







## РЕФЕРАТ

Виробничий корпус площею 6000 м.кв. заводу залізобетонних конструкцій у м. Львів з аналізом технології влаштування гідроізоляції.

Головацький Ігор Андрійович –Кваліфікаційна робота. Кафедра технології та організації будівництва. – Дубляни, ЛНУП, 2024.

Будівля виробничого корпусу одноповерхова обладнана мостовими кранами.

За конструктивною схемою будівля каркасна із збірного залізобетону. Основними несучими конструкціями будівлі є фундаменти стаканного типу під залізобетонні колони, залізобетонні колони з консолями, залізобетонні ферми, та залізобетонні ребристі плити покриття.

В кваліфікаційній роботі проведено розрахунок залізобетонної колони. Розроблено технологічні карти на монтаж конструкцій та бетонування фундаменту, запроектовано будгенплан та розроблено сітьовий графік будівництва.

Складено кошторис на основні будівельно-монтажні роботи та розроблено вказівки з охорони праці.

В науковій роботі проведено аналіз технології влаштування ін'єкційної гідроізоляції та цементно-полімерної гідроізоляції.





## ВСТУП

Підвищення забезпеченості будівництва залізобетонними конструкціями, впровадження новітніх технологій та удосконалення організації та управління виробництвом визначаються як основні критерії для підвищення продуктивності та якості на будівельному ринку.

Важливим аспектом є широке використання місцевих будівельних матеріалів. Процес будівництва передбачає впровадження нових архітектурно-планувальних рішень.

Архітектурне планування будівель і споруд повинно відповідати організаційним потребам, фізичним законам та водночас є результатом поєднання художньої та технічної творчості.

Темою кваліфікаційної роботи є будівництво виробничого корпусу заводу залізобетонних конструкцій загальною площею 6000 м.кв. Цей корпус призначений для виготовлення залізобетонних конструкцій, необхідних у будівництві, а також для вдосконалення галузі будівництва.

# РОЗДІЛ 1

## АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

### 1.1 Генплан

Територія будівництва має складний з ухилом у південно-східному напрямку. Ґрунти підходять для будівництва.

Згідно з технологічною схемою генплан включає такі будівлі і споруди:

Виробничий корпус.

Пропарювальну камеру.

Склад готової продукції.

Адміністративно-побутовий корпус.

Склад навіс.

КПП.

Бокс для автомашин і площадки.

Об'єкти енергетичного господарства.

В'їзд на територію заводу розрахований на ширину 7 м і здійснюється з існуючої дороги з асфальтовим покриттям. Проїзди на території асфальтовані шириною 7 і 3 м. Відведення дощових вод передбачено поверхневим ухилом дороги. Площадки і тротуари запроектовані з асфальтовим і плиточним покриттям.

Для транспортування комплектуючих та вивозу готової продукції на території заводу передбачена залізнична колія.

Між виробничою зоною і адміністративною будівлею заплановано відкрите пожежне водоймище, яке виконує і декоративно-оформлювальні функції.

Зовнішні інженерні мережі передбачено закладати під землю в залізобетонних лотках.

Архітектурне оформлення майданчика для відпочинку між виробничим корпусом і адміністративною будівлею реалізовано через розташування квітників, декоративних кущів, дерев та встановлення лавок. Цей майданчик також включає в себе водоймище.



Озеленення території заводу вирішується здійсненням рядової та вільної посадки дерев і кущів, а також використання частини природного ландшафту в східній і північно-східній частині ділянки.

Основні показники генплану:

- Площа ділянки – 8.1 га
- Площа забудови – 1.12 га
- Щільність – 18.4%
- Процент озеленення – 52.3%
- Площа доріг і відкритих майданчиків – 2.93 га

## **1.2 Об'ємно-планувальне вирішення**

Корпус для виробництва залізобетонних конструкцій виконаний у формі прямокутника одноповерховий з розмірами в плані  $90 \times 144,5$ . Він складається з одноповерхової частини та двоповерхової частини.

З метою врахування технологічних потреб, приміщення корпусу поділено на окремі дільниці за допомогою сітчастих перегородок. Визначено наступні дільниці:

Складальна дільниця.

Дільниця зварювання.

Пропарювальна камера.

Дільниця контролю якості.

Основні параметри планувального рішення:

Площа забудови – 3417 м<sup>2</sup>.

Будівельний об'єкт – 29510 м<sup>2</sup>.

Корисна площа – 5517 м<sup>2</sup>.

Висота цеху від рівня чистої підлоги до низу залізобетонних ферм 10.8 м.

Корпус виконаний з п'яти прольотів по 18 м і з кроком несучих конструкцій 6 м. Ще одна частина цеху прольотом 18 м і довжиною 120 м примикає до цеху під кутом 90°.

### 1.3 Конструктивне вирішення

За конструктивною схемою, будинок відноситься до споруд з повним каркасом. У одноповерховій частині каркас складається з колон з розмірами в поперечному напрямі  $800 \times 400$  мм, ферми залізобетонні прольотом 18 м і ребристих плит покриття розмірами  $3 \times 6$  виготовлених згідно ДСТУ. Проект також включає металеві ліхтарі шириною 6 м. З'єднання балок і плит покриття здійснюється зварюванням.

Жорсткість каркасу в площині рами забезпечується жорстким з'єднанням балки з колоною. З площини рами використовуються хрестові зв'язки між колонами та зв'язки по ліхтарях. У двохповерховій частині колони висотою на 2 поверхи одноконсольні для крайніх і двоконсольні для середнього ряду, ригеля прольотом 9 і 12 м, а також залізобетонні ребристі плити перекриття і покриття. Жорсткість каркасу в площині рами досягається встановленням порталних зв'язків між колонами на рівні першого і другого поверхів.

Фундаменти проектується як монолітні залізобетонні. Залежно від навантажень і конструкцій колон приймають 10 типорозмірів. Для стін будівлі в основному використовуються сендвіч-панелі з різними розмірами 6 м, 9 м, 12 м, товщиною 200 мм. В місцях встановлення воріт передбачені цегляні стіни товщиною 380 мм. Сходова клітка також виконана з цегли з товщиною стін 380 мм. Перегородки венткамер і санвузлів цегляні товщиною в пів цегли. На першому поверсі в приміщенні вентиляційної камери перегородки армують арматурою 4 Вр-І через 5 рядів по висоті. Для розмежування технологічних процесів використовуються перегородки із металевих сітчастих щитів.

У торцях будинку передбачено металеві двоповерхові стійки, які закріплюються до анкерних болтів фундаментів та до закладних деталей колон. Сталеві віконні рами мають спарене скління, двері та ворота також сталеві.

Жалюзі решітки наварюються після встановлення вікон.

На першому поверсі підлоги виконані з ущільненого ґрунту та бетонної основи товщиною 100 мм. Для другого поверху передбачена шлакобетонна підготовка для підвищення звукоізоляції перекриття.

Використовуються три типи підлог, а саме:

Бетонне стяжка товщиною 80 мм.

Покриття з керамічної плитки.

Покриття з мозаїчних плит.

Покрівля представляє собою чотиришаровий рулонний килим із рубероїду на бітумній мастиці. Утеплювач – керамзит із об'ємною вагою 500 кг/м<sup>3</sup>. Крім того, конструкція покрівлі включає пароізоляцію із рубероїду на бітумній мастиці, асфальтову стяжку товщиною 20 мм та гравійну засипку.

Внутрішнє оздоблення включає такі роботи: штукатурення цегляних стін і перегородок, фарбування стін і стель, фарбування металоконструкцій.

## **1.4 Інженерно-технічне обладнання**

### **1.4.1 Опалення**

Приміщення виробничого корпусу заводу залізобетонних конструкцій, який має площу 6000 м<sup>2</sup>, обігрівається системою водяного опалення. Розрахункова температура води в системі становить  $t = 70^{\circ} C$ .

Система опалення спроектована як однотрубна з окремими вітками. Опалювальні прилади – реєстри, які зварені з чотирьох труб діаметром 114 мм та мають довжину 3,6 м.

Трубопроводи системи опалення кріпляться на металевих кронштейнах, які приварені до колон. Там, де труби проходять біля воріт і дверей, вони прокладаються в підпільних каналах.

Магістральні трубопроводи теплопостачання прокладаються в залізобетонних лотках, які утримуються на металевих кронштейнах.

У одноповерховій частині, від осей 1 до 10, опалення не встановлюється, оскільки повітря в цьому розділі прогрівається завдяки високій температурі готової продукції. Для випадків зупинки технологічного процесу передбачено опалення через систему кондиціонерів з вентиляційних камер.

Система водяного опалення розрахована на підтримку температури приміщень на рівні  $+15^{\circ} C$ .

#### 1.4.2 Вентиляція

Вентиляція та кондиціонування повітря забезпечуються відповідно до розроблених систем приточно-витяжної вентиляції.

Притік свіжого повітря в усі приміщення виробничого корпусу здійснюється за допомогою венткамери, розташованої на першому поверсі двоповерхової частини. Система центрального обігріву насосами забезпечує подачу повітря з венткамери.

Загальна витяжна вентиляція організована у вигляді покрівельних вентиляторів, додатково передбачено місцеві витяжки на ділянці пропарювальної камери.

Проект також передбачає встановлення повітряних завіс на воротах, де повітря попередньо обігрівається водяними калориферами.

#### 1.4.3 Каналізація

Система водовідведення в проєкті включає господарсько-фекальну та дощову каналізацію з випусками в міську каналізаційну мережу. Господарсько-фекальна каналізація реалізована за допомогою поліпропіленових труб діаметром 100 і 50 мм, тоді як дощова система складається зі сталевих труб, які прокладені вздовж верхніх ригелів і балок, зі зливовими отворами і випусками, також встановлюються пісковловлювачі.

#### 1.4.4 Газопостачання

Забезпечення пропарювальної камери газом передбачено за рахунок міської газової мережі через спеціальний газорозподільний пункт, який розташований на території заводу. Газопроводи прокладаються в сталевих цільнометалевих трубах діаметром 73 мм в траншеї глибиною 1,2 метри. При вході в корпус, газопровід виводиться з-під землі та підключається до пропарювальної камери на висоті 3.0 метри.

#### 1.4.5 Електропостачання

Постачання електроенергії передбачено через два кабельні виводи, які служать для передачі потужності та освітлення від трансформаторної підстанції. Напруга в силовому виводі становить 380 В, у виводі для освітлення - 220 В. Кожен з виводів має нейтральне заземлення.

Силові мережі призначені для підключення двигунів технологічного обладнання та вентиляторів.

У виробничих приміщеннях корпусу передбачено різні види освітлення:

Робоче освітлення (загальне та місцеве).

Аварійне (евакуаційне) освітлення.

Переносне освітлення.

Напруга для робочого та аварійного освітлення становить 220 В, для переносного - 36 В. Загальне робоче та евакуаційне освітлення реалізовано за допомогою стільників з світлодіодних ламп.

#### 1.4.6 Пожежна сигналізація

План системи пожежної сигналізації розроблено відповідно до вимог і характеристик будівель та приміщень підприємств, які обов'язково мають мати автоматичну сигналізацію.

## РОЗДІЛ 2

### РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

#### 2.1 Обчислення навантажень на раму

##### 2.1.1 Постійні навантаження

Розраховуємо навантаження на конструкції рами яке виражене у вигляді концентрованих сил у точках обпирання ферми на колони (з'єднання ферми з колоною шарнірне):

крайні ряди колони:

$$P_{n,кр} = q_n \cdot 0,5 \cdot L = 23,16 \cdot 0,5 \cdot 24 = 277,92 \text{ кН},$$

де  $q_n = 23,16 \text{ кН} / \text{м}$

середні ряди колони:

$$P_{n,c} = P_{n,c} + P_l = 277,92 + 16,32 = 294,24 \text{ кН},$$

де  $P_l = 0,13 \cdot (6 \cdot 12,0) + 0,27 \cdot (6 \cdot 2,4) + 0,32 \cdot (6 \cdot 1,6) = 16,32 \text{ кН};$

$0,13 \text{ кН} / \text{м}^2$  – Розрахункове навантаження від опорної конструкції ліхтаря на  $1 \text{ м}^2$  покриття;

$0,27; 0,32 \text{ кН} / \text{м}^2$  – розрахункове навантаження від сендвіч-панелей та вікон ліхтаря.

Таблиця 2.1 – Навантаження від маси стінового огороження

№	Вид навантаження	Нормативне навантаження, $\text{кН} / \text{м}^2$	Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, $\text{кН} / \text{м}^2$
1	Сендвіч-панелі стінові (150 мм)	0,24	1,1	0,27
2	Вікна	0,29	1,1	0,32
3	Ригелі фахверка	0,15	1,05	0,16

Розрахункові навантаження, які передаються на колону ригелів фахверка, будемо переводити у рівномірно розподілені по висоті колони. Маса колони з зв'язками передбачаємо заздалегідь, що  $q_k = 1,0 \text{ кН / м}$ .

Постійне розрахункове навантаження на колону можна визначити за формулою:

$$q = \left( q_{c-n} h_{c-n} + q_p \cdot h_p + q_s \cdot h_s \right) \frac{B}{h_k} =$$

$$= \left( 0,27 \cdot (2,2 + 2,2 + 2,4) + 0,16 \cdot 12,8 + 0,32 \cdot (4,8 + 2,4) \right) \cdot \frac{6,00}{12,50} = 2,97 \text{ кН / м},$$

де  $q_{c-n}$ ,  $q_p$ ,  $q_s$  – навантаження відповідно від сендвіч-панелей, ригелів фахверка та вікон;

$B = 6 \text{ м}$  – крок несучих колон;

$h_{c-n}$ ,  $h_s$  – розміри сендвіч-панелей та вікон.

Масу підкранової балки умовно враховуємо разом із вертикальним тиском кранів.

### 2.1.2 Снігові навантаження

Ми визначимо навантаження на раму від снігу у вигляді концентрованих навантажень там, де ригель опирається на колони, згідно з формулою:

$$P_m = q_{m,1} \cdot 0,5 \cdot L = 23,16 \cdot 0,5 \cdot 18 = 208,44 \text{ кН}$$

де  $q_{m,1} = 23,16 \text{ кН / м}$ .

### 2.1.3 Вітрові навантаження

Обчислення вітрових навантажень виконуються відповідно до ДБН. Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначається за наступною формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} W_0 C,$$

де  $\gamma_{fm} = 1,04$  – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження (при терміні експлуатації будівлі 60 років);

$W_0 = 550 \text{ кН / м}^2$  – характеристичне значення вітрового тиску для Львівської області (4 район) згідно ДБН;

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$$

де  $C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт, який визначається за додатком І відповідно до форми будівлі (схема 4):

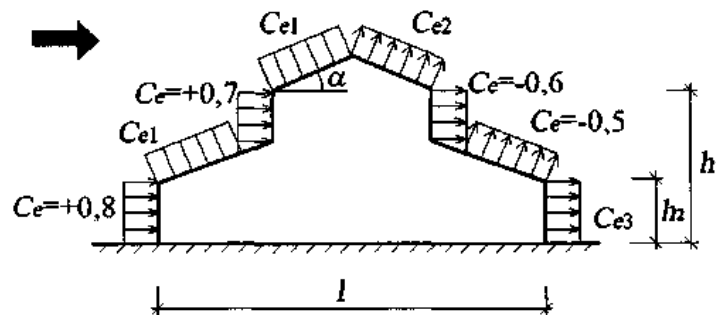


Рис. 2.1. Схема до визначення  $C_{aer}$

$$C_{e3} = -0,4;$$

$C_h$  – коефіцієнт висоти будівлі, який приймаємо залежно від висоти частини будівлі ( $Z$ ) над поверхнею землі і типу навколишньої місцевості.

Тип навколишньої місцевості приймаємо ІІІ (промислова зона).



Таблиця 2.2 – Зміна коефіцієнта  $C_h$  по висоті будівлі

$z$	5	10	12	15	19
$C_h$	0,40	0,60	0,65	0,73	0,83

$C_{alt} = 1$  (при  $H < 0,5$  км) – коефіцієнт географічної висоти,  $H$  – висота будівельного об'єкта над рівнем моря;

$C_{rel} = 1$  – коефіцієнт рельєфу;

$C_{dir} = 1$  – коефіцієнт напрямку;

$C_d = 1$  – коефіцієнт динамічності.

Отже, коефіцієнт  $C$  рівний для:

навітряної сторони:

$$C(z = 5 \text{ м}) = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,32;$$

$$C(z = 10 \text{ м}) = 0,8 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,48;$$

$$C(z = 12 \text{ м}) = 0,8 \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,52;$$

$$C(z = 15 \text{ м}) = 0,8 \cdot 0,73 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,59;$$

$$C(z = 19 \text{ м}) = 0,7 \cdot 0,83 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,58;$$

завітряна сторона:

$$C(z = 5 \text{ м}) = -0,4 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = -0,16;$$

$$C(z = 10 \text{ м}) = -0,4 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = -0,24;$$

$$C(z = 12 \text{ м}) = -0,4 \cdot 0,65 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = -0,26;$$

$$C(z = 15 \text{ м}) = -0,6 \cdot 0,73 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = -0,44;$$

$$C(z = 19 \text{ м}) = -0,6 \cdot 0,83 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = -0,50.$$

Граничні розрахункові величини вітрового навантаження:

навітряна сторона:

$$W_m(z = 5 \text{ м}) = 1,04 \cdot 0,55 \cdot 0,32 = 0,18 \text{ кН / м}^2;$$

$$W_m(z = 10 \text{ м}) = 1,04 \cdot 0,55 \cdot 0,48 = 0,28 \text{ кН / м}^2;$$

$$W_m(z = 12 \text{ м}) = 1,04 \cdot 0,55 \cdot 0,52 = 0,30 \text{ кН / м}^2;$$

$$W_m(z = 15 \text{ м}) = 1,04 \cdot 0,55 \cdot 0,59 = 0,34 \text{ кН / м}^2;$$

завітряна сторона:

$$W_m(z = 5 \text{ м}) = 1,04 \cdot 0,55 \cdot (-0,16) = -0,09 \text{ кН / м}^2;$$

$$W_m(z = 10 \text{ м}) = 1,04 \cdot 0,55 \cdot (-0,24) = -0,14 \text{ кН / м}^2;$$

$$W_m(z = 12 \text{ м}) = 1,04 \cdot 0,55 \cdot (-0,26) = -0,15 \text{ кН / м}^2;$$

$$W_m(z = 15 \text{ м}) = 1,04 \cdot 0,55 \cdot (-0,44) = -0,25 \text{ кН / м}^2;$$

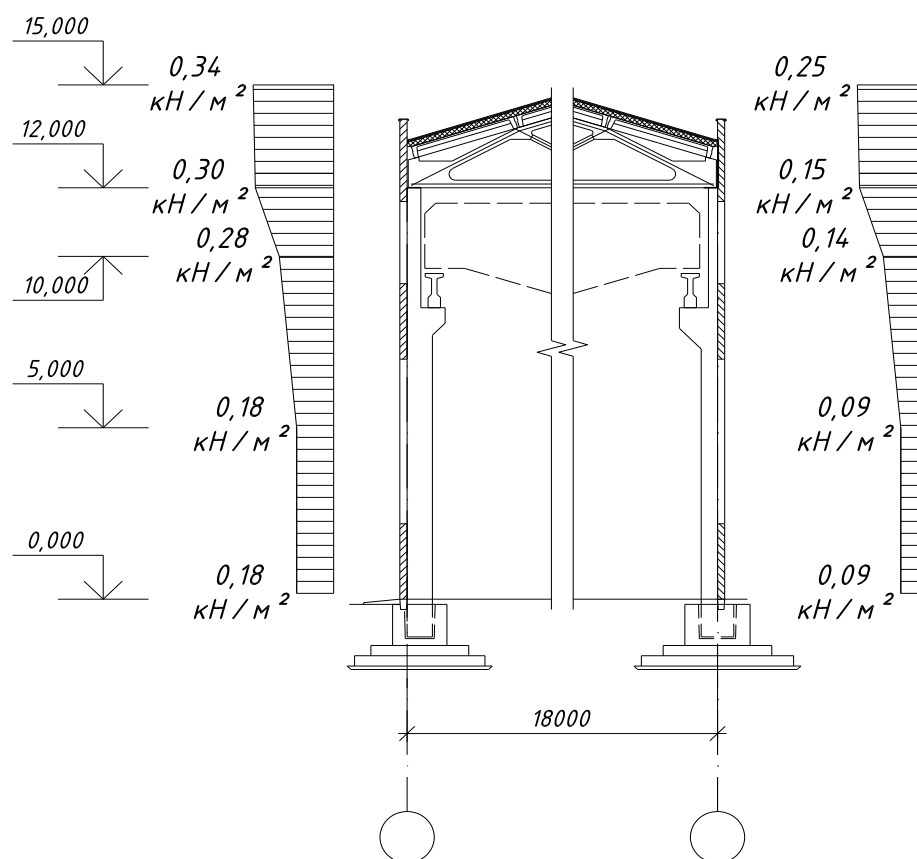


Рис. 2.2. Епюра зусиль вітрового навантаження

Лінійні розрахункові навантаження на раму внаслідок впливу вітру можна визначити наступним чином:

Навітряна сторона:

$$W_m^{\prime} = W_m(z = 5\text{ м}) \cdot B = 0,18 \cdot 6 = 1,08 \text{ кН / м};$$

$$W_m^{\prime} = W_m(z = 10\text{ м}) \cdot B = 0,28 \cdot 6 = 1,68 \text{ кН / м};$$

$$W_m^{\prime} = W_m(z = 12\text{ м}) \cdot B = 0,30 \cdot 6 = 1,80 \text{ кН / м};$$

Завітряна сторона:

$$W_m^{\prime} = W_m(z = 5\text{ м}) \cdot B = -0,09 \cdot 6 = -0,54 \text{ кН / м};$$

$$W_m^{\prime} = W_m(z = 10\text{ м}) \cdot B = -0,14 \cdot 6 = -0,84 \text{ кН / м};$$

$$W_m^{\prime} = W_m(z = 12\text{ м}) \cdot B = -0,15 \cdot 6 = -0,90 \text{ кН / м};$$

де  $B = 6$  м – крок колон.

#### 2.1.4 Навантаження від мостових кранів

Таблиця 2.3 – Характеристики крану для визначення розрахункових навантажень.

Кран	Вантажність, кН	Проліт крана $L_{кр}$ , м	Розміри, мм				Тиск колеса (макс.) $F_n$ , кН	Маса, кН		К-ть коліс крана $n_{кр}$
			$H_{кр}$	$B_1$	$B_2$	$K$		візка $G_{кр}$	крана з візком $G$	
Кр-1	150	16,5	1900	260	6300	4400	185	53,0	310,0	4
Кр-2	150	16,5	1900	260	6300	4400	185	53,0	310,0	4

Розрахунковий тиск на колону, до якої найближче розташований візок крану:

$$D_{max} = \Psi \gamma_f \sum F_{i,max} y_i + G_{n.б.} \gamma_f = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (185 \cdot 1,90) + 24,0 \cdot 1,1 = 393,73 \text{ кН},$$

$\Psi = 0,95$  – коефіцієнт поєднання навантажень для важкого режиму роботи кранів;

$\gamma_f = 1,1$  – коефіцієнт надійності за навантаженням;

$F_{i,max} = 185 \text{ кН}$  – максимальний нормативний тиск колеса крана;

$\sum y_i = 2 \cdot (0,11 + 0,84) = 1,90$  – сума ординат ліній впливу для опорного тиску на колону (див. рис. 2.3);

$G_{n.б.} = q_{n.б.} \cdot B = 4,0 \cdot 6,0 = 24,0 \text{ кН/м}$  – маса підкранової балки;

$B = 6,0 \text{ м}$  – крок колон.

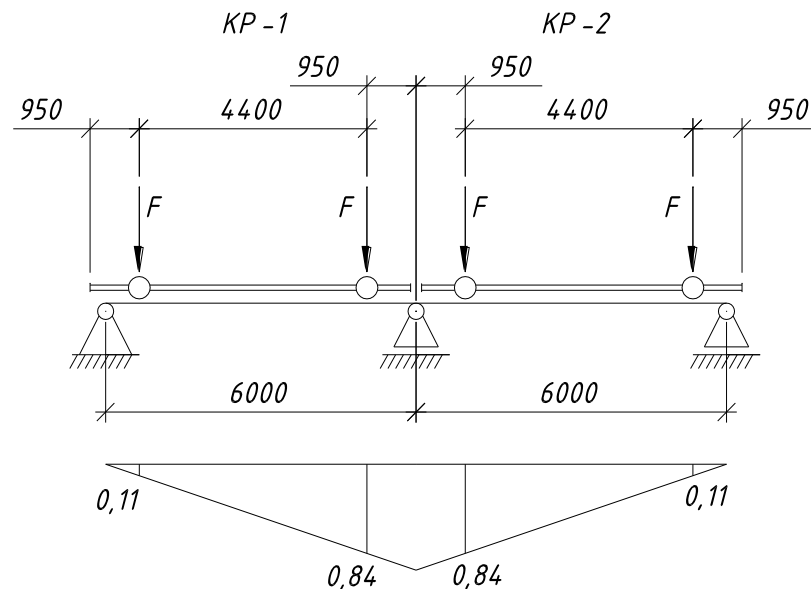


Рис. 2.3 Лінії впливу реакцій опор від мостових кранів

Найменший тиск колеса крана:

$$F_{min} = \frac{Q + G}{0,5n_k} - F_{max} = \frac{150 + 310}{0,5 \cdot 4} - 185 = 58,2 \text{ кН},$$

де  $Q = 100 \text{ кН}$  – вантажність крана;

$G = 270 \text{ кН}$  – маса крана з візком;

$n_k = 4$  - кількість коліс крана.

Найменший розрахунковий тиск на колону:

$$D_{min} = \Psi \gamma_f \Sigma F_{i,min} y_i + G_{n.б.} \gamma_f = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (58,2 + 1,90) + 24,0 \cdot 1,1 = 141,96 \text{ кН}.$$

Горизонтальні навантаження

Нормативна горизонтальна поперечна сила визначається за формулою:

$$T_0^n = f (Q + G_g) \frac{n_0'}{n'} = 0,1 \cdot (150 + 53,0) \cdot \frac{2}{4} = 10,15 \text{ кН},$$

де  $f = 0,1$  – коефіцієнт тертя для кранів з гнучким підвісом;

$G_g = 53,0$  кН – маса візка крана;

$n_0' = 2$  – кількість гальмівних коліс візка;

$n' = 4$  – кількість усіх коліс візка.

Нормативна горизонтальна сила на одне колесо крана визначається як:

$$T_k^n = \frac{T_0^n}{0,5 n_k} = \frac{10,15}{0,5 \cdot 4} = 5,08 \text{ кН}.$$

Розрахунковий горизонтальний опорний тиск на колону обчислюється за формулою:

$$T_{max} = \Psi \gamma_f \Sigma T_k^n y_i = 0,95 \cdot 1,1 \cdot (5,08 \cdot 1,9) = 10,09 \text{ кН}.$$

## 2.2. Статичний аналіз рами

Геометричну конфігурацію рами, яка прийнята для розгляду, можна побачити на рисунку 2.4.

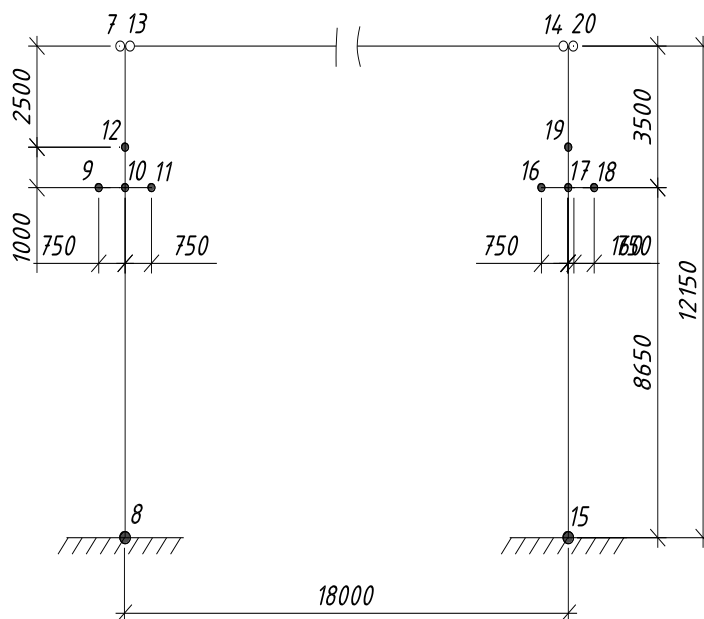


Рис. 2.4 Геометрична схема рами

Коефіцієнти жорсткості для нижньої частини колони, верхньої частини колони та ферми визначаються на основі довідкових даних і приймаються відповідно до наступного співвідношення:

$$I_n : I_v : I_f = 1 : 6 : 90.$$

Геометричну конфігурацію для розрахунку представлено на рисунку 2.5.

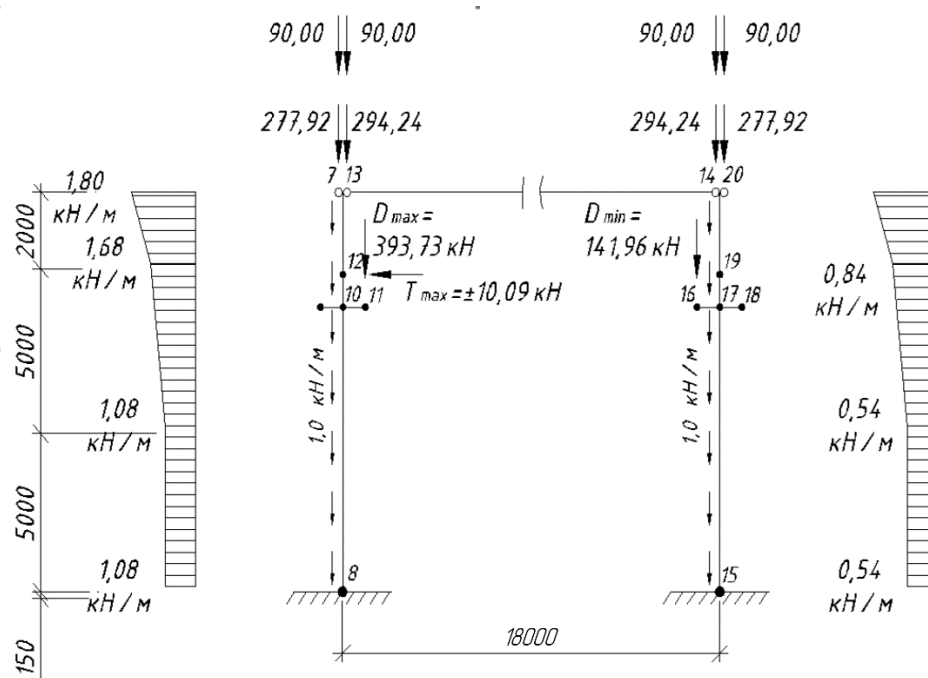


Рис. 2.5 Розрахункова схема рами

Статичний аналіз рами буде проведено для кожного з навантажень окремо за допомогою програмного забезпечення ПК "Ліра". Результати розрахунку будуть узагальнені в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Розрахункові зусилля від кожного з навантажень, що діють на раму

Переріз (ліва колона)	Вид зусиль	Коефіцієнт поєднання	Постійне навантаження (власна маса конструкції)	Короткочасні навантаження							
				снігове	від двох кранів				вітрове		
					$D_{max}$ на колону		$T_{max}$ на колону		зліва	справа	
					ліву	праву	ліву	праву			
				Номер за порядком навантажень							
				1	2	3	4	5	6	7	8
6	M	1	0.00	0.00	0.00	0.00	±0.00	±0.00	0.00	0.00	
		0.9		0.00	0.00	0.00	±0.00	±0.00	0.00	0.00	
	N	1	-277.9	-90.0	0.00	0.00	±0.00	±0.00	0.00	0.00	
		0.9		-81.0	0.00	0.00	±0.00	±0.00	0.00	0.00	
	Q	1	4.65	1.45	-2.68	14.27	±1.10	±3.29	-1.99	-5.37	
		0.9		1.31	-2.41	12.84	±0.99	±2.96	-1.79	-4.83	
4	M	1	-16.29	-5.08	9.28	49.94	±3.12	±11.5	-17.3	23.34	
		0.9		-4.57	8.35	44.95	±2.81	±10.3	-15.6	21.01	
	N	1	-288.3	-90.0	0.00	0.00	±0.00	±0.00	0.00	0.00	
		0.9		-81.0	0.00	0.00	±0.00	±0.00	0.00	0.00	
	Q	1	4.65	1.45	-2.68	14.27	±5.85	±3.29	-7.87	-8.12	
		0.9		1.31	-2.41	12.84	±5.27	±2.96	-7.08	-7.31	
3	M	1	-29.84	9.32	-116	8.73	±3.12	±11.5	-17.3	23.34	
		0.9		8.39	-104	7.86	±2.81	±10.3	-15.6	21.01	
	N	1	-288.3	-90.0	-393	-141	±0.00	±0.00	0.00	0.00	

1	Q	0.9		-81.0	-354	-127	±0.00	±0.00	0.00	0.00
		1	4.65	1.45	-2.68	14.27	±5.85	±3.29	-7.87	-8.12
	M	0.9		1.31	-2.41	12.84	±5.27	±2.96	-7.08	-7.31
		1	-10.42	-3.25	-91.1	141.9	±53.7	±40.0	-131	116.91
	N	0.9		-2.93	-82.0	127.7	±48.3	±36.02	-118	105.22
		1	-314.01	-90.0	-393	-105	±0.00	±0.00	0.00	0.00
Q	0.9		-81.0	-354	-95.2	±0.00	±0.00	0.00	0.00	
	1	4.65	1.45	-2.68	14.27	±5.85	±3.29	-17.8	-13.16	
	Q	0.9		1.31	-2.41	12.84	±5.27	±2.96	-16.0	-11.84

Таблиця 2.5 – Розрахункові зусилля при поєднанні навантажень за даними табл. 2.4

Переріз (ліва колона)	Кількість короточасних навантажень	Номер навантажень і вид зусилля	Розрахункові зусилля при комбінаціях навантажень $M, \text{кН} \times \text{м}; N \text{ та } Q, \text{кН}$					
			$-M_{max}$	$+M_{max}$	$N_{max}$		$N_{min}$ при $N/2 < M/b_n$	
			$N_{відн.}$	$N_{відн.}$	$-M_{відн.}$	$+M_{відн.}$	$-M_{відн.}$	$+M_{відн.}$
6	Одне ( $\Psi = 1$ )	№	1;2	1;4;6	1;2			
		M	0.00	0.00	0.00	-		
		N	-367.92	-277.92	-367.92	-		
		Q	6.10	22.21	6.10	-		
	Два і більше ( $\Psi = 0.9$ )	№	1;2;4;6	-	-	-		
		M	0.00	-	-	-		
		N	-358.92	-	-	-		
		Q	21.76	-	-	-		
4	Одне ( $\Psi = 1$ )	№	1;7	1;4;6	1;2			
		M	-33.67	45.18	-21.37	-		
		N	-288.31	-288.31	-378.31	-		



		$Q$	-3.22	22.21	6.10	-		
	Два і більше ( $\Psi = 0.9$ )	№	1;2;3;6;7	1;4;6;8	1;2;3;6; 7	1;2;4; 6;8		
		$M$	-38.53	60.04	-38.53	55.47		
		$N$	-369.31	-288.31	-369.31	-369.3		
		$Q$	-6.50	13.15	-6.50	14.45		
3	Одне ( $\Psi = 1$ )	№	1;3;6	1;8	1;3;6	1;3;6		
		$M$	-157.71	-6.50	-157.71	-134.6		
		$N$	-602.61	-288.31	-602.61	-602.6		
		$Q$	5.26	-3.47	5.26	5.26		
	Два і більше ( $\Psi = 0.9$ )	№	1;3;6;7	1;2;4;6; 8	1;2;3;6; 7	1;2;3; 6;8		
		$M$	-160.57	17.79	-152.18	-94.78		
		$N$	-571.18	-464.55	-652.18	-652.1		
		$Q$	-7.81	14.45	-7.81	-6.73		
1	Одне ( $\Psi = 1$ )	№	1;3;5	1;4;5	1;3;5	1;3;5		
		$M$	-155.31	174.36	-155.31	-47.79		
		$N$	-628.31	-419.83	-628.31	-628.3		
		$Q$	7.82	24.77	7.82	7.82		
	Два і більше ( $\Psi = 0.9$ )	№	1;2;3;5;7	1;4;5;8	1;2;3;5; 7	1;2;3; 5;8		
		$M$	-262.20	261.10	-262.20	58.24		
		$N$	-677.88	-409.25	-677.88	-677.8		
		$Q$	-17.76	10.91	-17.76	-13.57		

## 2.3 Розрахунок та конструювання залізобетонної колони

### 2.3.1 Вибір матеріалів

Бетонні колони відповідають класу С25/30. Міцнісні та деформаційні характеристики бетону визначаються згідно з таблицею ДБН, яка містить наступні значення:

Характеристичне (нормативне) значення міцності на стиск:

$$f_{ck} = 22,00 \text{ МПа} = 2,20 \text{ кН / см}^2;$$

Розрахункове значення міцності на стиск:

$$f_{cd} = 17,00 \text{ МПа} = 1,70 \text{ кН / см}^2;$$

Середнє значення міцності бетону на осьовий розтяг:

$$f_{ctm} = 2,60 \text{ МПа} = 0,26 \text{ кН / см}^2;$$

Характеристичне значення міцності бетону на осьовий розтяг:

$$f_{ctk,0,05} = 1,80 \text{ МПа} = 0,18 \text{ кН / см}^2;$$

Середнє значення початкового модуля пружності:

$$E_{cm} = 32,50 \text{ ГПа} = 3250 \text{ кН / см}^2;$$

Характеристичне значення модуля пружності:

$$E_{ck} = 29,0 \text{ ГПа} = 2900 \text{ кН / см}^2;$$

Розрахункове значення модуля пружності:

$$E_{cd} = 25,00 \text{ ГПа} = 2500 \text{ кН / см}^2;$$

Коефіцієнт надійності для бетону, приймаємо  $\gamma_c = 1,3$ ;

Додатково, враховуються характеристичні значення відносних деформацій  $\varepsilon_{c1,ck} = 0,00176$ ;  $\varepsilon_{cu1,ck} = 0,00355$  та розрахункові значення відносних деформацій  $\varepsilon_{c1,cd} = 0,00169$ ;  $\varepsilon_{cu1,cd} = 0,00328$ .

При використанні поздовжньої робочої арматури А400С, міцнісні та деформаційні характеристики арматури визначаються згідно з ДБН, яка включає:

Характеристичне значення міцності на межі текучості:

$$f_{yk} = 400 \text{ МПа} = 40,00 \text{ кН} / \text{см}^2 ;$$

Розрахункове значення міцності на межі текучості:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,10} = 363 \text{ МПа} = 36,30 \text{ кН} / \text{см}^2 ,$$

де  $\gamma_s = 1,10$  - Коефіцієнт надійності для арматури визначається відповідно до ДБН;

Розрахункове значення міцності поперечної арматури визначається як:

$$f_{ywd} = 285 \text{ МПа} = 28,50 \text{ кН} / \text{см}^2 ,$$

Розрахункове значення модуля пружності складової арматури визначається як:

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа} = 2,1 \times 10^4 \text{ кН} / \text{см}^2 ;$$

Розрахункове значення відносних деформацій при максимальному навантаженні визначається як:  $\varepsilon_{ud} = 0,025$ .

При використанні арматури В500 для поперечних арматурних стержнів, міцнісні та деформаційні характеристики арматури беруться з ДБН, яка включає наступні значення:

Характеристичне значення міцності на межі текучості

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

Розрахункове значення міцності на межі текучості:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,25} = 400 \text{ МПа} = 40 \text{ кН / см}^2,$$

де  $\gamma_s = 1,25$  - коефіцієнт надійності для арматури, який береться з ДБН;

Розрахункове значення міцності поперечної арматури визначається як:

$$f_{ywd} = 300 \text{ МПа} = 30 \text{ кН / см}^2;$$

Розрахункове значення модуля пружності складової арматури визначається як:

$$E_s = 1,9 \times 10^5 \text{ МПа} = 1,9 \times 10^4 \text{ кН / см}^2;$$

Розрахункове значення відносних деформацій при максимальному навантаженні визначається як:  $\varepsilon_{ud} = 0,012$ .

### 2.3.2 Розрахунок та конструювання верхньої частини колони

Розрахункове поєднання зусиль згідно таблиці:

$$M = -38,53 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = -369,31 \text{ кН}.$$

Армування верхньої частини розглядається з урахуванням вимог ДБН, які включають:

Мінімальна площа арматури:

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 369,31}{36,30} = 1,02 \text{ см}^2; \quad A_{s,min} = 0,002A_c = 0,002 \cdot (40 \cdot 38) = 3,04 \text{ см}^2;$$

Максимальна площа арматури:

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 \cdot (40 \cdot 38) = 60,80 \text{ см}^2.$$

Для цього приймається використання чотирьох стержнів Ø10A400С ( $A_s = 3,14 \text{ см}^2$ ).

Геометричні характеристики розрахункового перерізу визначаються наступним чином:

Площа:

$$A_{red} = A_c + \alpha_c A_s = 40 \cdot 38 + 8,4 \cdot 3,14 = 1546 \text{ см}^2,$$

$\alpha_c$  – Коефіцієнт зведення для арматури визначається як відношення модулів пружності арматурної сталі і бетону.

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{cd}} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,5 \cdot 10^4} = 8,4.$$

Відстань від нижньої грані до центра маси  $y_c = 19,0 \text{ см}$ .

Момент інерції:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + A_{s,i}y_i^2 = \frac{40 \cdot 38^3}{12} + 3,14 \cdot 16^2 = 183710 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції:

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{183710}{1546}} = 10,9 \text{ см.}$$

Розрахункова довжина надкранової частини колони обчислюється відповідно до ДБН

$$l_0 = 2H_0 = 2 \cdot 350 = 700 \text{ см,}$$

де  $H_0 = 350 \text{ см}$  – геометрична довжина верхньої частини колони.

Випадковий ексцентриситет визначається згідно ДБН.

$$e_0 = \frac{h}{30} = \frac{38}{30} = 1,3 \text{ см.}$$

Розрахунковий ексцентриситет:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{38,53}{369,31} = 10,5 \text{ см} > e_0 1,3 \text{ см.}$$

Оскільки система є статично невизначеною, визначаємо ексцентриситет  $e = 10,5 \text{ см}$ .

Перевіримо умову

$$\frac{l_0}{i_{red}} = \frac{700}{10,9} = 64,2 > 14.$$

Враховуємо вплив прогину на значення ексцентриситету поздовжнього зусилля, оскільки система є статично невизначеною.

Використовуємо коефіцієнт, який враховує вплив прогину на значення ексцентриситету поздовжнього зусилля, згідно з ДБН:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{369,31}{1605,06}} = 1,30,$$

де  $N_{cr}$  – умовна критична сила, обчислена за формулою:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{cd}}{l_0^2} \left[ \frac{I}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_c I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2500}{700^2} \cdot \left[ \frac{182906}{1,33} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{0,28}{1,0}} + 0,1 \right) + 8,4 \cdot 803,8 \right] = 1605,06 \text{ кН};$$

$$I = \frac{40 \cdot 38^3}{12} = 182906 \text{ см}^4; \quad \varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M} = 1 + 1,0 \cdot \frac{-20,56}{-62,42} = 1,33 < 1 + \beta = 2;$$

$M = -38,53 - 369,31 \cdot 0,16 = -20,56 \text{ кН} \cdot \text{м}$  – момент відносно осі розтягнутої арматури від постійних, довготривалих та короткотривалих навантажень;

$M_l = -16,29 - 288,31 \cdot 0,16 = -62,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$  – момент відносно осі розтягнутої арматури від постійних та довготривалих навантажень;  $-16,29 \text{ кН} \cdot \text{м}; 288,31 \text{ кН}$

$$\delta_e = \frac{e}{h} = \frac{10,5}{38} = 0,28 > \delta_{e,min} = 0,15;$$

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{700}{38} - 0,01 \cdot 17 = 0,15.$$

Приймаємо  $\delta_e = 0,28$ ;

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \frac{e}{h} = 1 + 12 \cdot \frac{0}{1,70} \cdot \frac{10,5}{38} = 1,0.$$

Таким чином, розрахунковий ексцентриситет з урахуванням вигину стрижня складає:

$$e = \eta e = 1,30 \cdot 10,5 = 13,7 \text{ см.}$$

Замінюємо згинальний момент еквівалентною поздовжньою силою. Отже, повна розрахункова поздовжня сила у верхній частині колони обчислюється як:

$$N = 369,31 + \frac{38,53}{0,137} = 650,6 \text{ кН.}$$

Визначаємо несучу здатність перерізу згідно з ДБН. Розрахунок виконується у ПС "Excel" для другої форми рівноваги (зона розтягу присутня в перерізі). Результат розрахунку вказано у додатку Б1:

$$N_{u,max} = 801,6 \text{ кН} > N = 650,6 \text{ кН.}$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

Розрахункове поєднання зусиль згідно таблиці:  
 $M = 60,04 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = -288,31 \text{ кН.}$

Для цього приймається використання шести стержнів  $\text{Ø}16\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 12,06 \text{ см}^2$ ).



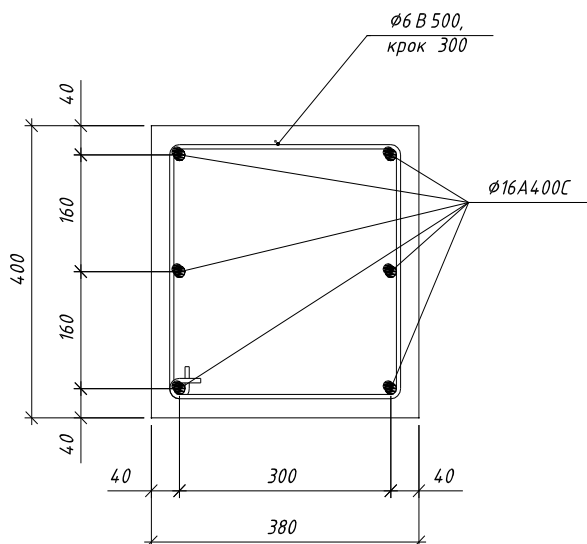


Рис. 2.6 Схема армування верхньої частини колони

Геометричні характеристики розрахункового перерізу визначаються наступним чином:

$$A_{red} = A_c + \alpha_c A_s = 40 \cdot 38 + 8,4 \cdot 12,06 = 1621 \text{ см}^2; \quad y_c = 19,0 \text{ см};$$

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + A_{s,i} y_i^2 = \frac{40 \cdot 38^3}{12} + 12,06 \cdot 15^2 = 185620 \text{ см}^4;$$

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{185620}{1621}} = 10,7 \text{ см}.$$

Перевіримо умову  $\frac{l_0}{i_{red}} = \frac{700}{10,7} = 65,4 > 14$ .

Розрахунковий ексцентриситет обчислюється.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{60,04}{288,31} = 20,8 \text{ см} > e_0 1,3 \text{ см}.$$

Використовуємо коефіцієнт, який враховує вплив прогину на значення ексцентриситету поздовжнього зусилля, згідно з ДБН

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{288,31}{1828,44}} = 1,19,$$

де  $N_{cr}$  – умовна критична сила, обчислена згідно з формулою:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{cd}}{l_0^2} \left[ \frac{I}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_c I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2500}{700^2} \cdot \left[ \frac{182906}{1,0} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{0,55}{1,0}} + 0,1 \right) + 8,4 \cdot 2713,5 \right] = 1828,44 \text{ кН};$$

$$I = \frac{40 \cdot 38^3}{12} = 182906 \text{ см}^4; \quad M = 60,04 - 288,31 \cdot 0,15 = 16,79 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_l = -16,29 - 288,31 \cdot 0,15 = -59,54 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Оскільки моменти мають різні знаки та  $e = 20,8 \text{ см} > 0,1h = 3,8 \text{ см}$ ,  
приймаємо  $\varphi_l = 1$ ;

$$\delta_e = \frac{e}{h} = \frac{20,8}{38} = 0,55 > \delta_{e,\min} = 0,15;$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{700}{38} - 0,01 \cdot 17 = 0,15.$$

Приймаємо  $\delta_e = 0,55$ .

Таким чином, розрахунковий ексцентриситет з урахуванням вигину стрижня складає:

$$e = \eta e = 1,19 \cdot 20,8 = 24,8 \text{ см}.$$

Замінюємо згинальний момент еквівалентною поздовжньою силою. Повна розрахункова поздовжня сила у верхній частині колони обчислюється як:

$$N = 288,31 + \frac{60,04}{0,248} = 530,4 \text{ кН}.$$

Визначаємо несучу здатність перерізу за згідно з 4.2.4 [5]. Розрахунок виконується у ПС "Ехсел" для другої форми рівноваги (зона розтягу присутня в перерізі). Результат розрахунку наведено в додатку Б2:

$$N_{u,max} = 550,47 \text{ кН} > N = 530,4 \text{ кН}.$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

Розрахункове поєднання зусиль згідно таблиці:

$$M = 55,47 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = -369,31 \text{ кН}.$$

Для визначення розрахункового ексцентриситету застосовуються наступні етапи:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{55,47}{369,31} = 15,0 \text{ см} > e_0 = 1,3 \text{ см}.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив прогину на значення ексцентриситету поздовжнього зусилля:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{369,31}{2158,46}} = 1,21,$$

де  $N_{cr}$  – Умовна критична сила:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{cd}}{l_0^2} \left[ \frac{I}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_c I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2500}{700^2} \cdot \left[ \frac{182906}{1,0} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{0,39}{1,0}} + 0,1 \right) + 8,4 \cdot 803,8 \right] = 2158,46 \text{ кН};$$

$$I = \frac{40 \cdot 38^3}{12} = 182906 \text{ см}^4; \quad M = 55,47 - 369,31 \cdot 0,15 = 0,07 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_l = -16,29 - 288,31 \cdot 0,15 = -59,54 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Оскільки моменти мають різні знаки та  $e = 15,0 \text{ см} > 0,1h = 3,8 \text{ см}$ ,  
приймаємо  $\varphi_l = 1$ ;

$$\delta_e = \frac{e}{h} = \frac{15,0}{38} = 0,39 > \delta_{e,min} = 0,15;$$

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{700}{38} - 0,01 \cdot 17 = 0,15.$$

Приймаємо  $\delta_e = 0,55$ .

Розрахунковий ексцентриситет визначається, враховуючи вигин стрижня.

$$e = \eta e = 1,21 \cdot 15,0 = 18,2 \text{ см}.$$

Заміщення згинального моменту еквівалентною поздовжньою силою: Отже,  
повна розрахункова поздовжня сила у верхній частині колони:

$$N = 369,31 + \frac{55,47}{0,182} = 674,09 \text{ кН}.$$

Визначення несучої здатності перерізу. Розрахунок проводиться у програмному забезпеченні "Ехсел" для другої форми рівноваги, де присутня зона розтягу.

$$N_{u,max} = 1021,75 \text{ кН} > N = 674,09 \text{ кН}.$$

Несуча здатність перерізу забезпечена.

### 2.3.3 Розрахунок з площини рами верхньої частини колони

Розрахункова довжина надкранової частини колони визначається відповідно до значень:

$$l_0 = 1,5H_0 = 1,5 \cdot 350 = 525 \text{ см}.$$

Геометричні характеристики розрахункового перерізу:

$$A_{red} = 1621 \text{ см}^2; y_c = 20,0 \text{ см}; I_{red} = \frac{bh^3}{12} + A_{s,i} y_i^2 = \frac{38 \cdot 40^3}{12} + 8,04 \cdot 16^2 = 204725 \text{ см}^4,$$

де  $8,04 \text{ см}^2$  – площа чотирьох арматурних стержнів  $\varnothing 16$  (рис. 2.6);

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{204725}{1621}} = 11,2 \text{ см}.$$

Гнучкість з площини рами:

$$\frac{l_0}{i_{red}} = \frac{525}{11,2} = 46,9 < 65,4.$$

Оскільки гнучкість надкранової частини колони з площини рами менша, ніж у площині рами, немає необхідності виконувати розрахунок колони з площини рами.

#### 2.3.4 Розрахунок похилих перерізів

Розрахунок поперечної арматури виконується відповідно до вимог, визначених у ДБН.

Для поперечного армування в надкрановій частині колони обираємо хомути з арматури В500.

Максимальна поперечна сила у надкрановій частині колони  $Q_{max} = 22,21$  кН.

Далі проводимо перевірку, чи колона вимагає поперечного армування за розрахунком.

$$Q_{max} = 22,21 \text{ кН} < 0,5bdvf_{cd} = 0,5 \cdot 40 \cdot 34 \cdot 0,547 \cdot 1,70 = 632,33 \text{ кН}$$

$$\text{де } \nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{22,0}{250} \right) = 0,547.$$

Умова для необхідності поперечного армування виконується, тому переходимо до розрахункового опору зсуву:

$$V_{Rd,c} = \left( C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right) bd = \\ = \left( 0,138 \cdot 1,767 \cdot (100 \cdot 0,0044 \cdot 22,0)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right) \cdot 400 \cdot 340 \cdot 10^{-3} = 70,68 \text{ кН} > 52,50 \text{ кН},$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{340}} = 1,767 < 2,0;$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{bd} = \frac{6,03}{40 \cdot 34} = 0,0044 < 0,02; A_s = 10,18 \text{ см}^2 - \text{площа поздовжньої}$$

розтягнутої арматури;

$$\sigma_{cp} = 0; (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) bd = (0,386 + 0,15 \cdot 0) \cdot 400 \cdot 340 \cdot 10^{-3} = 72,90 \text{ кН};$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,767^{3/2} \cdot 22,0^{1/2} = 0,386.$$

Оскільки  $Q_{max} = 22,21 \text{ кН} < V_{Rd,c} = 70,68 \text{ кН}$ , армування зсуву надкранової частини колони не потрібно проводити.

В конструктивному відношенні для поперечної арматури використовуємо параметри згідно з ДБН: діаметр стрижнів - 6 мм, крок - 300 мм.

### 2.3.5 Розрахунок та конструювання нижньої частини колони

Розрахункове поєднання зусиль:  $M = 261,10 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $N = -409,25 \text{ кН}$ .

Армування верхньої частини. Відповідно до вимог ДБН та (рис. 2.6), вибираємо армування, враховуючи наступне:

Мінімальна площа арматури:

$$A_{s,min} = \frac{0,10 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 409,25}{36,30} = 1,13 \text{ см}^2; A_{s,min} = 0,002 A_c = 0,002 \cdot (40 \cdot 70) = 5,6 \text{ см}^2;$$

Максимальна площа арматури:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot (40 \cdot 70) = 112,0 \text{ см}^2.$$

Обираємо 12 Ø22A400C ( $A_s = 45,61 \text{ см}^2$ ).

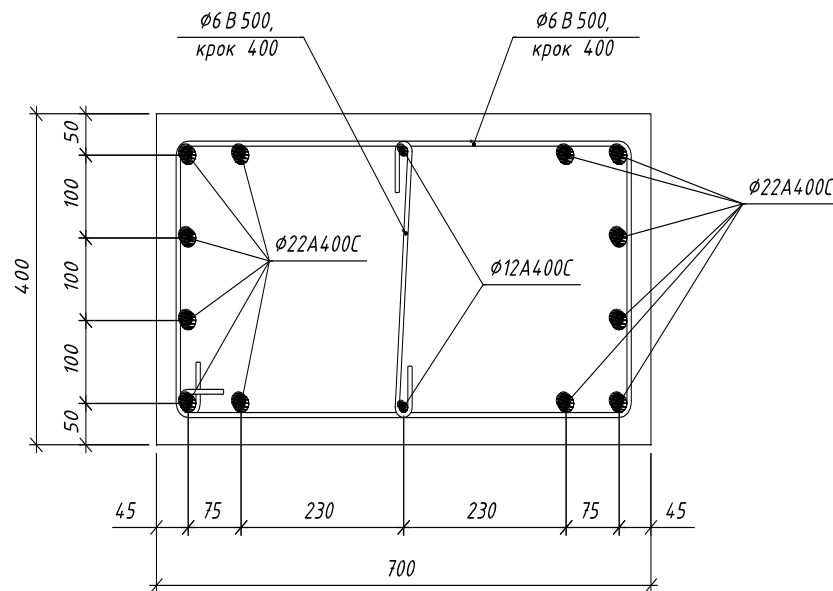


Рис. 2.7 Схема армування нижньої частини колони.

Геометричні характеристики розрахункового перерізу включають:

Площа:  $A_{red} = A_c + \alpha_c A_s = 40 \cdot 70 + 8,4 \cdot 45,61 = 3183 \text{ см}^2$ ,

$\alpha_c$  – Коефіцієнт зведення для арматури. Рівень визначається як відношення модулів пружності арматурної сталі і бетону.

$$\alpha_c = \frac{E_s}{E_{cd}} = \frac{2,1 \times 10^5}{2,5 \times 10^4} = 8,4.$$

Відстань від нижньої грані до центра маси:  $y_c = 35 \text{ см}$ .

Момент інерції:

$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} + A_{s,i} y_i^2 = \frac{40 \cdot 70^3}{12} + 45,61 \cdot 28^2 = 1179091 \text{ см}^4.$$

Радіус інерції:

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{1179091}{3183}} = 19,2 \text{ см}.$$



Розрахункова довжина підкранової частини. Визначається відповідно

$$l_0 = 1,5H_0 = 2 \cdot 865 = 1730 \text{ см},$$

де  $H_0 = 865 \text{ см}$  – геометрична довжина підкранової частини колони визначається відповідно до ДБН. Випадковий ексцентриситет відповідно до норм

розглядається як:  $e_0 = \frac{l_0}{600} = \frac{1730}{600} = 2,9 \text{ см}.$

Розрахунковий ексцентриситет:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{261,10}{409,25} = 63,8 \text{ см} > e_0 = 2,9 \text{ см}.$$

Приймаючи систему як статично невизначену тоді ексцентриситет  $e = 63,8 \text{ см}.$

Перевіримо умову:  $\frac{l_0}{i_{red}} = \frac{1730}{19,2} = 90,1 > 14.$

Під час перевірки умови, виявляємо необхідність врахування впливу прогину на значення ексцентриситету поздовжнього зусилля.

Для цього використовується коефіцієнт, що враховує вплив прогину на значення ексцентриситету поздовжнього зусилля:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{409,25}{2547,26}} = 1,19 ,$$

де  $N_{cr}$  – Умовна критична сила, що визначається за формулою:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_{cd}}{l_0^2} \left[ \frac{I}{\varphi_l} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_c I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 2500}{1730^2} \cdot \left[ \frac{1143333}{1,0} \left( \frac{0,11}{0,1 + \frac{0,91}{1,0}} + 0,1 \right) + 8,4 \cdot 35758,24 \right] = 2547,26 \text{ кН};$$

$$I = \frac{40 \cdot 70^3}{12} = 1143333 \text{ см}^4;$$

$M = 261,10 - 409,25 \cdot 0,28 = 146,51 \text{ кН} \cdot \text{м}$  – момент відносно осі розтягнутої арматури від постійних та довготривалих і короткочасних навантажень;

$M_l = -10,42 - 314,01 \cdot 0,28 = -98,34 \text{ кН} \cdot \text{м}$  – момент відносно осі розтягнутої арматури від постійних та довготривалих навантажень;

Оскільки моменти мають різні знаки тоді  $e = 63,8 \text{ см} > 0,1h = 7,0 \text{ см}$ , приймаємо  $\varphi_l = 1$ ;

$$\delta_e = \frac{e}{h} = \frac{63,8}{70} = 0,91 > \delta_{e,min} = 0,08;$$

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{1730}{70} - 0,01 \cdot 17 = 0,08.$$

Приймаємо  $\delta_e = 0,91$ ;

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \frac{e}{h} = 1 + 12 \cdot \frac{0}{1,70} \cdot \frac{10,5}{38} = 1,0.$$

Отже, розрахунковий ексцентриситет з урахуванням вигину стрижня становить:  $e = \eta e = 1,19 \cdot 63,8 = 75,9 \text{ см}$ .

Замість згинального моменту введемо еквівалентну поздовжню силу, що призводить до повного розрахункового поздовжнього навантаження у верхній частині колони.

$$N = 409,25 + \frac{261,10}{0,759} = 753,26 \text{ кН}.$$

Далі проведемо оцінку несучої здатності перерізу згідно ДБН. Розрахунок буде виконано у програмному забезпеченні "Excel", враховуючи другу форму рівноваги та наявність зони розтягу в перерізі. В результаті отримаємо значення поздовжньої сили, яка здатна сприйняти переріз, згідно розрахунку.

$$N_{u,max} = 907,10 \text{ кН} > N = 753,26 \text{ кН}.$$

Отже, несуча здатність перерізу підтверджена.

#### **2.4 Розрахунок та конструювання підкранової консолі**

Виконання конструкції підкранової консолі здійснюється відповідно до вказівок, які наведені у ДБН.

Зосереджене навантаження, на консолі  $Q_c = 314,30 \text{ кН}$ .

Розміри консолі подано на рис. 2.8.

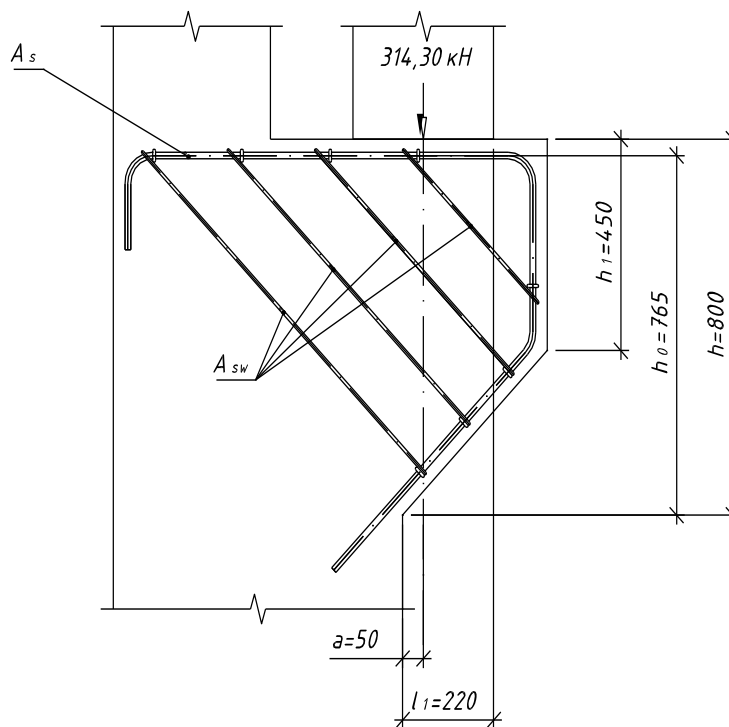


Рис. 2.8 Схема армування підкранової консолі

Необхідну площу перерізу для поздовжньої арматури консолі визначаємо за допомогою виразу

$$A_s = \frac{Q_{c1} l_1}{h_0 f_{yd}} = \frac{314,30 \cdot 22}{76 \cdot 36,3} = 2,51 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $4\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$  ( $A_s = 3,14 \text{ см}^2$ ).

Відповідно до прийнятих значень, мінімальна площа поперечної арматури обчислюється.

$$A_{min} \geq 0,002bh_0 = 0,002 \cdot 40 \cdot 76 = 6,08 \text{ см}^2.$$

Поперечну арматуру приймаємо  $16\text{Ø}7\text{B}500$  з кроком 150 мм, як показано на схемі армування підкранової консолі та загальною площею поперечного перерізу ( $A_{sw} = 6,16 \text{ см}^2$ ).

## РОЗДІЛ 3

### ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ

#### 3.1 Технологічна карта на монтаж конструкцій

Технологія будівельного будівництва представляє собою комплекс знань у галузі організації та економіки виробничих процесів, які відбуваються на будівельних майданчиках. Для скорочення термінів будівництва і забезпечення ритмічності виконання робіт важливо точно налагоджувати послідовність будівельно-монтажних операцій. Для зниження вартості будівництва важливо ефективно використовувати техніку та методи монтажу.

##### 3.1.1 Вибір типу машин і механізмів для монтажу

Вибір оптимального типу монтажного крила для монтажу залізобетонних конструкцій виконується у два етапи: на першому етапі аналізуються технологічні параметри, такі як монтажна висота підняття гака ( $H_k$ ), виліт стріли ( $L_c$ ) та вантажопідйомність ( $P$ ). На другому етапі робиться кінцевий вибір крана шляхом порівняння економічних показників різних варіантів та аналізу отриманих результатів.

Необхідну висоту підняття гака ( $H_k$ ) та виліт стріли ( $L_c$ ) визначають при монтажі найвище розташованого елемента:

$$H_k = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 = 10,04 + 0,5 + 0,3 + 2,3 + 1,5 = 14,64 \text{ м}$$

де  $h_2$  – висота елемента  $h_2 = 0,5 \text{ м}$

$h_5$  – висота поліспасти крана  $h_5 = 1,5 \text{ м}$ .

Необхідний виліт стріли  $L_c$  визначається в залежності від ширини монтованого елемента та можливого мінімального наближення крана до будівлі:

$$L_c = e + l + v = 1,5 + 6 + 3 = 10,5 \text{ м}$$

де  $l$  – відстань від повороту крана до шарніру кріплення (1,5м).

$l$  – відстань від шарніру кріплення стріли до зовнішньої поверхні стріли  
( $l = 6\text{ м}$ )  $e = 3\text{ м}$ .

Вантажопідйомність визначається як сума маси елемента та маси вантажозахватного пристосування:

$$P \geq Q_r + g = 5,6 + 0,7 = 6,3\text{ т}$$

$Q$  – максимальна вага елемента;

$g$  – вага вантажних пристосувань.

Відбір оптимального типу крана для монтажу залізобетонних конструкцій проводиться в два етапи: на першому етапі враховуються технічні параметри двох варіантів кранів, а саме, пневмоколісного крана КС 4361А та гусеничного крана МКГ-25БР. На другому етапі проводиться обчислення техніко-економічних показників для обох варіантів.

I. Пневмоколісний кран КС 4361А:

Виліт стріли:  $\max = 1,8\text{ м}$ ,  $\min = 4,2\text{ м}$

Вантажопідйомність:

при  $\max$  вильоті - 3т,

при  $\min$  вильоті - 16т

II. Гусеничний кран МКГ-25БР:

Виліт стріли:  $\max = 21\text{ м}$ ,  $\min = 0,6\text{ м}$

Вантажопідйомність:

при  $\max$  вильоті - 7т,

при  $\min$  вильоті - 20т

Висновок: Оскільки експлуатація крану за один день МКГ-25БР становить від 360-420 грн а за зміну 3800 грн а пневмоколісного від 8000 до 12000 грн, то за цими економічними показниками гусеничний кран МКГ-25БР є більш раціональним вибором.

### 3.1.2 Виконання робіт по монтажу залізобетонних колон промислової будівлі

У відповідності до ДБН "Організація будівельного виробництва" до початку виконання будівельно-монтажних (у тому числі підготовчих) робіт на об'єкті Генпідрядник зобов'язаний отримати у встановленому порядку дозвіл від Замовника на виконання монтажних робіт. Основою для початку робіт може служити Акт технічної готовності нульового циклу до монтажу колон.

Монтаж залізобетонних колон здійснюють відповідно до вимог ДБН, Робочого проекту, Проекту виконання робіт і інструкції заводу-виробника колон. Заміна передбачених проектом колон і матеріалів допускається тільки за узгодженням із проектною організацією й замовником.

До початку монтажу колон генеральним підрядником повинні бути повністю закінчені й прийняті замовником наступні роботи:

- влаштування фундаментів під монтаж колон. До акту приймання додають виконавчі геодезичні схеми з нанесенням положення опорних поверхонь у плані й по висоті;
- зворотнє засипання пазух котловану;
- планування ґрунту в межах нульового циклу;
- влаштування тимчасових під'їзних доріг для автотранспорту;
- підготовка майданчиків для складування колон і роботи крана;

При вантажно-розвантажувальних роботах, транспортуванні й зберіганні колони необхідно оберігати від механічних ушкоджень. Забороняється скидати колони із транспортних засобів або тягти їх по будь-якій поверхні. Під час навантаження слід застосовувати стропи з м'якого матеріалу.

Вантажно-розвантажувальні й такелажні роботи на об'єктах рекомендується робити з максимальним використанням засобів механізації за допомогою робітників, що входять до складу бригад монтажників.

Складування колони на відкритих, спланованих майданчиках з покриттям із щебня або піску ( $H = 5 \dots 10$  см) у штабелях, у горизонтальному положенні, у тричотири ряди.

Прокладки між колонами укладаються одна над одною строго по вертикалі. Переріз прокладок і підбивок квадратний, зі сторонами не менш 25 см. Розміри підбирають із таким розрахунками, щоб вищележачі колони не опиралися на виступаючі частини нижчележачих колон.

Зони складування розділяють наскрізними проходами шириною не менше 1 м через кожні два штабелі в поздовжньому напрямку й через 25 м у поперечному. Для проходу до торців виробів між штабелями влаштовують розриви, рівні 0,7 м.

До початку монтажу колон необхідно виконати наступні підготовчі роботи:

- перевезти й закладувати колони на складі;
- відібрати колони, що пройшли вхідний контроль;
- нанести риси необхідні для контролю положення колони в плані та по висоті.

Риси наносяться фарбою на збірні елементи.

Ефективність монтажу колон значною мірою залежить від застосовуваних монтажних кранів. Вибір крана для монтажу залежить від геометричних розмірів, маси й розташування колон, що монтуються, характеристики монтажного майданчика, обсягу й тривалості монтажних робіт, технічних і експлуатаційних характеристик крану.

Доцільність монтажу конструкцій будинку краном установлюють згідно з технологічною схемою монтажу з урахуванням забезпечення підйому максимально можливої кількості конструкцій, що монтуються з однієї стоянки при мінімальній кількості перебазувань крану. При виборі крану спочатку визначають шлях руху по будівельному майданчику й місця його стоянок.

Перед монтажем:

- кожну колону необхідно оглянути для того, щоб вона не мала деформацій, ушкоджень, тріщин, раковин, сколів, оголеної арматури, напливів бетону;
- необхідно перевірити геометричні розміри колон, чи немає відхилень, перекосу опорної поверхні щодо площини, перпендикулярної осі колони, скривлення поверхні бічних граней і ребер, наявність монтажного отвору, правильність установки закладних деталей;



– перевірити за допомогою геодезичних інструментів положення фундаментів у плані й відмітки опорних поверхонь фундаментів - дна стакану.

– облаштовують колони монтажними сходами й риштованням, начіпними колісками й розчалками необхідними для монтажу підкранових балок і ферм.

Підйом колон - найбільш відповідальна операція, що виконується при їх монтажі. Перед підйомом колони перевіряють надійність її стропування.

Після перевірки надійності стропування колону встановлює ланка із чотирьох робітників. Виконроб дає сигнал про підйом колони. На висоті 30-40 см над верхньою площиною фундаменту двоє монтажників направляють колону в стакан, двоє інших монтажників забезпечують поєднання в плані осьових рисок на колоні й фундаменті, а машиніст крана плавно опускає її. При наведенні низу колони користуються монтажними ломиками. Потім монтажники 4 і 3-го розряду закріплюють колону клинами з дерева, залізобетону, або металу, поліспаст крана при цьому злегка послабляється.

На одну колону, залежно від її перерізу, потрібно від 4 до 12 клинів.

Вивірку та виправлення влаштування колони по вертикалі роблять за допомогою клинів, забиваючи або витягаючи їх. При збігу рисок по вертикалі по двом взаємно перпендикулярним площинам можна вважати, що колона зайняла проектне положення. Тоді стики між колоною та фундаментом обетонують а демонтаж опалубки у стаканах фундаменту виконують після того, як міцність бетонної суміші досягне не менше 70% проектної.

## **3.2 Технологічна карта на бетонування фундаментів під колону**

### **3.2.1 Виконання арматурних робіт**

До монтажу арматури фундаменту повинні бути виконані наступні роботи:

– розбивка осей і влаштування бетонної підготовки;

– доставка й складування в зоні дії монтажного крана необхідної кількості арматурних елементів;

– підготовка до роботи такелажного оснащення, інструмента й електрозварювальної апаратури.

Монтаж арматури починається з розмітки місць, розкладки сіток плитної частини фундаменту й установки фіксаторів із кроком 1 м для створення захисного шару бетону.

Армування проводиться сітками, виготовленими в заводських умовах або безпосередньо в місці монтажу.

Розкладка сіток проводиться по взаємно перпендикулярних напрямках.

Підколонник армується просторовим каркасом, який встановлюють у проектне положення за допомогою крана.

Складання просторових каркасів проводиться на майданчику. Спочатку встановлюють дві вертикальні сітки, які закріплюють тимчасовими розтяжками.

Для створення захисного шару бетону встановлюють фіксатори, виготовлені із пластмаси, і залишають їх у бетоні.

Роботи з монтажу арматур виконує ланка із чотирьох людей: арматурники 3 розряду (2 люд.) і 2 розряду (2 люд.).

Приймання змонтованої арматур здійснюється до монтажу опалубки та оформляється актом на приховані роботи. В акті приймання змонтованих конструкцій повинні бути зазначені номери робочих креслень, діаметр та клас арматури, клас бетонної суміші.

### 3.2.2 Влаштування опалубки

До початку робіт з монтажу опалубки повинні бути виконані наступні роботи: установка арматурних сіток і каркаса; перевірка комплектності завезеної опалубки; укрупнювальне складання щитів.

Елементи опалубки розміщують у зоні дії крана. Усі елементи опалубки повинні зберігатися в положенні, що відповідає транспортному, покладані по марках і типорозмірам. Великі складальні одиниці зберігаються на закритих складах або під навісом в умовах, що виключають, псування; дрібні деталі - на складі в упакованому виді.

До початку монтажу розбірно-переставної опалубки металеві щити за допомогою притискних скоб збирають в опалубні панелі. Розміри панелей

визначаються площею поверхонь фундаментів. На встановлених панелях монтують начіпні майданчики з начіпними сходами.

Роботи з монтажу розбірно-переставної опалубки виконує ланка із двох монтажників 4 і 3 розрядів.

Монтаж сталевих опалубних форм виконує також ланка із двох монтажників 4 і 3 розрядів.

До монтажу сталевих опалубних форм на складальному майданчику збирається опалубка (одноступінчаста, двоступінчаста або триступінчаста). Потім опалубка подається за допомогою крана на місце виготовлення фундаментів.

Після досягнення бетоном необхідної міцності опалубку демонтують.

### 3.2.3 Бетонні роботи

До початку вкладання бетонної суміші повинні бути виконані наступні роботи: перевірена правильність встановлених арматурних каркасів та опалубки; усунуті всі дефекти опалубки; перевірена наявність фіксаторів, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону; прийняті по акту всі конструкції і їх елементи, приховувані в процесі бетонування; очищені від сміття, бруду й іржі опалубка й арматура; перевірена робота всіх механізмів, справність пристосувань і інструментів.

Доставка на об'єкт бетонної суміші передбачається в автобетонозмішувачах.

Роботи з бетонування виконує ланка із двох бетонярів 4 і 3 розрядів.

Добір і призначення складу бетону повинні здійснюватися будівельною лабораторією. Перевірка робочого складу бетону повинна проводитися шляхом пробного перекачування автобетононасосом бетонної суміші й випробувань, бетонних зразків, які повинні зберігатися у тих самих умовах що і забетонована конструкція.

### 3.3 Проектування будгенплану

Будівельний генплан - це план території, на якому, крім існуючих будівель, також відображені тимчасові споруди, необхідні для проведення будівельних робіт. Проектування будівельного генплану включає в себе наступні етапи:

- визначення та розрахунок потреби в будівлях виробничого призначення;
- визначення та розрахунок потреби в побутових будівлях;
- розрахунок та проектування систем тимчасового електропостачання, водопостачання та тепlopостачання;
- проектування зв'язків, диспетчеризації та транспортних мереж.

#### 3.3.1 Розрахунок тимчасових складів

Проведено розрахунок для визначення площі відкритого складу для зберігання збірних залізобетонних елементів. Площу складу ( $S_{скл}$ ) визначаємо за

формулою: 
$$S_{скл} = \frac{Q_3}{g_1}$$

де  $Q_3$  – об'єм запасу матеріалів;  $Q_s = \frac{Q_{ni}}{t} \cdot n \cdot H \cdot K_2$

де  $Q_n$  – потреба в необхідному матеріалі;

$T$  – кількість днів використання матеріалів.

$n$  – величина запасу в днях.

$K_i$  – коефіцієнт що враховує правильність використання матеріалів  
( $K_i = 1, 2 \dots 1, 3$ )

$g_1$  – кількість матеріалів, яку можна розмістити на 1 м<sup>2</sup>;

коефіцієнт складування (в межах від 0,7 до 0,8).

$$Q_3 = \frac{827,69}{86} \cdot 5 \cdot 1,2 \cdot 13 = 80,69 \text{ м}^2$$

$$S_{скл} = \frac{80,69}{12,08} = 84,62 \text{ м}^2$$

### 3.3.2 Розрахунок тимчасових будинків

Розрахунок приміщень для адміністративно-побутового призначення здійснюється, враховуючи кількість працюючих осіб. Площу гардеробних разом із умивальниками визначено як 81 м<sup>2</sup> (з використанням вагончиків розміром 3 на 9 метрів). Виконробська, дорівнює 36 м<sup>2</sup> (використовуючи інвентарний будинок розміром 9 на 4 метри). Туалети площею 4 м<sup>2</sup> з розмірами в плані 1,7 на 2,4 метра розташовані на відстані 40 метрів від робочих місць.

### 3.3.3 Визначення потреби в воді

Розрахунок водозабезпечення на будівельному майданчику виконується з урахуванням виробничих, питних та побутових потреб. Пожежогасіння буде забезпечено за рахунок існуючого природного водоймища об'ємом 580 м<sup>3</sup>, яке розташоване на відстані 110 метрів від об'єкта.

Кількість необхідної води визначається за допомогою формули:  $B = \beta \cdot c \cdot k$

$\beta$  – кількість води на 1 мільйон гривень річного обсягу робіт.

$c$  – річний обсяг будівельно-монтажних робіт.

$$B = 1,2 \cdot 1,7 \cdot 1 = 12,7 \text{ л/с}$$

### 3.3.4 Розрахунок потреби в енергоресурсах

Близько 70% енергії використовується для живлення двигунів будівельних машин і механізмів, 20% - на технологічні потреби, і 10% - на зовнішнє та внутрішнє освітлення. Для визначення потреби в електроенергії в кВт використовується формула  $P_m = P \cdot C \cdot k = 545 \cdot 1,7 \cdot 1 = 970,2 \text{ кВт}$

де  $P$  – потужність 1 мільйон гривень річного обсягу робіт.

$C$  – річний обсяг робіт у мільйонах гривень.

Щодо потужності і кількості трансформаторів, через підключення будівельного майданчика до трансформаторної підстанції, розрахунок трансформаторів не потрібен.

Кількість прожекторів визначається за формулою  $n = \frac{\phi \cdot E_s}{P_n}$

де  $\phi$  – питома потужність (0,25 - 0,4) Вт/м<sup>2</sup>

$E$  – освітленість на 1м<sup>2</sup> майданчика;

$S$  – площа будівельного майданчика;

$P_n$  – потужність одного прожектора..

$$n = \frac{0.25 \cdot 0.5 \cdot 4200}{1000} = 5,2 \approx 6 \text{ шт.}$$

Приймається використання 6 прожекторів потужністю 1000 Вт.

## РОЗДІЛ 4

### ЕКОНОМІКА БУДІВНИЦТВА

#### ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА

#### Виробничий корпус площею 6000 м.кв. заводу залізобетонних конструкцій у м. Львів з аналізом технології влаштування ін'єкційної гідроізоляції

Будівництво розташоване на території ..... області.

Кошторисна документація складена із застосуванням:

- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (РЕКН) (ДБН Д.2.2-99);

Вартість матеріальних ресурсів і машино-годин прийнято за регіональними поточними цінами станом на дату складання документації та за усередненими даними Держбуду України.

Загальновиробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників Додатка 3 до ДБН Д.1.1-1-2000.

При складанні розрахунків інших витрат прийняті такі нарахування:

1. Усереднений показник ліміту коштів на зведення та розбирання титкульних тимчасових будівель і споруд (С15=1), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	3,10000	%
2. Усереднений показник ліміту коштів на додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (К=0,9), ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	1,17000	%
3. Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд), ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	2,50	%
4. Кошторисна вартість проектних робіт, ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	1,34	%
5. Показник витрат на покриття ризику, пов'язаного з проектною документацією, ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	3,60	%
6. Кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, визначені з розрахунку закінчення будівництва у		
7. Прогнозний рівень інфляції в будівництві першого року будівництва, коефіцієнт, ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	1,079	
8. Усереднений показник для визначення розміру кошторисного прибутку (див.графу 8 Кошторисного розрахунку №П130) , ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18	3,82	грн./люд.-г
9. Усереднений показник для визначення розміру адміністративних витрат (див.графу 8 Кошторисного розрахунку №П147) , ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	1,38	грн./люд.-г
Загальна кошторисна трудомісткість	1165,352	тис.люд.-г
Нормативна трудомісткість робіт, яка передбачається у прямих витратах	985,883	тис.люд.-г
Загальна кошторисна заробітна плата	20911,833	тис.грн.
Середньомісячна заробітна плата на 1 робітника в режимі повної зайнятості:		
Заробітна плата для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,75 люд.-г та розряді робіт 3,8	3400,00	грн.
Заробітна плата машиністів, зайнятих на керуванні та обслуговуванні будівельних машин та механізмів, для будівельних, монтажних і ремонтних робіт при середньомісячній нормі тривалості робочого часу 166,75 люд.-г та розряді робіт 3,8	2643,00	грн.
Всього за зведенням кошторисним розрахунком:	157770,938	тис.грн.
у тому числі:		
будівельно-монтажні роботи -	125143,030	тис.грн.
вартість устаткування -	-	тис.грн.
інші витрати -	6332,752	тис.грн.
податок на додану вартість -	26295,156	тис.грн.

Примітка:

1. Дані про структуру кошторисної вартості будівництва наведені у документі "Підсумкові вартісні параметри".

Склав :

Перевірив :

## 4.1 Зведений кошторисний розрахунок

Форма № 1

( назва організації, що затверджує )

### Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 157770,938 тис.грн.

У тому числі зворотних сум 519,349 тис.грн.

<sup>2</sup>  
( посилання на документ про затвердження )

“ \_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.

### ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Виробничий корпус площею 6000 м.кв. заводу залізобетонних конструкцій у м. Львів з аналізом технології влаштування ін'єкційної гідроізоляції

Складений в поточних цінах станом на 1 вересня 2023 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1	2	3	4	5	6	7	8
1	2-1	<b>Глава 2. Основні об'єкти будівництва</b> Виробничий корпус площею 6000 м.кв. заводу залізобетонних конструкцій у м. Львів	111687,895	-	-	-	111687,895
		-					
		<b>Разом по главі 2:</b>	111687,895	-	-	-	111687,895
		<b>Разом по главах 1-7:</b>	111687,895	-	-	-	111687,895
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	<b>Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди</b> Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	3462,325	-	-	-	3462,325



1	2	3	4	5	6	7	8
		-					
		<b>Разом по главі 8:</b>	3462,325	-	-	-	3462,325
		<b>Разом по главах 1-8:</b>	115150,220	-	-	-	115150,220
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	<b>Глава 9. Інші роботи та витрати</b> Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	1347,258	-	-	-	1347,258
		-					
		<b>Разом по главі 9:</b>	1347,258	-	-	-	1347,258
		<b>Разом по главах 1-9:</b>	116497,478	-	-	-	116497,478
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	<b>Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд</b> Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	2912,437	2912,437
		-					
		<b>Разом по главі 10:</b>	-	-	-	2912,437	2912,437
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	<b>Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи</b> Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	1561,066	1561,066
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонбуду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	86,890	86,890
		-					
		<b>Разом по главі 12:</b>	-	-	-	1647,956	1647,956
		<b>Разом по главах 1-12:</b>	116497,478	-	-	4560,393	121057,871
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	<b>Кошторисний прибуток</b>	4451,643	-	-	-	4451,643
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	<b>Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій</b>	-	-	-	1608,185	1608,185

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	<b>Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва</b>	4193,909	-	-	164,174	4358,083
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	<b>Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами</b>	-	-	-	-	-
		<b>Разом</b>	125143,030	-	-	6332,752	131475,782
		<b>Разом крім ПДВ</b>	125143,030	-	-	6332,752	131475,782
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	<b>Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)</b>	-	-	-	26295,156	26295,156
		<b>Всього по зведеному кошторисному розрахунку</b>	125143,030	-	-	32627,908	157770,938
		<b>Зворотні суми</b>	-	-	-	-	519,349
		<b>у тому числі:</b>					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	519,349

Директор (або головний інженер) проектної організації \_\_\_\_\_

Головний інженер проекту \_\_\_\_\_

Начальник відділу \_\_\_\_\_

*Узгоджено:*

Замовник \_\_\_\_\_

## 4.2 Об'єктний кошторис

Виробничий корпус площею 6000 м.кв. заводу залізобетонних конструкцій у м. Львів з аналізом технології влаштування ін'єкційної гідроізоляції

Форма №3

Кошторис у сумі 15770,938 тис.грн.

Затверджено

Замовник

\_\_\_\_\_ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“ \_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.

### ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Виробничий корпус площею 6000 м.кв. заводу залізобетонних конструкцій у м. Львів

Кошторисна вартість об'єкта

111687,895 тис.грн.

Кошторисна трудомісткість

1082,500 тис.люд.-год.

Кошторисна заробітна плата

20911,833 тис.грн.

Вимірник одиничної вартості

Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 1 вересня 2023 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 2-1-1	на Виробничий корпус площею 6000 м.кв.	111687,895	-	-	-	111687,895	1082,500	20911,833	-
		Всього:	111687,895	-	-	-	111687,895	1082,500	20911,833	-
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом)	3462,325	-	-	-	3462,325	-	-	-
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	1347,258	-	-	-	1347,258	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	2912,437	2912,437	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	1561,066	1561,066	-	-	-
6	Зміна №7 до ДБН Д.1.1-7-2000, Наказ Мінрегіонб уду №62 від 1.06.2011.	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (К=1,1)	-	-	-	86,890	86,890	-	-	-
		Разом:	116497,478	-	-	4560,393	121057,87 1	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	4451,643	-	-	-	4451,643	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	1608,185	1608,185	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	4193,909	-	-	164,174	4358,083	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Разом крім ПДВ	125143,030	-	-	6332,752	131475,78 2	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	26295,156	26295,156	-	-	-
		Всього по кошторису	125143,030	-	-	32627,908	157770,93 8	-	-	-
		Зворотні суми у тому числі:	-	-	-	-	519,349	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	519,349	-	-	-

Директор (або головний інженер) проектної організації \_\_\_\_\_

Головний інженер проекту \_\_\_\_\_

Начальник відділу \_\_\_\_\_

Узгоджено:

Замовник \_\_\_\_\_

**РОЗДІЛ 5**  
**ОХОРОНА ПРАЦІ**









## РОЗДІЛ 6

### НАУКОВА РОБОТА

#### 6.1 Сучасні тенденції розвитку технологій гідроізоляції будинків і споруд

При проектуванні й будівництві промислових і цивільних будинків, в даний час характерною рисою є заглиблення підземних частин конструкцій, наприклад, переходів для зв'язку між собою окремих частин споруд, паркінгів. При цьому можуть бути використані під забудову землі малопритатні для сільськогосподарських цілей. Комплексне освоєння підземного простору для споруд різного призначення досить актуально для міст України. У цій ситуації практика гідрозахисту підземних споруд найбільш гостро порушує питання про довговічність і надійності гідроізоляційного захисту по всьому периметру споруди, включаючи з'єднання й вузли випусків. Тому питання влаштування довговічної й надійної гідроізоляції об'єктів будівництва набувають першочергового значення. Найбільш актуальними є вирішення питань гідроізоляції при будівництві нових і експлуатації існуючих будинків і споруд при збереженні й відновленні несучої здатності будівельних конструкцій.

Потрапляння вологи на стіни будинків у вигляді опадів, із ґрунтовими водами, а також конденсації вологи в конструкції через різницю температур зовні й усередині будинків, відбувається намокання зовнішніх конструкцій огороження що приводить до передчасного руйнування, зниження їх теплоізоляційних властивостей і порушенню мікроклімату приміщень. Тому знання умов експлуатації будинку й споруд при виборі способу гідроізоляції необхідно також як і знання стану конструктивних елементів, пористості й міцності матеріалів, гідрогеологічної обстановки й зміни температурно-вологого режиму.

Історія використання гідроізоляційних матеріалів бере свій початок у далекій давнині. Природний бітум і смоли вже використовували як в'язучий матеріал для гідрозахисту при будівництві єгипетських і вавилонських споруд, у тому числі цегляних храмів і ритуальних басейнів близько 4500-5000 років тому. Додаткову міцність і теплостійкість бітуму надавали порошкоподібні наповнювачі.

Використовувалися деякі види викопних смол яка перед застосуванням розплавлялася. Досвід застосування природного бітуму в будівництві дозволив використовувати його для будівельних цілей аж до XI-XIIст.

Полімери можна назвати серйозним «конкурентом» бітуму і дьогтю при виробництві гідроізоляційних матеріалів, які за якісними показниками перевершують їх. Найбільш ефективними гідроізоляційними матеріалами є бітумно-полімерні композиції. Сучасні розробки нових різновидів гідроізоляційних матеріалів на основі полімерів, типу плівкового поліетилену, профільованого полівінілхлориду й інших, більш складних по складу й дешевих матеріалів і виробів, замінюють і поступово витісняють із виробництва менш надійні й недовговічні рубероїдні рулонні матеріали. Із захистом фундаментів, стін підвалів, підлог санвузлів, стін приміщень із мокрими процесами, улаштовують і захист деформаційних швів конструкцій. Для цього шви заповнюють мастикою з бітуму й перекривають металевими компенсаторами або профільованою гумовою стрічкою.

Проектною документацією будинків і споруд визначаються види, типи, матеріали, або збірні елементи, а також склади сумішей, що використовуються для виробництва гідроізоляційних робіт. Асортименти гідроізоляційних і армуючих матеріалів закордонного та власного виробництва просто величезний. Найбільш часто використовуються бітумні й дьогтеві, мастики, бетонні, рулонні, резинобітумні матеріали. Асортименти синтетичних матеріалів найбільше широко представлений у вигляді розчинів, емульсій, смол, лаків, паст, плівок, а також металевих листів і фольги, спеціальних видів бетонів і розчинів.

До основних напрямків розвитку технологій гідроізоляційних робіт можна віднести індустріалізацію будівництва за рахунок того, що основний обсяг процесів влаштування гідроізоляції буде перенесений зі споруджуваного об'єкта на підприємство з виробництва конструкцій, з розробкою технологічних карт із комплексною механізацією виробничих процесів.

Ступінь надійності гідроізоляційних покриттів для споруд підвищеної довговічності є визначальним напрямком при розробці організаційно-

технологічних вирішень по захисту будинків від впливу вологи. При особливих вимогах до температурно-вологого режиму ведуться дослідження зі створення гідротеплоізоляційних матеріалів, що дозволить поєднати теплоізоляцію із захистом від проникання води, що прискорить темпи зведення споруд.

При розробці нових матеріалів для штукатурної й фарбувальної гідроізоляції технологію влаштування безрулонних покриттів ведуть у напрямку механізації робіт. Одним зі способів влаштування безрулонної гідроізоляції вважається метод гарячого напилювання бітумних і полімерних матеріалів, а також безповітряне розпилення фарбувальних матеріалів. В даний час технології зварювання листового й рулонного полівинілхлоридного пластикату й поліетилену проводиться за рахунок зроблених конструкцій електро- і газоповітряних пальників.

Інєктування полімерних складів у бетонні конструкції з поверхні, без буріння отворів, можна віднести до нової технології проведення гідроізоляційних робіт. Відмова від влаштування традиційних гідроізоляційних покриттів можливий тільки при створенні ефективних конструкцій споруд із водонепроникних і водостійких бетонів.. При цьому необхідність у розробці нових конструкцій деформаційних швів, стиків панелей і з'єднань елементів збірних залізобетонних споруд очевидна. Збірні залізобетонні резервуари, плавальні басейни й частини споруд, розташовані нижче рівня ґрунтових вод повинні відповідати вимогам довговічності конструкцій і надійності в експлуатації.

Але необхідно відзначити, що сучасні методи зовнішньої або внутрішньої гідроізоляція бітумними, полімерними або цементними пенетронами не завжди надійні.

Тому використання досвіду й практичних розробок нових методів гідрозахисту підземних споруд дозволяють застосовувати ефективні сучасні вирішення, які уже більше 30 років успішно використовується в Європі. Технологія інєктування витісняє в країнах Європи давно відому технологію гідроізоляції будинків і споруд із використанням бітуму, цементної або обклеювальної гідроізоляції.

Сутність технології інектування полягає в багатофункціональності бетонів з особливими властивостями, які виконують конструктивну несучу функцію й надають конструкціям водонепроникність. При спільному використанні даної системи з локальними (гідрошпонками, контрольно-ін'єкційні трубки, водонабухаючі шнури), дана технологія здатна забезпечити десятки років роботи підземних споруд в умовах постійного підпору ґрунтових вод.

Таким чином, при розробці нових технологічних вирішень влаштування підземних частин будинків необхідно враховувати не тільки експлуатаційні навантаження й впливу, але й тимчасові технологічні навантаження, викликані напруженнями від перепаду температури, усадки або розширення бетону в процесі набору міцності. При цьому, точно підібраний склад бетону для зведення підземних споруд, є однією з основних умов, яке одночасно забезпечить і проектні вимоги по несучій здатності й водонепроникність конструкцій.

## **6.2 Технологія заповнення порожнин і тріщин ін'єкційними гідроізоляційними матеріалами**

Для оптимального вибору матеріалів і технології робіт із захисту й ремонту конструкцій, необхідно зробити детальне обстеження їх технічного стану. При обстеженні споруд виконують: ознайомлення з технічною документацією на дану споруду або об'єкт; огляд споруди; контрольні заміри й інструментальні зйомки.

Для складання плану ремонтних робіт при обстеженні різних елементів конструкції виконують контрольні виміри для визначення: фізико-механічних характеристик бетону (міцність на стиск і розтяг, збереження захисного шару бетону, вміст хлоридів, стан арматур); стан бетону (водонепроникність, щільність, вологовміст).

В елементах конструкції виявляють дефекти, характерні для матеріалу, з якого вони виконані, а також дефекти й ушкодження, обумовлені особливостями конструкцій:

- відколи в місцях з'єднання конструкцій;
- вихід арматур на поверхню бетону;

- корозія арматури;
- порушення цілісності конструкцій;
- порушення гідроізоляції;
- температурно-усадочні тріщини в масивних частинах несучих елементах конструкції (опори, ригелі, балки і т.д.);
- порушення герметизації швів між блоками збірно-монолітних конструкцій;
- тріщини в конструкціях, виконаних із залізобетонних оболонок або об'ємних блоків;
- стирання й інші механічні ушкодження (механічні впливи на промислові підлоги й ін.);
- ушкодження конструкцій у зоні змінного рівня води. Викликані кліматичними факторами й впливом води (наприклад, заморожування-розморожування бетону, корозія металу);
- тріщини, викликані осіданням конструкції через недостатню несучу здатність ґрунтів.

Ушкодження по характеру впливу на конструкції можна розділити на три групи:

I група – що практично не знижують міцність і довговічність конструкції (поверхневі раковини, порожнечі; тріщини, у тому числі температурно-усадочні з розкриттям менше 0,2 мм і враховані розрахунками, а також ті, у яких під впливом тимчасового навантаження й температури розкриття збільшується не більше ніж на 0,1 мм; відколи бетону без оголення арматур, дрібні раковини й пори в бетоні захисного шару);

II група - конструкції, що зменшують довговічність, у результаті зниження корозійної стійкості й встановленої міцності конструкції в цілому або її окремих елементів (корозійно-небезпечні тріщини розкриттям більш 0,2 мм; тріщини розкриттям більш 0,3 мм під тимчасовим навантаженням; порожнечі, раковини в бетоні захисного шару й відколи з оголенням арматур; поверхнева й глибинна корозія бетону; відшарування й руйнування бетону захисного шару з оголенням

робочої арматур. До цієї ж групи відносяться ушкодження, що знижують довговічність конструкції в результаті перерозподілу внутрішніх зусиль в окремих елементах: похилі наскрізні тріщини, що змінюють своє розкриття (рухливі) при пропуску навантаження).

III група – що знижують несучу здатність конструкції (тріщини, не передбачені розрахунками ні по міцності, ні по витривалості; великі раковини й порожнечі в бетоні стислої зони).

Ушкодження I групи не вимагають вживання термінових заходів, їх можна усунути при поточному ремонті в профілактичних цілях.

При ушкодженнях II групи ремонт забезпечує підвищення довговічності споруди. Застосовувані матеріали повинні мати достатню довговічність. Обов'язковому заробленню підлягають тріщини в зоні розташування уздовж арматури.

При ушкодженнях III групи відновлюють несучу здатність конструкції за конкретною ознакою. Застосовувані матеріали й технологія повинні забезпечувати характеристики несучої здатності й довговічність конструкції. Для ліквідації ушкоджень III групи, повинні розроблятися індивідуальні проекти.

При ушкодженнях I і II груп з одночасним впливом водного середовища при виконанні ремонтних робіт рекомендується як захисного складу нанесення на бетонну поверхню проникаючого капілярного матеріалу у два шари. Таким чином, забезпечується ущільнення структури й збільшення хімічної стійкості бетону при наявності тріщин розкриттям до 0,4 мм.

При підготовці поверхні бетону для відновлення захисного шару при ушкодженнях III групи обов'язковою умовою є визначення наступних характеристик бетону:

- шорсткість поверхні;
- інтенсивність (частота розташування) і величина усадочних тріщин і дефектів іншого походження (раковини, відколи);
- міцність на стиск і в деяких випадках модуль пружності; ступінь зниження лужності;

- вміст хлоридів;
- вологість і температура поверхні;
- динамічна міцність.

Герметизацію тріщин розкриттям більш 0,4 мм і порожнеч у структурі конструкції необхідно виконувати методом інектування. Тим самим забезпечується відновлення монолітності й підвищення несучої здатності конструкції. Ремонт тріщин у залізобетонних конструкціях виконують після того, як усунуті причини їх утворення й розвиток тріщин закінчився.

Тріщини інектуються з метою запобігання проникнення води усередину залізобетону або з метою включення в спільну роботу розділених тріщиною частин конструкції. У другому випадку потрібні високоміцні матеріали, що володіють підвищеною адгезією до старого бетону й кам'яній кладці, і дотримання технології відновлення конструкції, що забезпечує її роботу на повний переріз. Даний вид ремонтних робіт можна починати тільки після повного відновлення гідроізоляції.

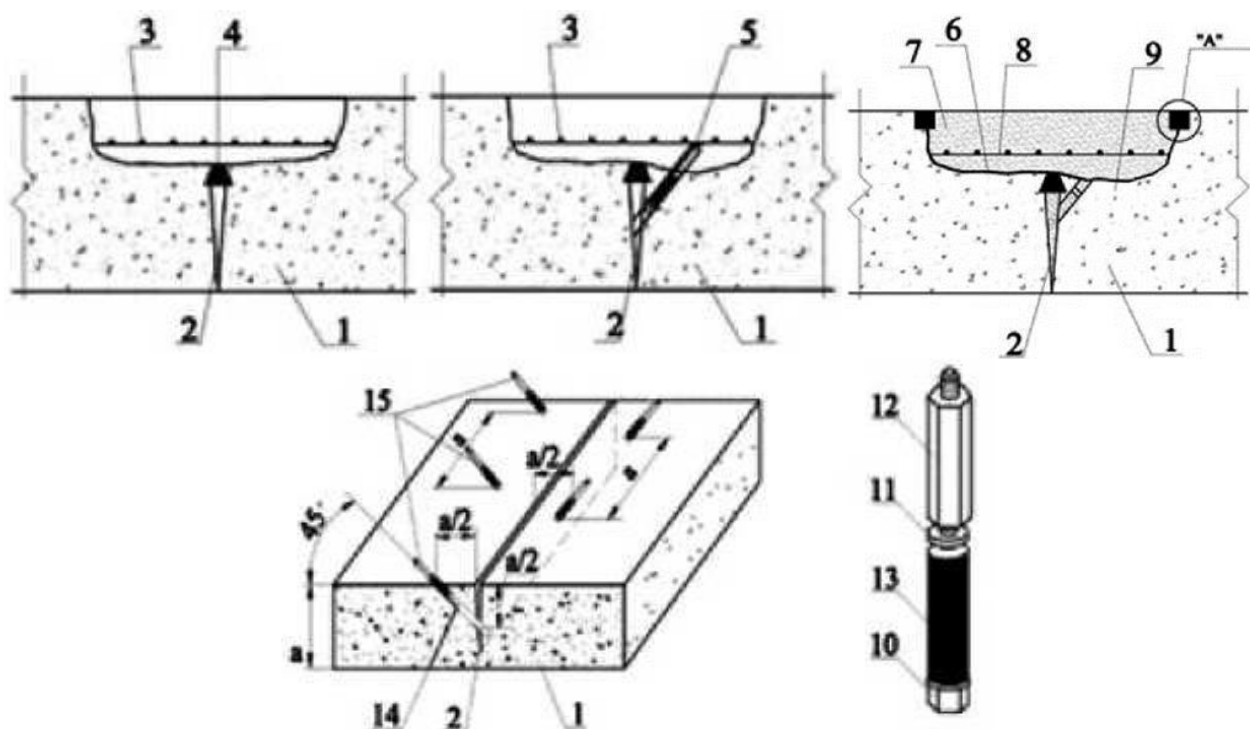


Рис. 6.1 Тріщини в монолітній залізобетонній фундаментній плиті. Усунення водонепроникності плити

- 1 - фундаментна плита; 2 - водонесуча статична тріщина; 3 - арматура; 4 - швидкотвердіючий матеріал; 5 - інектор; 6 - обробка поверхні бетону розчином; 7 - заповнення порожнеч матеріалом ремонтним матеріалом; 8 - захист оголеної



арматур від корозії; 9 - заповнення порожнеч і тріщин; 10 - болт із отвором; 11- притискне кільце (шайба); 12 - трубка інєктора; 13 - гумовий ущільнювач 14 - отвір для встановлення інєктора; 15 - установка інєктора у шаховому порядку.

Для герметизації напірні течії необхідно використовувати швидкотвердіючі матеріали.

Отвір виконати під кутом  $45^\circ$  у шаховому порядку із двох сторін тріщини із кроком, рівним половині товщини конструкції. Отвори повинні перерізати тріщину в середині товщини конструкції.

Отвір після демонтажу ін'єктора герметизують безусадочним розчином.

Виконати повне очищення поверхні від слабкого й зруйнованого бетону, оголені ділянки арматури очищають від корозії, і обробити матеріалом ґрунтовкою, відновлюють ушкоджені площі залізобетонної плити безусадочною ремонтною сумішшю.

Виконання ін'єкційної гідроізоляції стін.

Опис дефекту конструкції: а) монолітна стіна, виконана з монолітного бетону має порожнини й тріщини; б) цегельна (кам'яна) стіна - має порожнини й тріщини в кладці (рис. 6.2).

Технологія виконання ремонтних робіт:

- провести видалення слабких шарів бетону й цегляної (кам'яної) кладки в глибину не менше 5 мм;
- виконати отвори під кутом  $45^\circ$  по обидва боки від тріщини, по всій довжині;
- продути отвори повітрям або пролити водою;
- встановити ін'єктори;
- визначити витрату ін'єкційного матеріалу шляхом пробного нагнітання води в ін'єктор;

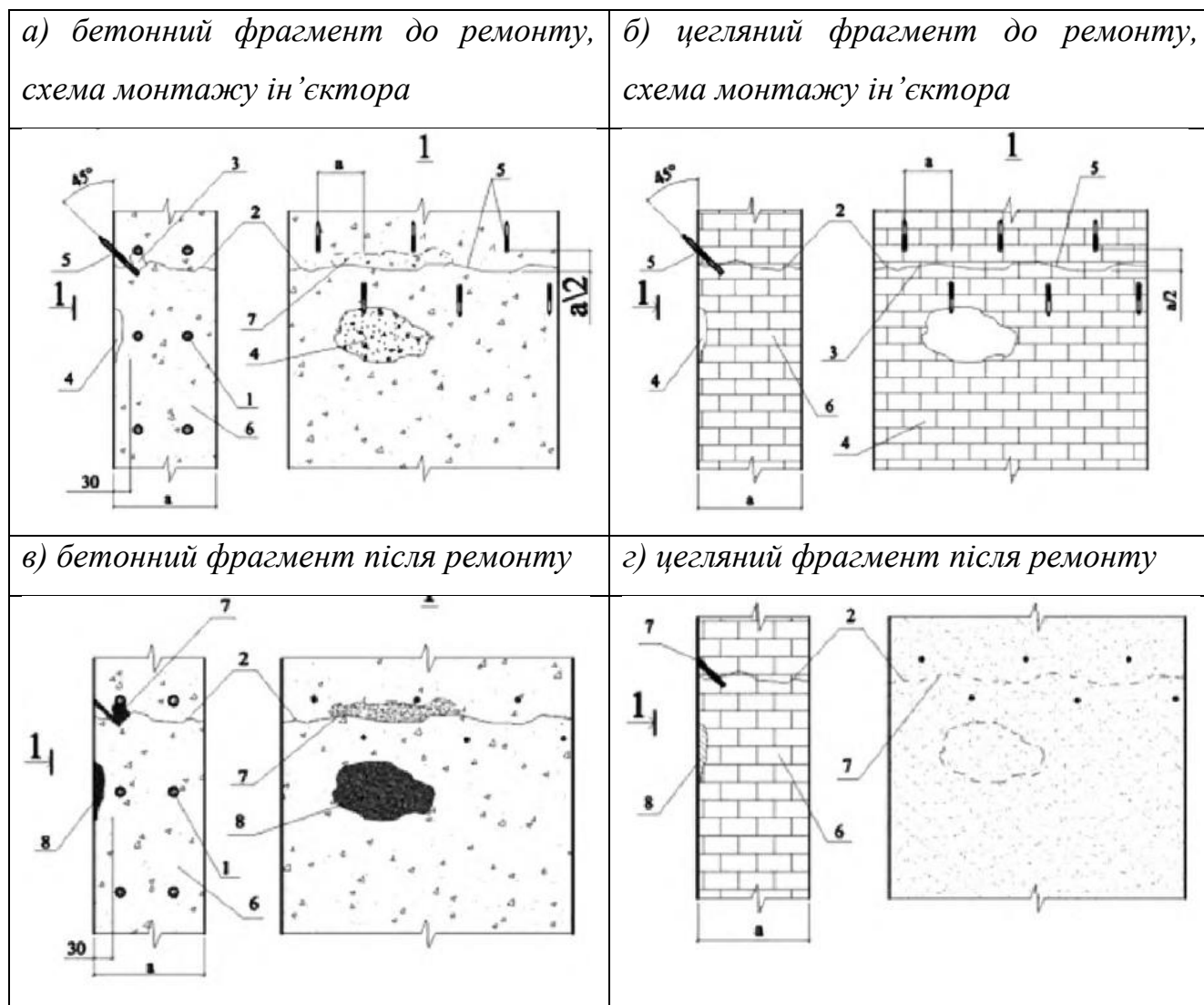


Рис. 6.2 Схема виконання ремонту тріщин, порожнин в бетонній і цегляній конструкції

1 - арматура; 2 - тріщина більша 0,4 мм; 3 - внутрішні порожнини; 4 - зовнішні порожнини або слабкий бетон; 5 – ін'єктор; 6 - цегляний або бетонний фрагмент; 7 - заповнення порожнин матеріалом; 8 - ремонт поверхні фрагмента й зовнішніх порожнин

– заповнити порожнини й тріщини матеріалом ін'єкційним матеріалом з використанням насоса;

– отвори після демонтажу ін'єкторів і зовнішні порожнини герметизувати бесусадочними ремонтними сумішами.

### **6.3 Технологічний процес влаштування двокомпонентної гідроізоляції фундаментів проектованої будівлі**

Для того щоб захисти фундаменти проектованої будівлі необхідно виконати гідроізоляцію фундаментів під стіни будівлі.

Для цього будемо використовувати двокомпонентну гідроізоляцію Kryx Flex

Така гідроізоляція має унікальну формулу, що дозволяє йому зберігати гнучкість і еластичність при температурах до  $-40^{\circ}\text{C}$ .

Завдяки великій концентрації полімерних частинок в даному складі її не потрібно наносити товстим шаром. Загальна витрата матеріалу становить 3-3,5 кг/м<sup>2</sup> загальною товщиною 2 мм у два шари.

Для приготування самого розчину необхідно перемішати між собою 2 компоненти у таких пропорціях 1 частина рідини + 2,5 частини порошку. Наноситься приготований розчин пензлями-макловицями, валиками або механічним способом. За одну робочу зміну одна людина цілком реально може нанести до 100 м<sup>2</sup> по фундаментах або до 500 м<sup>2</sup> по підлозі. Після нанесення першого шару товщиною 1 мм, через 8-12 годин та не пізніше ніж через 24 години, можна наносити другий шар. Для впевненості якісному нанесенні, гідроізоляційний матеріал можна застосовувати у двох кольорах сірого та білого.

Цементно-полімерна гідроізоляція даного виробника має добру адгезію до бетонної основи, високу марку міцності, а також шорстку структуру. Тому подальше оздоблення фундаментів можна проводити без застосування додаткових праймерів, ґрунтовок, бетон-контактів та інших допоміжних речовин.

Основні технічні характеристики даної гідроізоляції:

Морозостійкість – F500

Коефіцієнт паропроникності 0,015 мг/(м·ч·Па)

Адгезія до бетону 2 МПа

Водонепроникність, позитивний тиск (на прижим) від 6 атм

Водонепроникність, негативний тиск (на відрив) від 2,5 атм

## ВИСНОВКИ

1. Розроблено проект виробничого корпусу площею 6000 м.кв. заводу залізобетонних конструкцій. Будівля каркасна, залізобетонна, прямокутної форми у плані.

2. Проведено розрахунок залізобетонної колони, підібрано переріз та армування.

3. Розроблено технологічну карту для монтажу колон та влаштування монолітних фундаментів, проведено розрахунки для розроблення об'єктного бюджету та визначено загальну тривалість виконання робіт.

4. Проаналізувавши технології виконання ремонтної горизонтальної гідроізоляції можна зробити висновок про доцільність того або іншого методу.

При виконанні гідроізоляції за допомогою рулонних матеріалів, виявлені наступні недоліки:

- необхідно робити трудомісткі підготовчі роботи;
- потрібно більше трудових витрат.

Практично всіх цих недоліків позбавлена ін'єкційна гідроізоляція.

Але якщо розглядати варіант ін'єкції під тиском, то для нього характерні виходи гідрофобного складу зі спеціально підготовлених отворів і розрив цегляної кладки внаслідок неправильного розрахунків тиску. Період ін'єкції під тиском за часом скорочується в 4-5 раз у порівнянні з ін'єкцією без тиску, витрати матеріалу при ін'єктуванні під тиском на 30-40% більші ніж без тиску. Ін'єктування без тиску не руйнує кладку.

Виходячи з вище сказаного найбільш ефективною, безпечною й швидко здійсненою є ін'єкційна гідроізоляція (без тиску) з різними гідрофобними складами.

5. Описано технологічний процес виконання гідроізоляції монолітних стрічкових фундаментів цементно-полімерною гідроізоляцією Krysl Flex.

## СПИСОК ВИКРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування/ Гетун Г.В. Підручник для вищих навчальних закладів. Видання друге перероблене та доповнене. – К.: Кондор-Видавництво. 2012 р. 380 с.
2. Архітектура будівель та споруд: у 4 ч. «Історія архітектури. Тестовий контроль знань» навчальний посібник Плоский В.О., Гетун Г.В., Віроцький В.Д., Криштоп Б.Г., Зайцев О.М. К.: КНУБА, 2012. 110 с.
3. ДСТУ Б В.2.6 – 156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування К. : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К. : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.
5. ДБН В.2.1-10:2018 Основи та фундаменти [Чинний від 2019-01-01] К. : Мінрегіонбуд України, 2019. 36 с.
6. Стасюк М.І. Залізобетонні конструкції. Основи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами. Навч. посібник.. К. ІЗМН. 1997. 272 с.
7. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів (СНиП 3.02.01-87, MOD). [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 201. 103 с.
8. ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій [Чинний від 2016-01-04]. Вид. офіц. Київ, 2015. 57 с.
9. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 Настанова щодо проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель будівель і споруд [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2013. 44 с.
10. Черненко В. К., Ярмоленко М.Г., Батура Г.М. Технологія будівельного виробництва К. : Вища школа, 2002. .
11. ДБН А.3.1.-5:2016 Організація будівельного виробництва [Чинний від 2016-05-05]. Вид. офіц. Київ, 2016. 52 с.

12. Ушацький С. А. Організація будівництва : підручник / С. А. Ушацький [та інш.] Київ : Кондор, 2008. 520 с.

13. ДБН В.1.1.7 – 2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. [Чинний від 2016-10-31]. Вид. офіц. Київ, 2016. 35 с.

14. ДБН А.3.2.2-2009 Охорона праці і промислова безпека у будівництві [Чинний від 2012-04-01]. Вид. офіц. Київ, 2012. 115 с.

15. КНУ Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Оздоблювальні роботи (Збірник 15). [Чинний від 2021-31-12]. Вид. офіц. Київ, 2021. 200 с.

16. КНУ Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Підлоги (Збірник 12). [Чинний від 2021-31-12]. Вид. офіц. Київ, 2021. 123 с.

17. КНУ Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Земляні роботи (Збірник 1) (ДБН Д.2.2-1-99, MOD). [Чинний від 2021-31-01]. Вид. офіц. Київ, 2021. 138 с.

18. ДБН Б. 2.2.-12:2019 Планування та забудова територій. К., Міністерство регіонально розвитку будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. 177 с.

19. Електронний ресурс [Двокомпонентна еластична гідроізоляція KRYS FLEX 100% гідроізоляція KRYS. Повний захист від води та вологи](#)

20. Карапузов Є.К., Соха В.Г., Остапченко В.Є. Матеріали і технології в сучасному будівництві: підручник. К. Вища школа., 2006. 495 с.

21. ДБН В 1.2 -2: 2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ, 2007. 75 с.

22. Електронний ресурс [https://mc-home.com.ua/gidroizoljaciya\\_fundamentu](https://mc-home.com.ua/gidroizoljaciya_fundamentu) [дата звернення 12.12.2023].

23. Електронний ресурс [https://krys.ua/waterproofing-basement/?utm\\_source=google&utm\\_medium](https://krys.ua/waterproofing-basement/?utm_source=google&utm_medium) [дата звернення 12.12.2023].

24. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1992-1-2:2004, IDT): ДСТУ-Н Б EN 1992-1-2:2012. – [Чинний з 01.07.2013 р.].

25. Залізобетонні конструкції: Підручник. А. Я. Барашиков, Л. М. Буднікова, Л. В. Кузнецов та ін.; За ред. А. Я. Барашикова.-К.: ВШ, 1995. 591с.:іл.

26. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В. 2.6-98: 2009: Методичні вказівки.-К.:КНУБА, 2012.- 62с.