,4 \text{ м}^2$ .

Приймаємо 1 вібратор.

#### 4. Калькуляція на зведення монолітних залізобетонних фундаментів

Табл. 9

## Калькуляція трудових витрат і заробітної плати влаштування фундаментів

Найменування процесу	Обґрунтування норм	Об'єм робіт		Трудоємність, люд.-год.		Заробітна платня, грн.		Склад ланки	
		Один. виміру	Кількість	На одиницю	Всього	На одиницю	Всього	Професія, розряд	Кількість
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Встановлення краном арматурних сіток при діаметрі арматури до 32 мм, масі сіток до 0,3 т, при горизонтальному розташуванні, $K=1,2$	Е4-1-44 т.1,п.1а	шт.	88	0,42×1,2=0,5	44	8,82	776,16	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення вручну каркасів при масі до 100 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.3,п.в	шт.	88	0,36×1,2=0,432	38,02	7,48	658,24	арматурник 4 р. 2 р.	1 3
Встановлення сіток вручну, при масі до 20 кг, $K=1,2$	Е4-1-44 т.3,п.б	шт.	176	0,22×1,2=0,264	46,46	4,57	804,32	арматурник 3 р. 2 р.	1 2
Встановлення щитів дерев'яної опалубки окремо розташованих ступінчастих фундаментів площею до 1 м <sup>2</sup> від 1 м <sup>2</sup> до 2 м <sup>2</sup> більш 2 м <sup>2</sup>	Е4-1-34 т.2,п.1	м <sup>2</sup>	620,4 448,8 249,4	0,62 0,51 0,4	384,65 228,89 99,76	11,45 10,03 7,38	7103,58 4501,46 1840,57	тегляр 4 р. 3 р.	1 1
Те ж, розбирання площею до 1 м <sup>2</sup> від 1 м <sup>2</sup> до 2 м <sup>2</sup> більш 2 м <sup>2</sup>	Е4-1-37 т.2,п.2	м <sup>2</sup>	620,4 448,8 249,4	0,15 0,13 0,1	93,06 58,34 24,94	2,64 2,29 1,76	1637,86 1027,75 438,94	тегляр 3 р. 2 р.	1 1

Переставляння підмостків	Е6-3 т2, п. 5,6	м <sup>2</sup>	123,2	0,12	14,78	1,94	239,01	тесляр 4р. 2р. підс.роб .1р.	1 1 1
Приймання бетонної суміші у баддю	Е-4-1-54	100 м <sup>3</sup>	4,48	8,2	36,74	137,8	617,34	бетонник 2р.	1
Вкладання бетонної суміші краном в бадях у окремо розташовані фундаменти об'ємом до 10 м <sup>3</sup>	Е4-1-49 т.1, п.3	м <sup>3</sup>	447,92	0,33	147,81	5,82	2606,89	бетонник 3р. 2р.	1 1
Вкривання бетонної поверхні рогожею	Е4-1-54 п.10	100 м <sup>2</sup>	4,8	0,21	1,01	3,53	16,94	бетонник 2р.	1
Поливка бетонної поверхні водою з шлангу за один раз	Е4-1-54 п.9	100 м <sup>2</sup>	57,02	0,14	7,98	2,35	134,00	бетонник 2р.	1
Зняття з бетонної поверхні рогожі	Е4-1-54 п.12	100 м <sup>2</sup>	4,8	0,22	1,06	3,7	17,76	бетонник 2р.	1
Фарбувальна гідроізоляція розрідженим бітумом вручну вертикальних поверхонь	Е11-37	100 м <sup>2</sup>	10,69	9,38	100,27	173,15	1850,97	ізолювальник 4р. 2р.	1 1
Те ж, горизонтальних	Е11-37	100 м <sup>2</sup>	3,17	5,18	16,42	95,62	303,12	ізолювальник 4р. 2р.	1 1
Разом					1344,19		24574,91		
Інші роботи	15%				201,63				
Всього					1545,82				

## 5. Техніко-економічні показники

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

Собівартість машино-зміни роботи машин і механізмів.

Для автокрану КС-2561Е

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

Для автобетонозмішувача СБ-69

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

2. Собівартість зведення залізобетонних фундаментів

$$C_o = 1,08 \left( \sum C_{\text{маш.-год.}} \times T \right) + 1,53П = 1,08 \times \left( (26,38 \times \left( \frac{44}{4} + \frac{36,74 + 147,81}{2} \right) + 33,68 \times \frac{36,74 + 147,81}{2} \times 3) \right) + 1,5 \times 24574,91 = 49874,05 \text{ грн.}$$

3. Собівартість укладання 1 м<sup>3</sup> бетону

$$C_e = \frac{C_o}{V} = \frac{49874,05}{447,92} = 111,35 \text{ грн./м}^3$$

4. Трудомісткість влаштування 1 м<sup>3</sup> бетонного фундаменту.

$$q = \frac{Q_{\text{руч}}}{V} = \frac{1545,82}{447,92} = 3,45 \text{ люд.-год./м}^3$$

## 1. ХАРАКТЕРИСТИКА ОБ'ЄКТУ ТА ВИБІР МЕТОДІВ ВИКОНАННЯ РОБІТ

Будівля одноповерхова промислова каркасна, з чотирьох прогонів, трьох поздовжньо з'єднаних та одного торцевого. Перший прогоном  $L_1=24$  м, довжиною  $B_1=96$  м, з відміткою оголовку колон  $H_1=13,2$  м, кроком колон  $a_1=6$  м, обладнаний мостовим краном вантажопідйомністю  $Q_1=10$  т, другий  $L_2=24$  м, третій та четвертий  $L_3/L_4=18$  м, довжиною  $B_2/B_3/B_4=72$  м, з відміткою оголовку колон  $H_2/H_3/H_4=13,2$  м, кроком колон  $a_2/a_3/a_4=6$  м, обладнані мостовими кранами вантажопідйомністю  $Q_3=50$  т та  $Q_2/Q_4=30$  т. Конструкції залізобетонні: колони крайніх та середніх рядів, фахверкові для першого прольоту суцільного прямокутного перерізу, крайніх та середніх рядів 2, 3, 4 прольотів двогілкові, фахверкові суцільного прямокутного перерізу; підкранові балки довжиною 6 м, ферми довжиною 18 м і 24 м, плити покриття ребристі  $1,5 \times 6$  м, фундаментні балки довжиною 6 м, стінові панелі довжиною 6 м, висотою 1,2 м.

Приймаємо 4 захватки, що дорівнює кількості прольотів будівлі та мають приблизно однакові обсяги робіт.

Приймаємо наступні методи виконання робіт:

1. Земляні роботи. До початку розробки котловану зрізаємо рослинний шар. Розробку котловану виконуємо гусеничним екскаватором ЭО-4122 зі зворотною лопатою та ємністю ковша  $0,5 \text{ м}^3$  з частковим вивозом ґрунту у відвал. Після розробки ґрунту екскаватором виконуємо планування майданчика за допомогою бульдозера ДЗ-19 та катка ДУ-50.

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

3. Монтажні роботи. Одноповерхову промислову будівлю монтуємо самохідними стріловими кранами на гусеничному ході. Першим монтажним потоком встановлюємо колони за допомогою крану КС – 7361, другим — підкранові балки (КС – 7361), третім — конструкції покриття: кроквяні балки і ферми, плити покриття (КС – 7362), четвертим — стінові панелі (МКТ-6-45). Монтаж конструкцій виконуємо з попередньою розкладкою біля місць монтажу. Елементи каркасу монтуються вздовж прольотів будівлі методом вільного піднімання (окрім монтажу колон, який виконуємо методом обертання "в просторі"), при якому конструкції наводять на опори в процесі їх вільного переміщення.

4. Інші роботи. Улаштування покрівлі виконуємо по захваткам вздовж довшої сторони прольоту. Потім виконуємо застелення віконних прорізів по периметру будівлі. Після цього виконуємо всі інші опоряджувальні роботи по

захваткам. Олійне фарбування вікон та оздоблення стін виконуємо згори донизу по периметру будівлі.

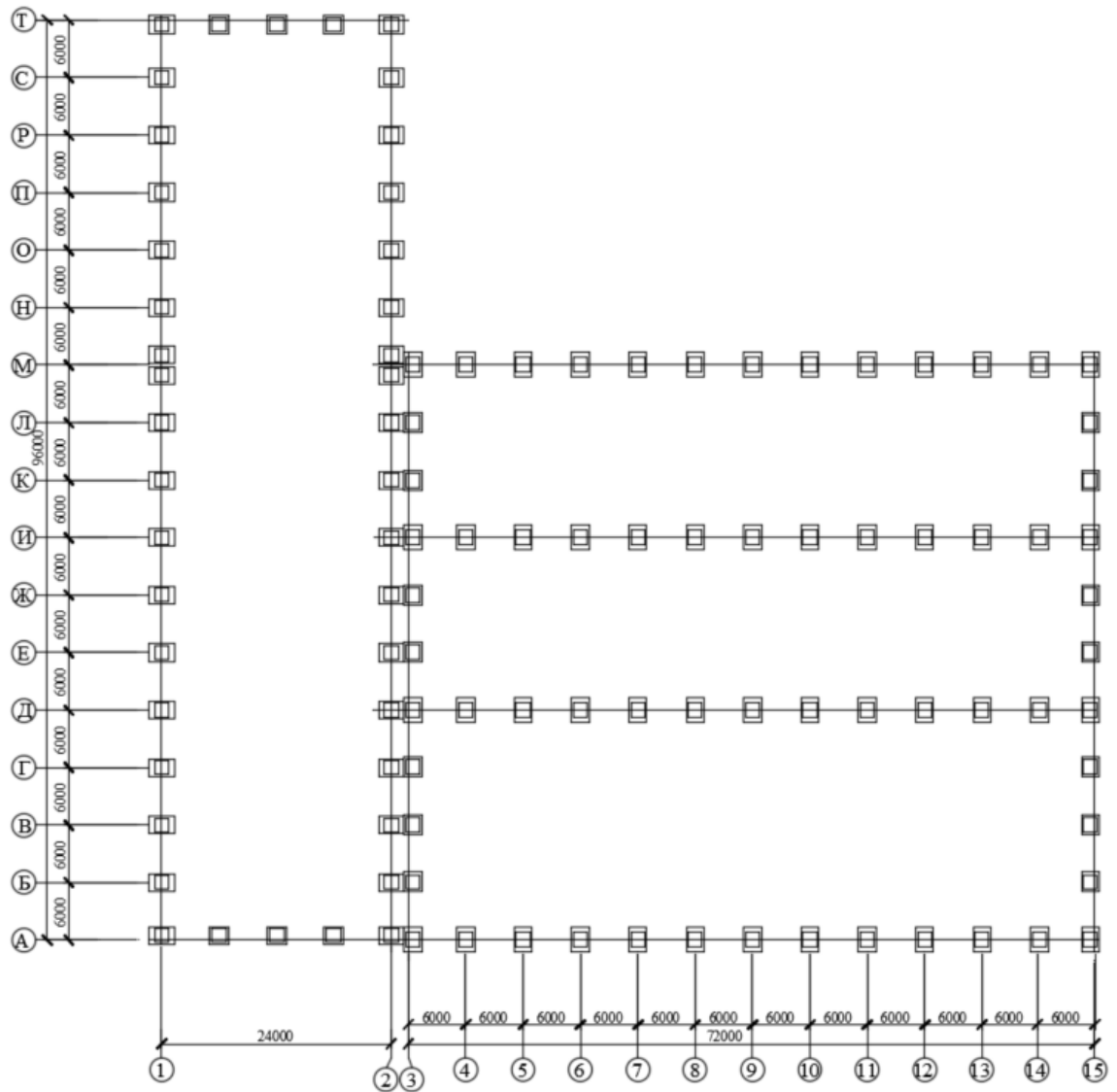


Рис. 1.1 — Схема будівлі

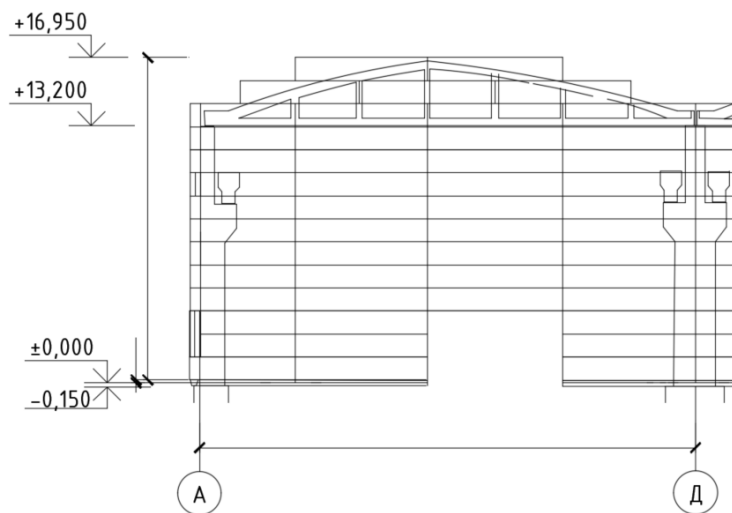


Рис. 1.2 — Схема розташування стінових панелей в торці будівлі



Таблиця 1.1. Специфікація збірних елементів

№ за /п	Назва елементів	Марка елемента	Кількість шт.	Розміри, м.			Об'єм, м <sup>3</sup>		Маса, т	
				довжина	ширина	товщина	одного елемента	усіх	одного елемента	усіх
1	Колони крайнього ряду	5К144-27 3КД132	36 26	1440	900	400	4,84	174,2	12,1	435,6
				0	130	600	5	4	12,5	325
				1455	0			130		
2	Колона середнього ряду	4КД132	26	1455	140	600	6,82	177,3	17,0	442
				0	0			2		
3	Фахверкові колони	3КФ-141-1	20	1410	400	400	2,26	45,2	5,64	112,8
				0						
4	Підкранова балка 6м	БКНВ6-3С	104	5950	600	100	1,66	172,6	4,2	436,8
						0		4		
5	Кроквяна ферма 24 м	ФПП-6-24	31	2400	300	280	5	155	15,4	477,4
				0		0				
6	Кроквяна ферма 18м	ФПП-6-18	26	1800	240	270	3,2	83,2	8	208
				0		0				
7	Плити покриття 6м	ПНС-10	736	5970	149	300	0,62	456,3	1,4	1030,4
					0			2		
8	Фундаментні балки 6м	ФБ6-41	59	5050	200	300	0,27	15,93	0,7	41,3
9	Стінові панелі 6х1,2м	ПСЛ-16	768	6000	120	240	1,7	1305,6	1,9	1459,2
					0			6		
10	Стійки воріт	СВ	10	3,6	0,4	0,4	0,57	5,76	1,44	14,4
							6			
11	Ригелі воріт	РВ	5	4,4	0,4	0,7	1,23	6,16	3,08	15,4
							2			
Взагалі:			1847					2727,37		4998,3

## 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).

Дораховуємо обсяг робіт в влаштування залізобетонних стовбчастих фундаментів під колони фахверка. Враховуючи прийняті розміри баз фахверкових колон приймаємо розміри підколоники і підшви та об'єму бетону одноступінчастого стовбчастого фундаменту.

Для колони 3КФ141-1 (20 шт.) з розміром бази 0,4×0,4 м приймаємо:

- розміри підколоники 0,9×0,9×1,4 (h) м, глибина підстаканника 0,7 м;
- розміри підосви 1,5×1,5×0,3 (h) м;
- приймаємо фундамент марки Ф1.1.1 об'єм бетону становить  $V=1,9 \text{ м}^3$ ;
- гідроізоляція вертикальна  $S_1=0,9 \times 1,4 \times 4 + 1,5 \times 0,3 \times 4 = 6,84 \text{ м}^2$
- гідроізоляція горизонтальна  $S_2=1,5 \times 1,5 - 0,9 \times 0,9 = 1,44 \text{ м}^2$

### ВІДОМІСТЬ ОБСЯГІВ РОБІТ

Таблиця 2.1.

№ за/п	Найменування робіт	Об'єм робіт	
		Од. виміру	Кількість
1	2	3	4
1	Планування майданчика ( $S \times 1,15$ )= $96 \times 24 + 72 \times 60 \times 1,15 = 6624 \times 1,15$	1000 м <sup>2</sup>	7,618
2	Зрізання рослинного шару товщиною 15 см ( $S \times 0,15$ )= $6624 \times 0,15$	1000 м <sup>3</sup>	0,994
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м <sup>3</sup> у відвал ( $V_{\text{к}} = S \times h - V_{\text{г}}$ )= $6624 \times 1,65 - 1650$	1000 м <sup>3</sup>	9,28
4	Те ж з завантаженням в автосамоскиди ( $V_{\text{г}} = V_{\text{пф}} + V_{\text{фк}} + V_{\text{фо}} + S \times (0,1 + 0,02)$ )= $52 + 466 + 320 + 6624 \times 0,12$	1000 м <sup>3</sup>	1,63
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) (кільк.фунд. $\times S_{\text{ф}} \times 0,1$ )= $(1,5 \times 1,5 \times 20 + 3 \times 1,8 \times 88) \times 0,1$	100 м <sup>3</sup>	0,52
6	Бетонна підготовка під фундаменти (кільк.фунд. $\times S_{\text{ф}} \times 0,1$ )= $(1,5 \times 1,5 \times 20 + 3 \times 1,8 \times 88) \times 0,1$	100 м <sup>3</sup>	0,52
7	Влаштування монолітних фундаментів ( $V_{\text{фк}} =$ $\Sigma$ кільк.фунд. $\times V_{\text{ф}}$ )= $= 20 \times 1,9 + 5,09 \times 88 = 38 + 447,92$	100 м <sup>3</sup>	4,66
8	Влаштування фундаментів під обладнання ( $V_{\text{фо}} = 80 \text{ м}^3 \times$ кільк.прольотів) $= 80 \times 4$	100 м <sup>3</sup>	3,2
9	Гідроізоляція фундаментів вертикальна $88 \times 12,15 + 20 \times 7,02$	100 м <sup>2</sup>	12,1
10	Гідроізоляція фундаментів горизонтальна $88 \times 3,6 + 20 \times 1,44$	100 м <sup>2</sup>	3,46
11	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с. ( $V_{\text{к}}$ )	1000 м <sup>3</sup>	9,28
12	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці ( $V_{\text{к}}$ )	1000 м <sup>3</sup>	9,28
13	Монтаж колон	шт.	108
14	Монтаж підкранових балок	шт.	104

15	Монтаж конструкцій покриття (S)	м <sup>2</sup>	6624
16	Монтаж конструкції огорожі (S <sub>о</sub> =P×h)=180×13,2+204×13,2	м <sup>2</sup>	5068,8
17	Влаштування пароізоляції в один шир (S)	100 м <sup>2</sup>	66,24
18	Влаштування цементно-піщаної стяжки (t=20 мм) (S)	100 м <sup>2</sup>	66,24
19	Влаштування утеплювача плитного (S)	100 м <sup>2</sup>	66,24
20	Наклеювання тришарового рулонного килиму (S)	100 м <sup>2</sup>	66,24
21	Оздоблення покрівельною сталлю (0,7×L)= (180+264)×0,7	100 м <sup>2</sup>	3,11
22	Фарбування стін з середини приміщень (S <sub>о</sub> )	100 м <sup>2</sup>	50,69
23	Фарбування фасадів (S <sub>о</sub> )	100 м <sup>2</sup>	50,69
24	Фарбування заповнень віконних прорізів (30 % S <sub>о</sub> )	100 м <sup>2</sup>	12,35
25	Фарбування конструкцій покриття (S×1,6)	100 м <sup>2</sup>	105,98
26	Ущільнення ґрунту щебнем (S)	100 м <sup>2</sup>	66,24
27	Влаштування чорнової бетонної підлоги (t=100 мм) (S)	100 м <sup>2</sup>	66,24
28	Влаштування чистої підлоги (t=20 мм) (S)	100 м <sup>2</sup>	66,24
29	Засклення металевих рам промислових будівель (30 % S <sub>о</sub> )	100 м <sup>2</sup>	12,35
30	Сантехнічні роботи (V <sub>буд.</sub> ×0,03)	3%	1196,6
31	Електротехнічні роботи (V <sub>буд.</sub> ×0,03)	3%	1196,6
32	Благоустрій території (V <sub>буд.</sub> ×0,01)	1%	398,87
33	Підготовка до здачі		3 дні
34	Монтаж обладнання (V <sub>буд.</sub> ×0,1)	10%	5983,08
35	Пусконаладжувальні роботи (V <sub>буд.</sub> ×0,005)	0,5%	199,44

### 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	Тривалість, дні
		Оди. виміру	Кількість		люд-год	маш-год	Люд-год		Маш-год		Наймен.	Кільк.	Бригада			
							Норм.	Прийн.	Норм.	Прийн.			Проф.	Кільк.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	Планування майданчика	1000 м <sup>2</sup>	7,618	РЭСН 1-30-1	-	0,6	-	-	4,57	8,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	1	1
2	Зрізання рослинного шару	1000 м <sup>3</sup>	0,994	РЭСН 1-24-2	-	19,55	-	-	19,43	24,0	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	2	1,5
3	Розробка ґрунту екскаватором з ємк. ковша 0,5 м <sup>3</sup> у відвал I II III IV	1000 м <sup>3</sup>	9,28 3,23 2,41 1,82 1,82	РЭСН 1-12-14	19,55	42,5	181,4 3 63,15 47,12 35,58 35,58	-	394,4 137,2 7 102,4 3 77,35 77,35	344 128 88 64 64	Ю-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1, Водій 2кл.-5	1+ 5	2 2 2 2	8 5,5 4 4

4	Те ж з навантаженням в автосамоскиди I II III IV	1000 м <sup>3</sup>	1,65 0,54 0,47 0,32 0,32	РЭСН 1-17-14	22,1	63,92	36,46 11,93 10,39 7,07 7,07	-	105,4 6 34,52 30,04 20,45 20,45	96 32 32 16 16	ЭО-4122, КАМАЗ 5511	1,5	Машиніст бр-1 Водій 2кл.-5	1+ 5	2 2 2 2	2 2 1 1
5	Розробка ґрунту вручну (підчистка) I II III IV	100 м <sup>3</sup>	0,52 0,21 0,15 0,08 0,08	РЭСН 1-164-2	261,8	-	136,1 3 54,98 39,27 20,94 20,94	112 48 32 16 16	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	Землекоп Зр-1, 2р-1	2	2	1,5 1 0,5 0,5
6	Бетонна підготовка під фундаменти I II III IV	100 м <sup>3</sup>	0,52 0,21 0,15 0,08 0,08	РЭСН6-1-19	527,8	94,56	274,4 5 110,8 4 79,17 42,22 42,22	224 96 64 32 32	49,16 19,86 14,18 7,56 7,56	-	КС-2561Е	1	Бетонник Зр--2	2	2	3 2 1 1

7	Влаштування монолітних фундаментів I II III IV	100 м <sup>3</sup>	4,66 1,74 1,44 0,74 0,74	РЭСН 6-1-8	340,7 5	66,85	1587,91 592,9 1 490,6 8 252,1 6 252,1 6	1472 512 448 256 256	311,5 2 116,3 2 96,26 49,47 49,47	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-2, 3р-4, 2р-2	8	2	4 3,5 2 2
8	Влаштування фундаментів під обладнання I II III IV	100 м <sup>3</sup>	3,2 0,8 0,8 0,8 0,8	РЭСН 6-4-5	268,2 5	39,45	858,4 214,6 214,6 214,6 214,6	768 192 192 192 192	126,2 4 31,56 31,56 31,56 31,56	-	КС-2561Е	1	Бетонник 4р-1, 3р-2, 2р-1	4	2	3 3 3 3
9	Вертикальна гідроізоляція фундаментів I II III IV	100 м <sup>2</sup>	12,1 4,8 3,58 1,86 1,86	РЭСН 8-4-7	33,5	1,11	405,3 5 160,8 119,9 3 62,31 62,31	352 144 112 48 48	13,42 5,33 3,97 2,06 2,06	-	-	-	Ізолювальник 4р-1, 3р-1	2	2	4,5 3,5 1,5 1,5

1 0	Горизонтальна гідроізоляція фундаменту	100 м <sup>2</sup>	3,46	РЭСН 8-4-3	31,76	3,24	109,8 9	112	11,21	-	-	-	Ізолювальник 4р-1, 3р-1	2	2	1,5 1 0,5 0,5
	I		1,38				43,83	48	4,47							
	II		1,02				32,4	32	3,3							
	III		0,53				16,83	16	1,72							
	IV		0,53				16,83	16	1,72							
1 1	Зворотна засипка бульдозером 80 л.с.	1000 м <sup>3</sup>	9,28	РЭСН 1-27-2	-	13,75	-	-	127,6 1	120	ДЗ-19	1	Машиніст бр-1	1	2	2,5 2 1,5 1,5
	I		3,23						44,41	40						
	II		2,41						33,14	32						
	III		1,82						25,03	24						
	IV		1,82						25,03	24						
1 2	Ущільнення ґрунту при зворотній засипці	1000 м <sup>3</sup>	9,28	РЭСН 1-132-4	-	16,76	-	-	314,9 2	280	ДУ-50	1	Машиніст бр-1	1	2	3 2,5 2 2
	I		3,23						54,13	48						
	II		2,41						40,39	40						
	III		1,82						30,5	32						
	IV		1,82						30,5	32						

1 3	Монтаж колон I II III IV	Шт.	108 42 32 17 17	Калькуляція	11,67	2,35	1260,36 490,14 373,44 4 198,39 198,39	1080 440 320 160 160	253,8 98,7 75,2 39,95 39,95	-	КС-7361	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	5,5 4 2 2
1 4	Монтаж підкранових балок I II III IV	Шт.	104 32 36 24 12	Калькуляція	6,95	1,39	722,8 222,4 250,2 166,8 83,4	680 200 240 160 80	144,56 44,48 50,04 33,36 16,68	-	КС-7361	1	Монтажник 5р-1,4р-1,3р-2,2р-1	5	2	2,5 3 2 1



1 5	<p>Монтаж ферм покриття 18м Монтаж ферм покриття 24м Монтаж плит покриття 12×1,5м Монтаж плит покриття 6×1,5м</p> <p>I II III IV</p>	Шт.	793	Калькуляція	2,39	0,55	1895, 27	1640	436,1 5	-	КС-7362	1	Монтажник 5р-1,4р-2,3р-1, Електрозварн. 5р-1	5	2	7 5,5 4 4
1 6	<p>Монтаж стінових панелей 6, 12 м Монтаж фонд. балок 6, 12 м Монтаж елем. воріт</p> <p>I II III IV</p>	Шт.	842	Калькуляція	3,03	0,77	2551, 26	2200	648,3 4	-	МКТ-6-45, ЛЕ-100-300	1	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1	5	2	12, 5 7 1,5 6,5

1 7	Ущільнення ґрунту щебнем I II III IV	100 м <sup>2</sup>	66,24 23,04 17,28 12,96 12,96	РЭСН 1-136-1	1,21	1,21	80,15 27,88 20,91 15,68 15,68	80 24 24 16 16	80,15 27,88 20,91 15,68 15,68	80 24 24 16 16	- - - - -	- - - - -	Бетонник 2р-2	2	2	1 1 0,5 0,5
1 8	Улаштування чорнової підлоги I II III IV	100 м <sup>2</sup>	66,24 23,04 17,28 12,96 12,96	РЭСН 11-14-1	47,87	-	3170, 91 1102, 92 827,1 9 620,4 620,4	2840 1040 760 520 520	- - - - -	- - - - -	- - - - -	- - - - -	Бетонник 4р-2, 3р--2, 2р-1	5	2	13 9,5 6,5 6,5







2 4	Засклення металевих рам промислових будівель I II III IV	100 м <sup>2</sup>	15,21 7,13 3,81 0,71 3,56	РЭСН 15-208-1	71,77	0,78	1091, 62 511,7 2 273,4 4 50,96 255,5	960 432 240 48 240	11,87 5,56 2,97 0,56 2,78	-	-	-	Бригада склярів 3р-6	6	2	4,5 2,5 0,5 2,5
2 5	Монтаж обладнання I II III IV			15%			4603,2 1150, 8 1150, 8 1150, 8 1150, 8	3840 960 960 960				МКТ-6-45	Монтажник 5р-2, 4р-2, 3р-4, 2р-2	10	2	6 6 6 6







3 1	г) Фарбування конструкцій покриття I II III IV	100 м <sup>2</sup>	105,98 38,02 20,27 3,81 19,01	РЭСН 15-180-6	42,9	-	3479,36 1630,89 869,67 163,36 815,44	-								
	Σ (оздоблювальні роботи) I II III IV	100 м <sup>2</sup>	257,43 87,68 50,29 49,8 69,66	Калькуляція	Калькуляція	-	8292,19 3886,9 2074,01 388,65 1942,63	7168 3328 1792 384 1664	-	-	-	-	Маляр 4р-8, 2р-8	16	2	13 7 1,5 6,5

3 2	Влаштування чистої підлоги I II III IV	100 м <sup>2</sup>	66,24 23,04 17,28 12,96 12,96	РЭСН 11-15-3	42,2	-	3068,78 972,29 729,22 546,91 546,91	2800 960 640 480 480	-	-	-	-	Бетонник 4р-5, 3р-5	10	2	6 4 3 3
3 3	Пусконаладжувальні роботи			0,5 %			153,44	160						10	1	2
3 4	Благоустрій території			1%			306,88	320						10	2	2
3 5	Здача об'єкту			3 дні										10	2	3

## 5. РОЗРАХУНОК ТЕХНІКО-ЕКОНОМІЧНИХ ПОКАЗНИКІВ СІТЬОВОГО ГРАФІКА

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

$$T_3 = 177 \text{ днів.}$$

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

$$K_{щ} = \frac{\sum T_{ij}}{\sum T_{ij} + \sum T_o} = 335 / (335 + 268) = 0,556$$

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:

$$K_c = 1 - \frac{T_3}{\sum T_{ij}} = 1 - (177 / 335) = 0,472$$

Коефіцієнт змінності:

$$K_{з.м} = \frac{T_{з.м}}{T_{дн}} = (667 / 335) = 1,99$$

де  $T_{з.м} = 1 \cdot 1 + 2 \cdot 1,5 + 2 \cdot 27,5 + 2 \cdot 10,5 + 2 \cdot 11,5 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 13,5 + 2 \cdot 17 + 2 \cdot 11,5 + 2 \cdot 8,5 + 2 \cdot 20,5 + 2 \cdot 27,5 + 2 \cdot 27 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 12 + 2 \cdot 10 + 2 \cdot 38,5 + 2 \cdot 24 + 2 \cdot 16 + 2 \cdot 28 + 1 \cdot 2 + 2 \cdot 2 + 2 \cdot 3 = 667$  — загальна кількість змін;

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

Коефіцієнт нерівномірності руху робітників:

$$K_n = \frac{Q_{макс}}{Q_{сер}} = (82 / 28) = 2,93$$

де  $Q_{макс} = 62$  робітника — максимальна денна чисельність робітників;

$N = 1 \cdot 1 + 1,5 \cdot 2 + 12 \cdot 16,5 + 16 \cdot 4,5 + 32 \cdot 4,5 + 20 \cdot 1,5 + 40 \cdot 0,5 + 32 \cdot 3 + 28 \cdot 1,5 + 24 \cdot 1,5 + 28 \cdot 4 + 12 \cdot 2 + 16 \cdot 3 + 4 \cdot 2,5 + 18 \cdot 3 + 14 \cdot 4 + 24 \cdot 2,5 + 34 \cdot 2 + 30 \cdot 2 + 20 \cdot 2 + 10 \cdot 1 + 20 \cdot 12,5 + 60 \cdot 1 + 50 \cdot 14 + 40 \cdot 4,5 + 52 \cdot 4,5 + 60 \cdot 3 + 30 \cdot 2,5 + 18 \cdot 0,5 + 28 \cdot 6 + 20 \cdot 2,5 + 10 \cdot 13 + 30 \cdot 11 + 50 \cdot 6 + 82 \cdot 1 + 72 \cdot 6 + 52 \cdot 3 + 32 \cdot 15 + 20 \cdot 7 = 4922,5$  (робітників) — загальна чисельність робітників по кожній роботі;

$Q_{сер} = N / T_3 = 4922,5 / 177 = 28$  (робітників) — середня чисельність робітників.

## 6. РОЗРАХУНОК КАЛЬКУЛЯЦІЙ

Таблиця 6.1

*Калькуляція витрат на монтаж колон*

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год маш-гол	Розцінка, грн	Трудомістк. люд-год маш-гол	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1—5	Розвантаження колон краном з розкладанням масою до 6т масою до 13т масою більш 18т	100т	1,13 7,61 4,42	<u>3,8</u> 1,9 <u>3</u> 1,5 <u>2,8</u> 1,4	63,86 50,42 47,05	<u>2,25</u> 1,13 <u>8,74</u> 4,37 <u>36,48</u> 18,24	37,88 26,35 612,9 7	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	4-1-4	Установка колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 6т масою до 15т	шт.	20 36	<u>5,5</u> 1,1 <u>9</u> 1,8	106,73 174,65	<u>60,2</u> 12,04 <u>210</u> 42	1168,3 0 3493,2 0	Монтажник к 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
3	4-1-4	Установка дво-гілкових колон стріловим краном у стакани фундаментів масою до 20т	шт.	52	<u>11</u> 2,2	213,47	<u>60,2</u> 12,04	1168,3 0	Монтажник к 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
	4-1-54	Заробка стиків колон з фундам.: а) приймання бетонної суміші із кузова автосамоскиду до поворотної баді	100 м <sup>3</sup>	0,83	8,2	137,80	6,81	114,3 7	Бетонник 2р-1
	1-6		м <sup>3</sup>	82,5	<u>0,58</u> 0,29	9,74	<u>47,85</u> 23,93	803,5 5	Такелажник к 2р-2

4-1-2 5	б) подача бетонної суміші до місця укладання стріловим краном в) заробка стиків колон з фундаментами бетоном М300 на дрібній фракції	1стик	108	1,2	23,59	122,4	2406,18	Монтажник 4р-1 3р-1
------------	---	-------	-----	-----	-------	-------	---------	---------------------------

1190,73

22169,26

240,91

Норма часу на влаштування 1 колони:  $N_{ч}=1190,73/102=11,67$  люд.-год.

$P=22169,26/102=217,35$  грн.

*Таблиця 6.2*

*Калькуляція витрат на монтаж підкранових балок*

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год маш-гол	Розцінка, грн	Трудомістк. люд-год маш-год	З/плата, грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1-5	Розвантаження підкранових балок краном масою до 5т	100т	4,37	$\frac{4,2}{2,1}$	70,58	$\frac{18,35}{9,18}$	308,43	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	4-1-6 п.3	Установка підкранових балок краном в проектне положення масою до 5т масою до 11т	1ел.	104	$\frac{6,5}{1,3}$	126,14	$\frac{676}{135,2}$	13118,56	Монтажник 5р-1, 4р-1, 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1

3	22-1-6	Електрозварю-вання стиків	10п. м	11,44	2,5	52,1	28,6	596,02	Електрозв. 4р-1
---	--------	---------------------------	--------	-------	-----	------	------	--------	-----------------

722,95  
144,38

14023,01

Норма часу на 1 елемент:  $N_{ч}=722,95/104=6,95$  люд.-год.

$P=14023,01/104=134,84$  грн.

Таблиця 6.3

*Калькуляція витрат на монтаж конструкцій покриття*

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу,	Розцінка, грн	Трудоміст люд.-год маш.-год	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.2	Розвантаження ферм краном масою до 8т масою до 18т	100т	2,08 4,47	<u>3,4</u> 1,7 <u>2,8</u> 1,4	57,14 47,05	<u>7,07</u> 3,54 <u>12,52</u> 6,26	118,8 5 210,3 1	Такелажник 2р-2 Машиніст 6р-1
2	4-1-5 Пр-1	Укрупнююча збірка ферм прогоном 24м	шт.	31	<u>16,8</u> 2,8	350,1 1	<u>520,8</u> 86,8	10853, 41	Монтажн. 6р-1, 4р-2 3р-1, 2р-1 Електроз. 5р-1 Машин. 6р-1
3	Е4-1-6 т.4	Установка кроквяних конструкцій краном прогоном до 18м прогоном до 24м	1 ел.	26 31	<u>8</u> 1,6 <u>9,5</u> 1,9	166,72 197,9 8	<u>208</u> 41,6 <u>294,5</u> 58,9	4334,7 2 6137,3 8	Монтажнік 6р-1, 5р-1 14р-1, 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1
4	Е22-1-3	Електрозварювання стиків ферм з колон.	10 м шву	5,7	2,5	52,10	14,25	296,97	Електрозв. 4р-1
5	Е1-5, п.5	Розвант. плит покриття краном масою	100 т	10,3	<u>8,8</u> 4,4	147,88	<u>90,64</u> 45,32	1523,16	Такелаж. 2р-2 Машин.

		до 1,5т							бр-1
6	Е4-1-7 п.10	Монтаж плит покриття площею до 10 м <sup>2</sup>	1 ел	736	<u>0,84</u> 0,21	15,51	<u>618,24</u> 154,56	11415,3 6	Монтажни к 4р-1, 3р-2 2р-1 Машиніст 6р-1
7	Е22-1- 6	Електрозвар. монтаж стиків плит покриття з фермами	10 м шву	18,4	2,5	52,10	46	958,64	Електрзв.4р -1
8	Е5-1-2	Зняття монтажних гойдалок та дробин	шт.  шт.	88  88	<u>0,37</u> 0,18 <u>0,62</u> 0,31	7,27  12,19	<u>32,56</u> 15,84 <u>54,56</u> 27,28	639,76  1072,72	Монтажни к 4р-1 3р-1

1899,14    37561,28  
440,1

Норма часу на 1 елемент  $Nч=1899,14/793= 2,39$  люд.-год.

$P=37561,28/793=47,37$  грн.

Таблиця 6.4

*Калькуляція витрат на монтаж конструкцій огорожі*

№	ЕНи Р	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, люд-год ман-гол	Розцінка, грн	Трудоміст люд-год ман-гол	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Е1-5 т.1 п.2	Розвантажен ня стінових панелей краном масою до 2т	100т	14,59	<u>7,2</u> 3,6	121,00	<u>105,05</u> 52,52	1765,3 9	Такелажн ик 2р-2 Машиніст 6р-1
2	Е4-1-8 т.2 п.2	Установка сті-нових панелей краном площ. до 10м <sup>2</sup>	1 елем.	768	<u>3</u> 0,75	90,7 5	<u>2304</u> 576	69696,0 0	Монтажн ик 5р-1, 4р-1 3р-1, 2р-1 Машиніст 6р-1

		до 15м <sup>2</sup>							
3	E22-1-3	Електрозварю-вання стиків стінових пане-лей з колонами	10 м шву	15,36	2,5	52,10	38,4	800,26	Електрозвар 4р-1
4	E1-5 г.1 п.3	Розвантаження фундаментних балок краном масою до 1т	100т	0,41	<u>12</u> 6,1	201,66	<u>4,92</u> 2,5	82,68	Такелажн ик 2р-2 Машиніст 6р-1
5	E4-1-3 г 2 п 3	Установка фун-дамент. балок масою до 1,5т	1ел.	59	<u>1,1</u> 0,22	21,3 5	<u>64,9</u> 12,98	1259,65	Монтажн ик 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
6	E1-5	Розвантаження ригелів та стійок воріт до 1,5 т до 4 т	100т	0,14 0,15	<u>8,8</u> 4,4 <u>4,6</u> 2,3	147,8 8 77,30	<u>1,23</u> 0,62 <u>0,69</u> 0,35	20,70 11,60	Такелажн ик 2р-2 Машиніст 6р-1
7	E4-1-6 г 2 п 5	Монтаж з/б ел-тів воріт до 1,5 т до 4 т	1 ел.	10 5	<u>2,4</u> 0,48 <u>1,4</u> 0,28	46,5 7 27,1 7	<u>24</u> 4,8 <u>6,52</u> 1,3	465,70 135,85	Монтажн ик 5р-1, 4р-1 3р-2, 2р-1 Машиніст 6р-1
8	E22-1-6	Електрозварю-вання стиків елементів воріт	100 м шву	0,3	2,5	52,10	0,75	15,63	Електрозва р. 4р-1

2550,46 74253,46  
651,07

Норма часу на 1 елемент Нч=2550,46/842=3,03 люд.-год.

Р=74253,46/842=88,19 грн.



*Калькуляція витрат на заробку стиків конструкцій огорожі*

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.		На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу, $\frac{\text{люди-год}}{\text{люд-год}}$	Розцінка, грн	Трудоміст $\frac{\text{люд-год}}{\text{маш-год}}$	З/плата грн	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	4-1-28	Конопатка, зачеканка і розшивка швів між сті-новими панелями цементним розчином з підвісної люльки ззовні будівлі з установкою та переміщенням підвісної люльки	10м шва	780,6	2,7	56,27	2107,62	43924,36	Монтажник 4р-1
2	4-1-28	По п.1 з внутрішньої частини будівлі з постановкою та переміщенням	10м шва	674,4	1,22	25,42	822,77	17143,25	Монтажник 4р-1

2930,39

61067,61

Норма часу на 10 п.м. шва:  $N_{ч} = 2930,39 / 1455 = 2,01$  люд.-год.

$P = 61067,61 / 1455 = 41,97$  грн.

*Таблиця 6.6*

*Калькуляція витрат на заливку швів між плитами покриття*

№	ЕНиР	Назва робіт	Обсяг робіт		На одиницю виміру.			На весь обсяг		Склад ланки
			Одиниця виміру	Кількість	Норма часу люд.-год маш.-год	Розцінка, грн	Трудомістк люд.-год маш.-год	З/плата грн		
1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	
1	4-1-54	Приймання бетону з кузова автосамоскиду у баддю	100м <sup>3</sup>	0,53	8,2	137,80	4,35	73,03	Бетонни к 2р-2	
2	8-1-13	Подавання суміші бе-тононасосом продук-тивністю 1 м <sup>3</sup> /год.	м <sup>3</sup>	53,04	<u>2,5</u> 1,2	42,01	<u>132,6</u> 63,65	2228,21	Бетонни к 2р-2 Машині ст 3р-1	
3	4-1-19	Заливка стиків плит покриття бетонн. розчином	100м шва	57,54	4	78,63	230,16	4524,37	Монтажн ик 4р-1 3р-1	

367,11

6825,61

63,65

Норма часу на 100 м шва:

$N_q = 367,11 / 60,36 = 6,08$  люд.-год.

$P = 6825,61 / 60,36 = 113,08$  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 оболонки.

### **Визначення кількості робітників.**

Максимальна кількість робочих за графіком руху — 82 осіб.

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

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

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

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

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

чоловіків —  $70 - 21 = 49$  осіб.

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

Таблиця 7.1

### Експлікація адміністративних і санітарно-побутових приміщень

Найменування і призначення приміщень	Кількість працюючих	Норма площі на одного працюючого, м <sup>2</sup>	Розрахунок ва площа, м <sup>2</sup>	Розміри в плані за УТС, м	Тип будівлі	Прийнята площа, м <sup>2</sup>	Кількість будівель
1	2	3	4	5	6	7	8
<b>Адміністративні приміщення</b>							
Контора виконроба	10	4	40	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Кабінет техніки безпеки	97	0,2	19,4	9×2,7×3,8	Контейнерна	25,6	1

Охоронна будка	3	4	8	2×2	Неінвентарна	8	2
Санітарно-побутові приміщення							
Гардеробна з лавами	82	0,6	49,2	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Душова з переддушовою	58	0,82	47,56	9×2,7×3,8	Контейнерна	68,4	3
Умивальна група	58	0,06	3,48	Поєднується з гардеробною			
Туалети – чоловічі	49	0,07	3,43	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
– жіночі	21	0,14	2,94	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для просушки спецодягу	58	0,2	11,6	6×2,7×2,68	Контейнерна	16,2	1
Приміщення для відпочинку працюючих	70	1	70	9×2,7×3,8	Контейнерна	91,2	4
Їдальня на 50 місць	70	1	70	12×9×3,9	Збірно-розбірна	70,7	1
Пункт охорони здоров'я	70	0,05	3,5	3×2,7×3,9	Контейнерна	8,5	1
Приміщення для обігріву працівників	70	0,1	7	3×2,7×3,9	Контейнерна	9,2	1
Приміщення для особистої гігієни жінок	21	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	459,7	м <sup>2</sup>	0,75
Улаштування рулонної покрівлі	194,83	м <sup>2</sup>	7,5
Санітарно-побутові потреби:			
Господарсько-питні за відсутності каналізації	54	люд. на зміну	12,5
Душ з переддушовою	54	люд. на зміну	25
Їдальня	54	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:  $0,75 \cdot 459,7 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0215$  л/с;  
улаштування рулонної покрівлі:  $7,5 \cdot 194,83 \cdot 1,5 \cdot 1,2 / (3600 \cdot 8) = 0,0913$  л/с;  
загалом:  $q_{\text{техн}} = 0,1128$  л/с.

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

$$q_{2, \text{ о с н}} = \frac{q_2 \cdot N_1 \cdot k_{2, \text{ о с н}}}{3600} = 12,5 \cdot 54 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0633 \text{ л/с};$$

$$q_{3, \text{ д а л}} = \frac{q_3 \cdot N_1 \cdot k_{2, \text{ д а л}}}{3600} = 12,5 \cdot 54 \cdot 2,7 / (3600 \cdot 8) = 0,0633 \text{ л/с};$$

$$q_{4, \text{ у и т}} = \frac{q_4 \cdot N_2}{60 \cdot m} = 25 \cdot 22 / (60 \cdot 45) = 0,204 \text{ л/с},$$

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;

$k_{2, \text{ о с н}}$  — 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:

$$q_{заг} = q_{вир} + q_{техн} + q_{зосн} + q_{ідал} + q_{душ} + q_{пож} = 15,5273 \text{ л/с.}$$

6.6 Визначаємо діаметр тимчасового водопроводу.

- Загальний:

$$d = 2\sqrt{\frac{q_{заг} \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{15,5273 \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 104,8 \text{ мм}$$

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

Приймаємо труби зального тимчасового водопроводу діаметром 125 мм.

- На виробничі та технологічні потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{вир} + q_{техн}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0839 + 0,1128) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,8}} = 11,8 \text{ мм}$$

Приймаємо труби виробничого та технологічного тимчасового водопроводу діаметром 15 мм.

- На санітарно-побутові потреби:

$$d = 2\sqrt{\frac{(q_{зосн} + q_{ідал} + q_{душ}) \cdot 1000}{\pi \cdot V}} = 2\sqrt{\frac{(0,0633 + 0,0633 + 0,204) \cdot 1000}{3,14 \cdot 1,7}} = 15,74 \text{ мм}$$

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  $\alpha$  — 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 КС-7361	шт.	1	70	70,5	0,7
2. Монтажний кран КС-7362	шт.	1	70	70,5	0,7
3. Монтажний кран МКТ-6-45	шт.	1	30	30	0,7
4. Люлька ЛЕ-100-300	шт.	1	1,6	1,6	0,15
5. Електричний фарбопульта СО-61	шт.	1	0,27	0,27	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,	Норма потужності на	Загальні витрати
-----------	-----------------	---------------------	------------------

	м <sup>2</sup>	освітлення 1м <sup>2</sup> , Вт	електроенергії, кВт
<b>1</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>
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 68,4	15 15	0,128 1,026
4. Приміщення для відпочинку працюючих	8,5	15	0,128
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	4	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 8,5	15 15	0,243 0,128
12. Приміщення для просушки спецодягу	140	3	0,42
13. Пункт охорони здоров'я			
14. Закритий склад			
Разом			6,64

Таблиця 9.3. Електричне освітлення зовнішнє

Споживачі.	Один иці вимір ю- вання	Загальна площа, м <sup>2</sup> (довжина , м),	Осві т- ленн я, лк	Норма потужності на 1м <sup>2</sup> площі (на 1 км довжини), Вт	Загальні витрати кВт
<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>
Територія будівництва у зоні виконання робіт (площа будгенплану)	м <sup>2</sup>	61340	2	0,4	24,54
Площа будівлі (монтажна зона)	м <sup>2</sup>	6624	20	3	19,87
Головні проходи та проїзди	км	1,2	3	5	6
Охоронне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Аварійне освітлення	км	1,0	0,5	1,5	1,5
Разом					53,41

$$P=(1,1/0,75) \cdot ((70 \cdot 0,7 + 70 \cdot 0,7 + 30 \cdot 0,7 + 1,6 \cdot 0,15 + 0,27 \cdot 0,15 + 35 \cdot 0,35 + 2,4 \cdot 0,15) + 6,64 \cdot 0,8 + 53,41) = 279,56 \text{ (кВт)}$$



Застосовуємо на будівельному майданчику 2 трансформаторні підстанції КТПН-72М-160, загальна потужність якої 320 кВт, з трансформаторами типу ТМ 16016/10 вагою по 1,31 т кожний.

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

Розрахунок кількості прожекторів на будівельному майданчику виконуємо за формулою:

$$n = \frac{p \cdot E \cdot S}{P_l},$$

де  $p$  — питома потужність при освітленні прожекторами ПЗС-45,  $p = 0,2 \dots 0,3$  Вт/(м<sup>2</sup>·лк)

$E$  — освітленість, лк;  $E = 2$  лк;

$S$  — площа, яку освітлюють;  $S = 61340$  м<sup>2</sup>;

$P_l$  — потужність лампи прожектора, ПЗС-45  $P_l = 500$  Вт;

$$n = 0,2 \cdot 2 \cdot 61340 / 500 = 49 \text{ шт.}$$

Встановлюємо по дві лампи на одній опорі.

Для додаткового освітлення місць монтажу встановлюємо на пересувні освітлювальні щогли прожектори у кількості:

$n = 0,2 \cdot 20 \cdot 6624 / 500 = 53$  шт., які встановлюють на 14 пересувних освітлювальних щоглах по 3-4 штук.

## 10. РОЗРАХУНОК ТИМЧАСОВИХ СКЛАДІВ

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

№ з/п	Таблиця ДБН	Назва робіт	Вимірник	Кількість	Назва потрібних матеріалів	Одиниця виміру	Норма витрат	Загальна потреба
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1.	7-5-13	Монтаж колон прямокутного перерізу до 8 т	100 шт.	0,2	колони бетон лісоматеріал металопрокат електроди	шт. м <sup>3</sup> м <sup>3</sup> т т	100 14,8 0,32 0,444 0,024	6 0,888 0,0192 0,02664 0,00144
2.	7-5-15	Монтаж колон прямокутного перерізу до 15 т	100 шт.	0,36	колони бетон лісоматеріал металопрокат електроди	шт. м <sup>3</sup> м <sup>3</sup> т т	100 18 0,35 0,444 0,026	20 3,6 0,07 0,0888 0,0052
3.	7-6-9	Монтаж колон двохгілкових з базою більш 1,1 м, масою до 20т	100 шт.	0,52	колони прокат електроди лісоматер. бетон	шт. т т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	100 0,444 0,026 0,45 57,8	30 0,1332 0,0078 0,135 17,34
4.	7-9-12	Монтаж підкранових балок масою до 5т	100 шт.	1,04	підкран. балки монт.вирорби електроди	шт. т т	100 1,81 0,33	78 1,4118 0,2574
5.	7-12-9	Монтаж кроквяних ферм прольотом 18м	100 шт.	0,26	ферми електроди монт.вирорби	шт. т т	100 0,16 2,52	30 0,048 0,756
6.	7-12-21	Монтаж кроквяних ферм прольотом 24м	100 шт.	0,31	ферми електроди монт.вирорби	шт. т т	100 0,16 3,52	25 0,04 0,88
7.	7-13-2	Монтаж плит покриття	100 шт.	7,36	плити проволока руберойд	шт. т м <sup>2</sup>	100 0,0148 56,2	480 0,07104 269,76

		довжиною до 6м, площею до 10м <sup>2</sup> , при масі кроквяних конструкцій до 15т			електроди рогожа лісоматер. вироби мон. бетон розчин.	т м <sup>2</sup> м <sup>3</sup> т м <sup>3</sup> м <sup>3</sup>	0,02 62,9 0,299 0,06 6,6 0,2	0,096 301,92 1,4352 0,288 31,68 0,96
8.	7-1-15	Монтаж фундаментних балок до 6м	100 шт.	0,59	фундам. балки бетон розчин лісоматеріали щити цвяхи солідол	шт. м <sup>3</sup> м <sup>3</sup> м <sup>3</sup> м <sup>2</sup> т т	100 3,05 0,42 0,06 5,65 0,00276 0,00934	37 1,159 0,1596 0,0228 2,147 0,0010488 0,0035492
9.	7-16-1	Монтаж зовнішніх панелей стін довжиною до 7м, площею до 10м <sup>2</sup>	100 шт.	7,68	панелі вироби монт. електроди	шт. т т	100 0,2 0,1	716 1,228 0,614
10.	7-19-1	Герметизація швів стінових панелей цементним розчином	100 м	80,72	розчин	м <sup>3</sup>	0,84	67,8048

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

№	Назва матеріалів	Одиниці виміру	Кількість
1	2	3	4
1.	Колони крайні	шт.	52
2.	Колони середні	шт.	30
3.	Колони фахверкові	шт.	20
4.	Підкранові балки, 6 м	шт.	78
	Підкранові балки, 12 м	шт.	18
5.	Ферми 24 м	шт.	26
6.	Ферми 18 м	шт.	30
7.	Плити покриття	шт.	664
8.	Фундаментні балки до 6м	шт.	37
9.	Фундаментні балки до 12м	шт.	13
10.	Стінові панелі довжиною до 7м, площею до 10 м <sup>2</sup>	шт.	716

11.	Стінові панелі довжиною до 12м, площею до 15 м <sup>2</sup>	шт.	169
12.	Стійки воріт	шт.	10
13.	Ригелі воріт	шт.	5
14.	Бетон	м <sup>3</sup>	113,327
15.	Розчин	м <sup>3</sup>	58,2584
16.	Вироби монтажні	т	7,2506
17.	Електроди	т	1,29008
18.	Лісоматеріали	м <sup>3</sup>	2,62311
19.	Щити	м <sup>2</sup>	3,3603
20.	Цвяхи	т	0,00166
21.	Рогожа	м <sup>2</sup>	416,224
22.	Прокат	т	0,444
23.	Проволока	т	0,10432
24.	Руберойд	м <sup>2</sup>	391,731

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 <sup>2</sup> площі складу	Розрахункова площа складу, м <sup>2</sup>	Коефіцієнти на проходи і проїзди	Загальна розрахункова площа складу, м <sup>2</sup>	Прийнята площа складу, м <sup>2</sup>	Тип складу
				Загальна на розрахунковий період	Добова	нерівномірності надходження матеріалів	нерівномірності використання матеріалів								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Колони	м <sup>3</sup>	13,5	678,9	50,29	1,1	1,3	4	287,65	0,80	359,57	1,25	449,46	2×18,5×12	відкр.
2	Підкранові балки	м <sup>3</sup>	7,5	212,82	28,38	1,1	1,3	2	81,16	0,50	162,31	1,2	194,77	16,5×12	відкр.
3	Кроквяні ферми	м <sup>3</sup>	19	237	12,47	1,1	1,3	2	35,67	0,07	509,64	1,2	611,57	2×39×12	відкр.
4	Плити покриття	м <sup>3</sup>	19	611,84	32,2	1,1	1,3	3	138,15	0,50	276,29	1,2	331,55		відкр.
5	Стінові панелі, фундаментні балки, елементи воріт	м <sup>3</sup>	19	1828,79	96,25	1,1	1,3	5	688,2	1,00	688,2	1,2	825,84	2×34,5×12	відкр.
6	Електроди, діаметр 6 мм, марка Э42	т	59	1,29008	0,022	1,1	1,3	5	0,156	0,50	0,313	1,2	0,38	3×5	закр.
7	Монтажні вироби масою до 50 кг	т	59	7,2506	0,12	1,1	1,3	5	0,86	0,70	1,22	1,2	1,47		закр.

8	Дріт сталевий і цвяхи	т	19	0,10598	0,006	1,1	1,3	5	0,031	2,50	0,012	1,2	0,015		закр.
9	Металопрокат	т	13,5	0,444	0,033	1,1	1,3	5	0,18	1,50	0,12	1,2	0,14	7,5×10	навіс
10	Дошки обрізні із хвойних порід	м <sup>3</sup>	38	2,62311	0,069	1,1	1,3	5	0,494	1,25	0,395	1,2	0,474		навіс
11	Руберойд підкладочний з пиловидною підсіпкою РПП-300Б	м <sup>2</sup>	19	391,731	20,62	1,1	1,3	5	147,41	2,50	58,97	1,2	70,76		навіс
12	Щити опалубки, ширина 300-750 мм, товщина 25 мм	м <sup>2</sup>	19	3,3603	0,177	1,1	1,3	5	1,26	20,00	0,063	1,2	0,076		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 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 великих 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:

$$K_3 = F_2 / F_1 = 6624 / 61340 = 0,11;$$

де  $F_1$  — загальна площа території за генеральним планом, м<sup>2</sup>;

$F_2$  — площа забудови об'єктів, що будуються, м<sup>2</sup>.

Коефіцієнт використання площі території визначають за формулою:

$$K_{вик} = (F_2 + F_{м.б.}) / F_1 = (6624 + (607,5 + 7050)) / 61340 = 0,233;$$

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

Довжина тимчасових доріг дорівнює 1030 м; довжина тимчасових мереж водопостачання — 825 м; довжина тимчасових мереж електропостачання — 1910 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 слід розміщувати за межами габаритів транспортних та будівельних машин.

Підвісні сходи та інші необхідні для встановлення пристрою повинні бути встановлені та закріплені на конструкціях, що монтуються, до їх підйому. Підвісні сходи висотою понад 5 м повинні бути обладнані пристроями для кріплення страхувальних фалів (тросів з обмежувачами тощо), захищені металевими арками та закріплені на конструкціях. Під час встановлення монтажники повинні знаходитися на будівельних риштуваннях або на заздалегідь закріпленій конструкції.

Перед початком монтажних робіт необхідно визначити порядок обміну умовними сигналами між людиною (людиною, яка експлуатує установку, та кранівником). Усі сигнали подаються лише однією людиною (майстер монтажної 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 високою плавучістю слід припиняти при 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, мають стаж альпіністської роботи не менше одного року та тарифний клас не менше 3-х допускаються до самостійного виконання альпіністських робіт. Працівники, які вперше допущені до альпіністської роботи, повинні працювати під безпосереднім керівництвом досвідчених робітників, які призначаються наказом керівника організації терміном на один рік.

Забарвлення та антикорозійний захист конструкцій та обладнання, у випадках, коли воно проводиться на будівельному майданчику, необхідно проводити до підйому конструкцій на проектну позначку. Після підйому зазначених конструкцій фарбування або нанесення антикорозійного захисту допускається тільки в місцях стиків та стиків конструкцій.

**Безпека електрозварювальних робіт.**

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, допускаються 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, що мають стаж роботи в альпінізмі не менше одного року та розряд зварювальника не нижчий за III.

Металеві частини електрозварювального обладнання повинні бути знеструмлені, а вироби, що зварюються, також заземлені.

***Безпека переміщення та зберігання вантажів.***

Стропування вантажу у нестійкому положенні під час проведення вантажно-розвантажувальних робіт не допускається. Перед навантаженням та розвантаженням панелей, блоків та інших залізобетонних конструкцій монтажні петлі необхідно оглянути та очистити від бетону. Перед початком роботи слід вибрати вантажозахоплювальні пристрої залежно від ваги та

характеру вантажу, що піднімається. Стропи необхідно вибирати з урахуванням кількості гілок такої довжини, щоб кут між двома гілками становив не більше 90° та відповідав несучій здатності конструкції. Перед підйомом вантажу самохідні стрілові крани перевіряють вантажопідйомність за показником, а також встановлену машиністом стрілу стріли на відповідність масі вантажу, що піднімається.

Вантаж укладається рівномірно, не порушуючи встановлених для зберігання габаритів, не перекриваючи проходи та входи. Матеріали (конструкції) необхідно розміщувати на вирівняних майданчиках та вживати заходів щодо запобігання мимовільному зміщенню, осіданню, падінню та перекочування. Склади повинні мати поверхневий дренаж. Забороняється зберігати матеріали та вироби на неуцільнених насипних ґрунтах. Монтаж конструкцій та матеріалів на будівельному майданчику та робочих місцях необхідно проводити наступним чином:

- стінові панелі – у касетах чи пірамідах;
- плити перекриття - штабелями заввишки трохи більше 2,5 м на подушках з розпірками;
- колони та підкранові балки – укладаються висотою до 2,0 м на підставках з розпірками;
- фермових ферм та підбудов - на металевих провідниках;
- низькосортний метал – у стійці 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 бортом транспортного засобу або кордоном вантажу має бути не менше 0,5 м. Відстань між візком 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 регулюють рух транспортних засобів та будівельних машин відповідно до Правил дорожнього руху України. Швидкість транспортних засобів поблизу місць проведення робіт не може перевищувати 10 км/год на прямих ділянках та 5 км/год на поворотах.

Будівельні майданчики, робочі майданчики та робочі місця, проходи та підходи до них у темний час доби, а також закриті приміщення мають бути освітлені, не засліплюючи робітників. Освітлювальне обладнання не повинно створювати небезпеки ураження електричним струмом. Робота у місцях, де рівень освітленості відповідає вимогам, не допускається.