

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ  
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

УДК 72.055:66(477.46)

«ПОГОДЖЕНО»

Декан факультету  
конструювання та дизайну  
(назва факультету)

\_\_\_\_\_ Ружи́ло З.В.  
(підпис) (ПІБ)

“ \_\_\_\_ ” травня 2025 р.

«ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ»

Завідувач кафедри будівництва  
(назва кафедри)

\_\_\_\_\_ Яковенко І.А.  
(підпис) (ПІБ)

“ \_\_\_\_ ” травня 2025 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: «Проектування побутово-адміністративного корпусу заводу у місті Павлоград»

Спеціальність \_\_\_\_\_ 192 – будівництво та цивільна інженерія  
(код і назва)

Освітня програма \_\_\_\_\_ «Будівництво та цивільна інженерія»  
(назва)

Орієнтація освітньої програми \_\_\_\_\_ освітньо-наукова  
(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Гарант освітньої програми

\_\_\_\_\_ Докт. техн. наук, с.н.с. \_\_\_\_\_ Мар'єнков Микола Григорович  
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник магістерської кваліфікаційної роботи

\_\_\_\_\_ д.т.н., професор \_\_\_\_\_ Яковенко Ігор Анатолійович  
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Виконав

\_\_\_\_\_ Жаданюк Назарій Олегович  
(підпис) (ПІБ студентки)

КИЇВ – 2025



Побудувати інженерно-геологічний розріз, що базується на параметрах інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Виконати аналітичний розрахунок та конструювання стрічкового фундаменту під несучу зовнішню стіну.

Розробити будгенплан, наведені прив'язки руху кранів, складування конструкцій і матеріалів, місця влаштування тимчасових будівель і споруд, та тимчасових доріг

Розробити технологічну карту на улаштування надземної частини будівлі.

Розробити календарний графік виробництва будівельно-монтажних та спеціальних робіт, наведені методи виконання основних будівельно-монтажних робіт. Визначити загальну тривалість будівництва.

#### **Перелік питань, що підлягають дослідженню:**

1. Проаналізувати існуючі основні напрямки в розрахунку міцності плоских залізобетонних згинальних конструкцій (плит перекриттів)

2. Навести алгоритм розрахунку несучої здатності плит по виділеним плоским елементам.

3. Навести алгоритм розрахунку здатності плит плит по пластичних лініях зламу

4. Навести алгоритм розрахунку здатності плит по виділеним лінійним елементам

Перелік графічного матеріалу (за потреби) \_\_\_\_\_

1. Архітектурний розділ: головний та боковий фасади, повздовжній та поперечний розрізи, плани відповідних поверхів \_\_\_\_\_

2. Розрахунково-конструктивний розділ: розрахунок та конструювання монолітної плити перекриття, монолітних залізобетонних пілонів, підбір раціонального типу фундаментів \_\_\_\_\_

3. Будівельний генеральний план, технологічна карта на влаштування наземної частини будівлі, календарний графік виконання робіт, графік руху машин та механізмів

---

Дата видачі завдання “ \_\_\_\_\_ ” грудня 2023 р.

**Керівник магістерської кваліфікаційної роботи**

доктор технічних наук, професор,  
професор кафедри будівництва НУБіП України \_\_\_\_\_ Ігор ЯКОВЕНКО

**Завдання прийняв до виконання**

студент 2 курсу магістратури БЦІ 2307Мд  
денної форми навчання \_\_\_\_\_ Назарій ЖАДАНЮК

## Зміст

ВСТУП.....	
1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА .....	
1.1 Генеральний план ділянки.....	
1.2 Характеристика об'ємно-планувального вирішення будівлі.....	
1.3 Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожуючих конструкцій.....	
1.4 Обґрунтування ухвалених конструктивних рішень .....	
1.5 Санітарно-технічне і інженерне устаткування будівлі.....	
2. РОЗРАХУНКОВО КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ.....	
2.1 Розрахунок сходового маршу.....	
2.1.1 Початкові дані .....	
2.1.2 Збір навантажень.....	
2.1.3 Розрахунок по міцності перерізів, нормальних до подовжньої осі елемента.....	
2.1.4 Розрахунок міцності перерізів, похилих до подовжньої осі елемента.....	
2.1.5 Геометричні характеристики приведенного перерізу.....	
2.1.6. Розрахунок перерізів, нормальних до подовжньої осі елемента, за утворенням і розкриттям тріщин.....	
2.1.7. Розрахунок перерізів, похилих до подовжньої осі елемента, за утворенням тріщин.....	
2.1.8. Розрахунок за деформаціями.....	
2.1.9. Перевірка стійкості.....	
2.2 Розрахунок монолітної ділянки міжповерхового перекриття.....	
2.2.1 Початкові дані.....	
2.2.2 Геометричні розміри монолітної ділянки .....	
2.2.3 Визначення навантажень і зусиль.....	
2.2.4 Статичний розрахунок монолітної плити.....	
2.2.5 Розрахунок монолітної плити по міцності нормального перерізу.....	

2.2.6 Розрахунок міцності монолітної плити за похилими перерізами.....

### 3. РОЗДІЛ ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....

3.1 Початкові дані.....

3.2 Збір навантажень.....

3.3. Визначення глибини залягання фундаменту.....

3.3.1 Глибина залягання фундаменту, виходячи з призначення і конструктивних вимог будівлі.....

3.3.2 Урахування кліматичних чинників.....

3.3.3. Урахування існуючого і проектного рельєфу, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика.....

3.4. Визначення розмірів подошви фундаменту.....

3.5. Перевірка міцності підстилаючого шару.....

3.6. Розрахунок осідання основи фундаменту.....

3.7. Розрахунок загасання осідання в часі.....

3.8 Розрахунок фундаменту за міцністю.....

3.8.1. Перевірка на дію поперечної сили.....

3.8.2 Розрахунок фундаменту на продавлювання.....

3.8.3. Визначення перерізів арматури плиткової частини фундаменту.....

3.8.4 Розрахунок фундаменту на утворення тріщин.....

### 4. РОЗДІЛ ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА.....

4.1 Технологія будівельного виробництва .....

4.1.1 Земляні роботи .....

4.1.2 Улаштування підземної частини будівлі .....

4.1.3 Технологічна карта на зведення надземної частини будівлі.....

4.1.4 Улаштування рулонної покрівлі .....

4.1.5 Улаштування підлог .....

4.1.6 Роботи обробного циклу.....

4.2	Організація будівельного виробництва.....	
4.2.1	Умови організації і здійснення будівництва .....	
4.2.2	Рішення по технологічній послідовності і методам виробництва робіт .....	
4.2.3	Об'єми будівельно-монтажних робіт і їх трудомісткість .....	
4.2.4	Нормативна тривалість будівництва об'єкту.....	
4.2.5	Будівельний генеральний план .....	
4.2.6	Розрахунок площ тимчасових будівель і споруд .....	
4.2.7	Розрахунок тимчасових складських приміщень і майданчиків..	
4.2.8	Організація і розрахунок тимчасового водопостачання .....	
4.2.9	Розрахунок потреби будівельного майданчика в електроенергії	
4.2.10	Розрахунок штучного охоронного освітлення будівельного майданчика.....	
5.	РОЗДІЛ ОХОРОНА ПРАЦІ.....	
5.1	Заходи щодо охорони праці, передбачені в генеральному плані і будівельному генеральному плані.....	
5.2	Основні рішення по охороні праці і техніці безпеки в технологічній карті на зведення надземної частини будівлі .....	
5.3	Розрахункова частина .....	
5.3.1	Розрахунок природного освітлення.....	
5.3.2	Розрахунок штучного освітлення.....	
6.	НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ.....	
6.1	Основні напрямки в розрахунку міцності плоских залізобетонних згинальних конструкцій (плит перекриттів).....	
6.2.	Розрахунок міцності плит по виділеним плоским елементам.....	
6.3.	Розрахунок міцності плит по пластичних лініях зламу.....	
6.4.	Розрахунок міцності плит по виділеним лінійним елементам.....	
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ЗА КМР.....	
	ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	
	ДОДАТКИ.....	

## ВСТУП

Горищні та міжповерхові перекриття є важливим і значущим конструктивним елементом будівель і споруд. Роботи щодо їхнього утримання й ремонту потребують значних витрат. Питома вага ремонтних робіт становить 14...33 %. Перекриття в будівлях різних років відрізняються великою різноманітністю конструктивних рішень. Вони мають різні прогони між капітальними стінами і зазвичай, виконуються з матеріалів, неоднакових за довговічністю. Найчастіше застосовують несучі конструкції перекриттів по дерев'яних і металевих балках із дерев'яним або залізобетонним заповненням, а також збірні й монолітні залізобетонні перекриття [39].

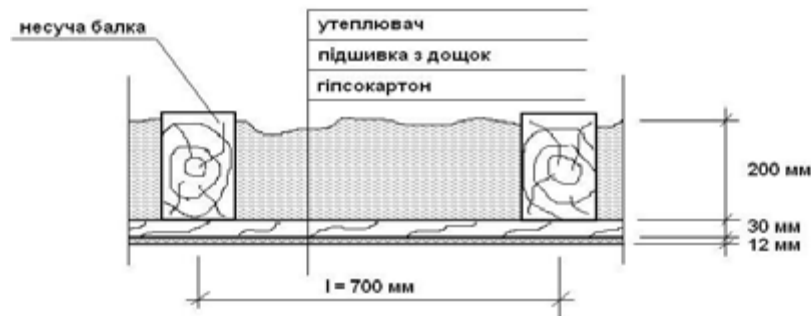


Рис.1. Конструкція дерев'яної плити перекриття горища

До перекриттів висувають такі *експлуатаційні вимоги*:

- мають бути міцними, тобто витримувати, не руйнуючись, проектне розрахункове навантаження й не утворювати наднормативних прогинів;
- вирізнятися необхідним термічним опором, якщо розподілені ними приміщення мають різну температуру;
- забезпечувати необхідну звукоізоляцію приміщень;
- вирізнятися необхідними волого- й газонепроникністю для сирих і технічних приміщень відповідно.

Горищні перекриття необхідно обстежувати не рідше одного разу на п'ять років. Для цього видаляють засипний утеплювач і змазування з

найближчих до зовнішніх стін ділянок завширшки близько 1 м і оглядають дерев'яні частини перекриття [39]. У разі виявлення уражених гниллю ділянок ці конструктивні елементи необхідно замінити, провести додаткове антисептування прилеглих дерев'яних конструкцій і укласти на місце утеплювач та засипку. На рис.1 наведений приклад конструкції дерев'яної плити перекриття горища.

У разі наявності значної «стійкості» перекриттів необхідно їх розвантажити, видаливши зайве навантаження (сейфи, книжкові шафи, обладнання) і зробити перевірочний розрахунок на міцність та жорсткість. У разі необхідності ремонтують і підсилюють перекриття шляхом замінення пошкоджених балок, установлення додаткових балок і замінення засипки надлегких матеріалів.

У разі появи темних смуг на стелі верхнього поверху, що свідчить про промерзання металевих балок перекриття, необхідно їх утеплити, влаштувавши вздовж балок дерев'яні коробки і засипавши їх ефективним утеплювачем, попередньо вкривши балки гідроізоляційним матеріалом.

Під час вибору способу щодо ремонту й посилення перекриттів необхідно брати до уваги подальші терміни використання будівель і споруд. Якщо термін використання будівель і споруд не перевищує 20...25 років, то варто максимально використати наявні несучі конструкції, обов'язково зберігаючи несучі перегородки. При триваліших термінах використання й неможливості використати наявні системи перегородок необхідно передбачити розвантажувальні металеві прогони з додатковими внутрішніми опорами або замінити перекриття.

Під час проведення ремонтно-будівельних робіт щодо перекриттів зазвичай застосовують такі види робіт [39]: заміна балок, посилення кінців балок біля опор або в прогоні, усунення наднормативних прогинань, відновлення тепло- й звукоізоляційних властивостей заповнення, повна або часткове замінення накату й підшивки, часткове або повне замінення перекриттів.

Дерев'яні балки, підкладки та інші елементи перекриттів антисептують у централізованому порядку. Металеві деталі кріплення (болти, анкери, хомути) необхідно захистити від корозії.

Під час влаштування звуко- або теплоізолювальної засипки необхідно брати до уваги, що сумарна маса перекриття не повинна перевищувати 250...300 кг/м<sup>2</sup>.

У процесі експлуатації зазвичай пошкоджуються окремі ділянки дерев'яних балок, здебільшого біля опор, на відстані до 80 см від стін. У цьому разі згнилі ділянки балок замінюють новими, виконаними у вигляді дощатих бічних накладок, і металевими протезами.

Під час протезування балок навантаження від ремонтної ділянки перекриття передають за допомогою тимчасових стояків, що встановлюються на відстані до 1,5 м від стіни, на перекриття, яке розташовується нижче. На рис.2 приклад конструкційної схеми перекриття дерев'яними балками.

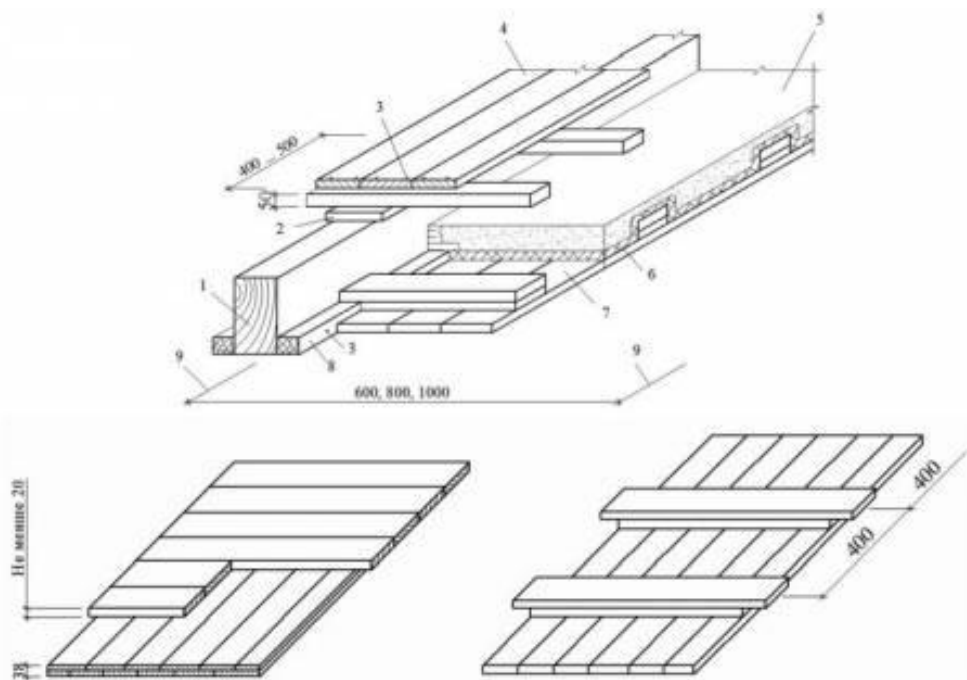


Рис. 2. Конструкційна схема перекриття дерев'яними балками

Під час ремонту перекриттів по металевих балках виконуються такі види робіт: повна заміна перекриттів, заміна дерев'яного заповнення на

залізобетонне з одночасним посиленням несучих металевих балок, ремонт або посилення бетонних (цегляних) склепінь.

Під час заміни перекриттів по металевих балках технологічний процес містить такі операції: установлення й закріплення риштування; додаткове посилення несучих елементів; транспортування деталей конструкцій і матеріалів; посилення й перекладання наявних ділянок стін; посилення нерозбірних конструкцій перекриття; влаштування гнізд у стінах під металеві балки; монтаж балок із установленням розпірок із дерев'яних брусків для забезпечення жорсткості в горизонтальній площині; замонолічування кінців металевих балок у гніздах і влаштування заповнення з плоских залізобетонних плит.

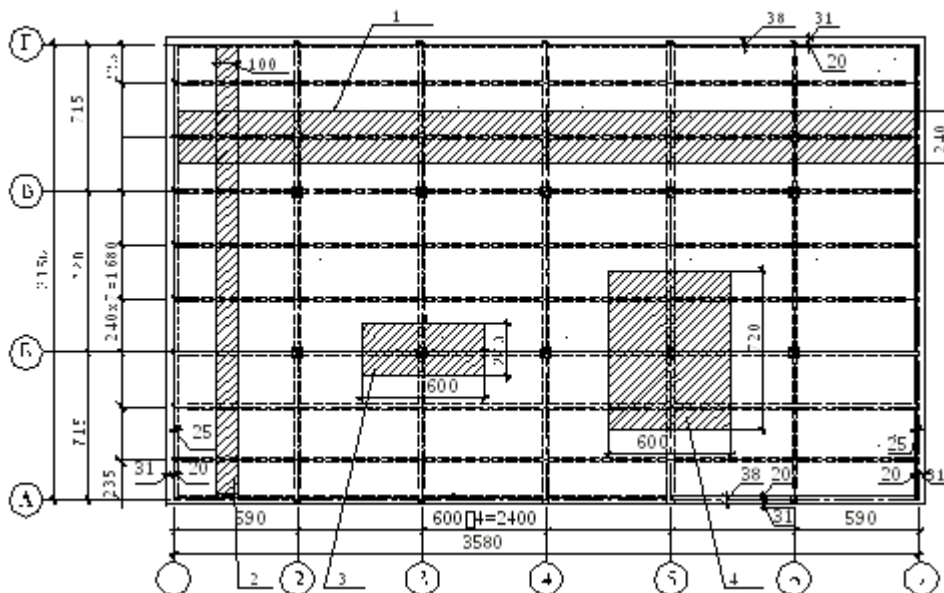


Рис. 3. Конструктивна схема перекриття

Під час змінювання функційного призначення будівель і споруд зазвичай збільшується навантаження на перекриття. У цьому разі виникає необхідність посилення металевих балок перекриттів.

Найпростішим способом збільшення несучої здатності металевих балок є збільшення їх перерізу. Для цього на ділянці найбільших напруг до нижньої або обох полиць балки приварюють металеві пластини або встановлюють і прикріплюють до верхнього пояса додаткові балки.

Ефективніший метод змінювання статичних схем роботи елементів перекриття – перетворення розрізних металевих балок на нерозрізні [3]. Розрізні балки зварюють, посилюючи місця стику металевою накладкою по всій ширині елемента. Накладка повинна заходити на кожну балку не менше ніж на 100 мм. На рис. 3 наведений приклад конструктивної схеми перекриття.

У процесі проведення реконструкції або капітального ремонту будівель і споруд під час влаштування перекриттів застосовують різні збірні залізобетонні конструкції і елементи [35]: балки, колони, ригелі, плити перекриттів, дрібнорозмірні елементи.

Монтаж перекриттів з великорозмірних елементів обумовлюється конструктивними особливостями ремонтної будівлі або споруди, технічного стану її несучих конструкцій. Він включає підготовчі та монтажні роботи.

Для виявлення дефектів під час експлуатації перекриттів по металевих балках необхідно розкрити підлоги й оглянути стан конструкції перекриттів, звертаючи до того ж увагу на таке:

- стан і достатність засипки, особливо в горищних перекриттях;
- стан підшивки й надійність її кріплення до балок;
- утеплення металевих балок горищних перекриттів, а також у місцях їхнього закладання в міжповерхових перекриттях.

У разі необхідності ремонтують і підсилюють перекриття шляхом замінення пошкоджених балок, установлення додаткових балок і замінення засипки надлегких матеріалів [39]. У разі появи темних смуг на стелі верхнього поверху, що свідчить про промерзання металевих балок перекриття, необхідно їх утеплити, влаштувавши вздовж балок дерев'яні короби і засипавши їх ефективним утеплювачем, попередньо вкривши балки гідроізоляційним матеріалом.

# 1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

## 1.1 Генеральний план ділянки

Проектована будівля розташовується на ділянці із спокійним горизонтальним рельєфом. Площа ділянки 24025,00м<sup>2</sup>. При прив'язці будівлі враховується напрям пануючих вітрів.

На території підприємства розміщуються господарська зона, адміністративний корпус, виробничий корпус, автостоянка.

Експлікація будівель і споруд, розташованих на генплані приведена в таблиці «Експлікація генплану» на листі 1 графічної частини дипломного проекту.

Дані для побудови рози вітрів, відповідно «Будівельна кліматологія і геофізика»

Таблиця 1.1. Повторюваність вітру %

Місяць	Пн	ПнС	С	ПдС	Пд	ПдЗ	З	ПнЗ
Січень	5	10	27	15	5	12	17	9
Липень	10	13	13	7	4	11	23	19

Таблиця 1.2. Техніко-економічні показники генплану.

Показники	Кількість
Площа ділянки	24025,00м <sup>2</sup>
Площа забудови	2390,50м <sup>2</sup>
Площа озеленення	8889,00м <sup>2</sup>
Площа території з твердим покриттям	12745,50м <sup>2</sup>
Коефіцієнт забудови	0,10
Коефіцієнт озеленення	0,37
Коефіцієнт території з твердим покриттям	0,53

## 1.2 Характеристика об'ємно-планувального вирішення будівлі

Побутово-адміністративний корпус відноситься до будівель 1 ступеня довговічності, 2 ступені вогнестійкості, 1 класу капітальної [18].

Будівля в плані має прямокутну форму з розмірами в осях 39,80×112,12м.

Будівля має 3 робочих поверхи, технічний поверх, без підвалу.

Висота поверху складає 3,3м, висота технічного поверху – 2,7м, висота будівлі – 13,41м.

За відмітку 0.000 прийнята відмітка підлоги першого поверху.

За конструктивним типом будівля безкаркасна з подовжніми стінами, що несуть навантаження.

Експлікація приміщень приведена в графічній частині проекту.

Таблиця 1.3. Техніко-економічні показники будівлі

№ п/п	Найменування показників	Ед. изм.	Кількість
1	Загальна площа	м <sup>2</sup>	1223,50
2	Робоча площа	м <sup>2</sup>	788,00
3	Площа забудови	м <sup>2</sup>	482,38
4	Будівельний об'єм будівлі	м <sup>3</sup>	4884,00
5	Планувальний коефіцієнт К1		0,64
6	Коефіцієнт ефективності використання об'єму К2	м <sup>3</sup> /м <sup>2</sup>	6,20

### 1.3 Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій

#### 1.3.1 Теплотехнічний розрахунок стіни

Визначаємо товщину утеплюючого шару зовнішньої цегляної стіни для побутового корпусу. Район будівництва – м. Павлоград ( I кліматична зона) [25].

Розрахункова температура внутрішнього повітря  $t_e = 20^\circ \text{C}$  розрахункове значення відносної вологості  $\varphi_a = 50 - 60\%$  що відповідає нормальному вологостному режиму приміщень і умовам експлуатації – Б [25].

Розрахункова температура зовнішнього повітря для даної температурної зони  $t_n = -22^\circ \text{C}$ .

Як вертикальна конструкція, що захищає, приймаємо цегляну стіну з розташуванням теплоізолюючого шару зовні і з обштукатуреними внутрішніми поверхнями. Фасад фанерований панелями ФМС, які в даному розрахунку не враховуємо. Теплоізолюючий шар (шар утеплювача) приймаємо з мінеральної вати на тому, що синтетичному пов'язує (ROCKMUR) щільністю  $\rho = 110 \text{ кг/м}^3$  [25].

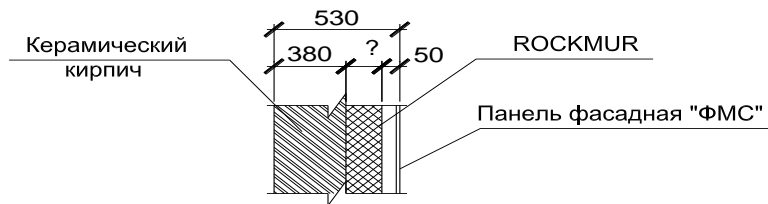


Рис. 1.1 Розрахункова схема зовнішньої стіни

Коефіцієнти теплопередачі внутрішньої і зовнішньої поверхонь  $\alpha_g = 8,7 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{К)}$   $\alpha_n = 23 \text{ Вт/(м}^2 \cdot \text{К)}$

Коефіцієнти теплопровідності матеріалів (по додатку Л ДБН В.2.6-31:2006 [3]):

- цегляна кладка з глиняної звичайної цеглини на цементно-піщаному розчині –  $\lambda_1 = 0,81 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$   $\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$

- плити з мінеральної вати на тому, що синтетичному пов'язує (ROCKMUR) щільністю  $\rho = 110 \text{ кг/м}^3$  -  $\lambda_2 = 0,044 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$ ;

- розчин вапняно-піщаний -  $\lambda_3 = 0,93 \text{ Вт/(м} \cdot \text{К)}$ .

Мінімальний допустимий опір теплопередачі непрозорій конструкції, що захищає  $R_{q_{\min}} = 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{К/Вт}$ .

Товщина теплоізоляційного шару визначається за формулою:

$$\delta_2 = \left( R_{q_{\min}} - \frac{1}{\alpha_a} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_3}{\lambda_3} - \frac{1}{\alpha_i} \right) \cdot \lambda_2$$

$$\delta_2 = \left( 2,8 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,38}{0,81} - \frac{0,02}{0,93} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,044 = 0,095 \text{ м}$$

З урахуванням уніфікації розмірів матеріалів приймаємо товщину утеплювача 120мм.

Приведений опір теплопередачі конструкції, що захищає

$$R_{\Sigma^{i\theta}} = \frac{1}{\alpha_a} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_i}$$
$$R_{\Sigma^{np}} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,12}{0,044} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{1}{23} = 3,37 \text{ м}^2 \cdot \text{К} / \text{Вт}$$

Розрахунок конструкції на вірогідність утворення конденсату.

Температура на внутрішній поверхні конструкції, що захищає, складе:

$$\tau_e = t_e - \frac{t_e - t_n}{R_{\Sigma^{np}} \cdot \alpha_e} = 20 - \frac{20 + 22}{3,37 \cdot 8,7} = 18,56^\circ \text{C}$$

Температура точки роси складе:

$$\tau_{m.p.} = 20,1 - (5,75 - 0,00206 e_e)^2 = 20,1 - (5,75 - 0,00206 \cdot 1321)^2 = 10,92^\circ \text{C}$$

$$\text{де: } e_e = 0,01 \cdot \varphi_e \cdot E_e = 0,01 \cdot 55 \cdot 2401,85 = 1321 \text{ Па}$$

$$E_e = 477 + 133,3(1 + 0,14 t_e)^2 = 477 + 133,3(1 + 0,14 \cdot 20)^2 = 2401,85 \text{ Па}$$

$18,56^\circ \text{C} \geq 10,92^\circ \text{C}$  - умова виконується, конденсат не утворюється, товщина і матеріал утеплювача підібрані вірно.

#### 1.4. Обґрунтування ухвалених конструктивних рішень

*Фундаменти* запроектовані із збірних залізобетонних елементів, стрічкові. Фундаменти складаються з блоків стін підвалу. Нижній ряд блоків укладають на піщану підготовку товщиною 100 мм. Допускаються розриви до 250 мм. Решту рядів блоків укладають на цементно-піщаному розчині М50. Товщина горизонтальних швів не має бути більш ніж 20 мм. Заповнення на місці між блоками і подушками виконується з бетону С12/15.

Горизонтальна гідроізоляція виконується зверху цоколя, також виконують вертикальну гідроізоляцію. Зовнішню гідроізоляцію захищають від води вертикальним пластом жирної глини завтовшки 250 мм. Вертикальна гідроізоляція виконується нанесенням на поверхню тонкого

водостійкого шару з бітумних матеріалів. Горизонтальна гідроізоляція виконується наклеюванням рулонних матеріалів на поверхню за допомогою мастик. Руберойд наклеюють внапуск /по ширині - не менше 100 мм, по довжині - не менше 200 мм/, стики виконують в розгін.

*Стіни.* Зовнішні і внутрішні стіни виконуються із звичайної глиняної цеглини пластичного пресування по ГОСТ 530-80 з об'ємною масою кладки 1800 кг/м<sup>3</sup>. Марка цеглини для кладки стенів М100. Кладка виконується на розчині мазкі М50. Товщина складає 380мм. Опис конструкції стіни приведений в п. 1.4.1 (Теплотехнічний розрахунок стінної огорожі).

Кладку стін і простінків виконувати з ретельним дотриманням вимог Сніп III-17-78 і Сніп II-22-81 при обов'язковому систематичному контролі на будівництві міцності цеглини і розчину.

Простінки і ділянки стенів будівлі, що несе здатність яких при прийнятих марках цеглини і розчину не забезпечує сприйняття навантажень, що діють на них, заармовані сітками.

До заходів, що підвищують **просторову жорсткість і стійкість будівлі**, відносяться:

-ретельна перев'язка блоків стенів підпілля;

-анкерение панелей перекриття і покриття на внутрішніх і зовнішніх стінах;

-замоноличивание перекриттів і покриття шляхом ретельного закладення швів між панелями перед зведенням стенів подальшого поверху цементним розчином мазкі 150;

-панелі перекриттів укладаються одночасно складкою стенів. Закладення цих плит винне проводитися ретельно і особливо контролюватися.

При монтажі сантехкомунікацій не допускається пробивка отворів в простінках зовнішніх стенів.

Установку підвіконь проводити одночасно з кладкою стенів.

Суцільна кладка виконується з перев'язкою багаторядності швів. Товщина вертикальних швів складає 8-10мм, горизонтальних швів 10-15мм. Перемички запроектовані залізобетонні бруски з тим, що спирається на стіни не менше, ніж 120мм.

**Перегородки** в будівлі запроектовані з керамічної цеглини марки М 150 7на розчині мазкі 50, товщина 120мм. При одночасній кладці стенів і перегородок останні кріплять за допомогою арматурних каркасів і стрижнів, що закладаються в шви кладки стенів і перегородок на одному рівні через декілька рядів кладки. До вищерозміщеного перекриття перегородки кріплять через 1,5м за допомогою закладних деталей, прибитих до панелі перекриття за допомогою дюбелів або закладених в шви між панелями перекриттів.

**Перекриття і покриття.** Міжповерхове перекриття і покриття будівлі розроблені із застосуванням залізобетонних панелей з попередньою напругою з круглими порожнечами завтовшки 220мм. Плити використовуються розміром 6,0×1,5; 6,0×1,2 з бетону класу не менше ніж С12/15. Плити укладають на шар цементного розчину мазкі не нижче 150 на цегляні стіни. Допоміжне кріплення плит до стіни виконується металевими анкерами, які запобігають зрушенню плит. Шви між плитами заповнюють цементним розчином М150. Допускається виконувати розриви між плитами до 300мм. Закладення по місцю виконувати з бетону класу С12/15 з постановкою арматури [9].

Торці панелей перекриття з вихідним отвором малого діаметру, що утворюється при формуванні, укладаються на внутрішню стіну.

Отвори в панелях перекриттів для пропуску стояків опалювання виконують шляхом свердлення по місцю спеціальними свердлами, не порушуючи ребер панелей, що несуть, з подальшим закладенням їх цементним розчином мазкі 150 або бетоном класу С12/15 [12].

Передбачити звукоізоляцію труб від перекриттів з ущільненням зазорів, наприклад, гільза з м'якого азбестового картону.

У панелях перекриття виїмки для монтажних петель закласти бетоном класу не нижче С12/15 після установки анкерів перекриття [12].

Також передбачені монолітні ділянки в місцях пристрою отворів в перекритті. Монолітні учпстки виконуються з бетону класу С12/15 [12].

Таблиця 1.3 Специфікація збірних залізобетонних виробів

Мар . поз.	Позначення	Найменування	Кільк .	Маса од. т	Приміт ка
1	2	3	4	5	6
	Плити перекриття				
12	серія 1.141-1	ПК 60.15-4т	126	2,68	
13	серія 1.141-1	ПК 60.12-4т	18	2,1	
14	серія 1.141-1	ПК 30.15-4т	4	1,34	
15	серія 1.141-1	ПК 30.12-4т	2	1,05	
	Сходові майданчики				
16	серія 1.252.1-4	ЛПФ 28-13	10	1,19	
	Сходові марші				
17	серія 1.251.1-4	ЛМФ 39.14.17-5	10	1,42	

*Покрівля* запроектована з двох шарів акваізола, який укладений на стягування з цементно-піщаного розчину. Стягування з цементно-піщаного розчину мазкі 100, армована сіткою з арматури Ш4вр-і з кроком 100мм. Товщина стягування прийнята 25мм. Як утеплювач прийняті минераловатные плити фірми «DACHROCK» з об'ємною вагою 200кг/м3. Товщина утеплювача прийнята 240мм. Ухил в крівлі створюється за той, що вважає за засипку з керамзиту по ухилу, завтовшки від 20 до 120мм.

*Прорізі.* Віконні блоки в побутовому корпусі запроектовані з металопластика індивідуального виготовлення з розмірами отворів 1810×1800, 1320×1800, 1810×1200, 1270×775мм. Дверні блоки частково запроектовані металопластиковые індивідуального виготовлення, частково дерев'яні по ДСТУ Б В.2.6-11-97.

Коробки дерев'яних дверних блоків закріплюють сталевими милицями або шурупами, які забиваються або загвинчуються в дерев'яні

антисептимовані пробки. Пробки заздалегідь встановлюють в косяки і укуси при кладці стенив на відстані 30 см від кутів отворів з інтервалом не більше ніж 80 див. Дверні коробки в місцях примикання до стіни обробляють пастою і захищають гідроізоляцією з толя. Проміжки конопатять антисептимованою паклею. Із зовнішнього боку проміжки заповнюють герметизованою мастикою, яка не отвердіває, а потім покривають цементним розчином. З боку приміщення законопачений проміжок між коробкою і стіною перекривають штукатурними укусами.

У нижній частині внутрішньої сторони віконного отвору зазвичай встановлюють підвіконні дошки. З боку фасаду для відведення дощової води з поверхні вікна встановлюють злив з оцинкованої покрівельної сталі. Для скління використовують листову шибку завтовшки 3-5мм.

*Підлоги.* У основних робочих приміщеннях, а також санітарно-побутових приміщеннях підлоги запроектовані з покриттям з керамічних плиток. У адміністративних і побутових приміщеннях – з утепленого лінолеуму. У коридорах, тамбурах і приміщеннях технічного призначення - мозаїчні підлоги.

Підставою під підлоги є ущільнений ґрунт і багатопустотні плити перекриття.

*Обробка будівлі.* У санітарно-технічних приміщеннях, приміщеннях з агресивним середовищем запроектовано облицювання керамічною плиткою на висоту 1,8м. У решті приміщень, а також у вищезазначених приміщеннях вище відмітки 1,800 запроектовано забарвлення стенив водоемульсивними складами. Забарвлення стелі – клейова і білення. Забарвлення дерев'яних і металевих частин виконується масляними складами за два рази.

Зовнішня обробка включає утеплення стенив з подальшим облицюванням стенив фасадними панелями «ФМС» [25].

По всьому периметру будинку виконується асфальтобетонна отмостка шириною 1,0м по щебеневій підготовці з ухилом 1:12 від будинку для стоку води.

## **1.5. Санітарно-технічне і інженерне устаткування будівлі**

Водопровід – господарсько-питний, розрахунковий натиск у підстави стояків 22м.вод.ст.

Гаряче водопостачання – централізоване від зовнішньої мережі.

Розрахунковий натиск у підстави стояків 22м.вод.ст.

Каналізація – господарсько-фекальна в міську мережу.

Водостік – зовнішній організований з відкритим випуском.

Опалювання – водяне. Температура теплоносія 105-70°C.

Вентиляція – природна, припливно-витяжна і з механічною спонукою.

Електропостачання – 2 категорія, напруження 220/380 В. Освітлення лампами розжарювання.

Пристрої зв'язку – радіотрансляція, телефонні введення.

Устаткування санвузлів – миття, унітази, умивальники, душові кабінки.

## 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

### 2.1. Розрахунок залізобетонного сходового маршу

#### 2.1.1. Початкові дані

Висота поверху  $H_{\text{пов}}=3,30$  м. Ширіна маршу  $b_f^I=1,35$  м.

Марш виготовлений з важкого бетону класу С12/15

Розрахункові характеристики бетону при  $\gamma_{e2} > 0,9$ :

$R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65$  МПа;  $R_{bt} = 0,9 \times 0,75 = 0,68$  МПа;  $R_{b,ser} = 11$  МПа;

$R_{bt,ser} = 1,15$  МПа;  $E_b = 2,05 \times 10^4$  МПа

Для армування маршу прийнята арматура класу А400С з розрахунковими характеристиками  $R_{s,ser} = 390$  МПа,  $R_s = 365$  МПа,  $E_s = 2,0 \times 10^5$  МПа.

Полиця плити армується дротом класу Вр-1, з розрахунковими характеристиками:  $R_{s,ser} = 395$  МПа,  $R_s = 365$  МПа,  $R_{sw} = 260$  МПа,  $E_s = 1,7 \times 10^5$  МПа.

До тріщиностійкості маршу застосовується вимоги 3-ої категорії [13].

#### 2.1.2 Збір навантажень

Таблиця 2.1 Навантаження на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальної проєкції.

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кПа	Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f$	Розрахункова навантаження кПа
Постійна:			
- власна вага маршу $\frac{14,2}{3 \times 1,35}$	3,505	1,1	3,855
- огорожа і поручні	0,2	1,1	0,22
Разом	3,705		4,075
Тимчасова (короткочасна)	3,0	1,2	3,6
Всього	6,705		7,675

Ухил маршу характеризується величинами  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{15}{30} = 0,5$ ;  $b = 270$ ;  $\cos \beta =$

891.

Навантаження на 1 м довжини маршу, що діють по нормалі до його осі:

- розрахункова повна:

$$q = 7,675 \times 1,35 \times 0,891 = 9,23 \text{ кН/м}$$

- нормативна повна:

$$q_n = 6,705 \times 1,35 \times 0,891 = 8,07 \text{ кН/м}$$

- нормативна тривалодіюча:

$$q_i^n = 3,705 \times 1,35 \times 0,891 = 4,46 \text{ кН/м}$$

- нормативна короткочасна:

$$q_s^h = 3 \times 1,35 \times 0,891 = 3,61 \text{ кН/м}$$

Розрахунковий проліт при довжині майданчика того, що спирається  $c = 0,9$  см:

$$l_0 = l - \frac{2}{3}c = (3,913 - 0,098) - \frac{2}{3} \times 0,09 = 3,755 \text{ м.}$$

Зусилля від розрахункового навантаження:

- момент, що вигинає:

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8} = \frac{9,23 \times 3,755^2}{8} = 16,3 \text{ кНм}$$

- поперечна сила:

$$Q = 0,5q \times l_0 = 0,5 \times 9,23 \times 3,755 = 17,33 \text{ кН}$$

Зусилля від нормативного навантаження [3]:

- повного:

$$M^n = \frac{q^n \times l_0^2}{8} = \frac{8,07 \times 3,755^2}{8} = 14,22 \text{ кНм}$$

$$Q^n = 0,5q^n \times l_0 = 0,5 \times 8,07 \times 3,755 = 15,15 \text{ кН.}$$

- тривалодіючого:

$$M_i^n = \frac{q_i^n \times l_0^2}{8} = \frac{4,46 \times 3,755^2}{8} = 7,86 \text{ кНм}$$

$$Q_i^n = 0,5q_i^n \times l_0 = 0,5 \times 4,46 \times 3,755 = 8,37 \text{ кН}$$

- короткочасного [3]:

$$M_{sh}^n = \frac{q_{sh}^n \times l_0^2}{8} = \frac{3,61 \times 3,755^2}{8} = 6,36 \text{ кНм}$$

$$Q_{sh}^n = 0,5 q_{sh}^n \times l_0 = 0,5 \times 3,61 \times 3,755 = 6,78 \text{ кН}$$

### 2.1.3. Розрахунок за несучою здатністю перерізів, нормальних до подовжньої осі елементу

За розрахунковий переріз приймаємо таврове висотою  $h=17,0$  см, шириною ребра  $b = 2 \frac{b_e + b_n}{2} = 2 \times \frac{10+12}{2} = 22$  див., ширина полиці  $b_f^I = 135$  див., товщина полиці  $h_f^I = 3$  див.

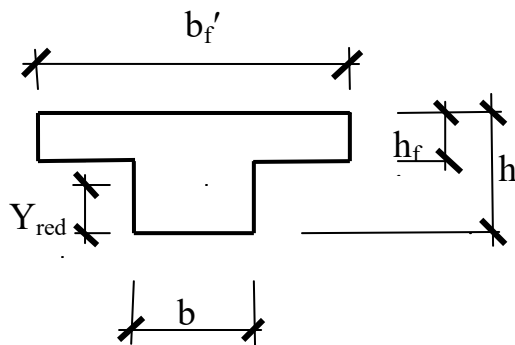


Рис. 2.1 Розрахунковий переріз

Робоча висота перерізу при  $a=3$  см:

$$h_0 = 0,17 - 0,03 = 0,14 \text{ м.}$$

Визначаємо характеристику стиснутої зони бетону

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b \text{ де } \alpha = 0,85 \text{ - для важкого бетону [12]}$$

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times 7,65 = 0,789$$

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{SC,U}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}; \text{ де}$$

$$\sigma_{SR} = R_s = 365 \text{ МПа - напруження в арматурі класу А400С.}$$

$$\sigma_{SC,U} = 500 \text{ МПа для елементів з важкого бетону при } \gamma_{b2} < 1,0$$

$$\xi_R = \frac{0,789}{1 + \frac{365}{599} \left( 1 - \frac{0,789}{1,1} \right)} = 0,654$$

Граничне значення коефіцієнта  $A_0$  :

$$A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,654 (1 - 0,5 \times 0,654) = 0,44$$

Визначаємо момент  $M_f$ , що вигинає, який може бути прийнятний полицею, виходячи з пропозиції, що нейтральна вісь проходить по нижній грані полиці:

$$M_f = b'_f \times h'_f \times R_b (h_0 - 0,5 h'_f) = 1,35 \times 0,03 \times 7,65 \times 10^3 (0,14 - 0,5 \times 0,03) = 38,73 \text{ кНм}$$

Оскільки  $M_f = 38,73 \text{ кНм} > M = 16,3 \text{ кНм}$ , то нейтральна вісь проходить в межах полиці і переріз розглядають як прямокутне шириною  $b_f = 1,35 \text{ м}$ .

Визначуваний коефіцієнт  $A_0$ :

$$A_0 = \frac{M}{R_b \times b'_f \times h_0^2} = \frac{16,3 \times 10^{-3}}{7,65 \times 1,35 \times 0,14^2} = 0,081 < A_R = 0,44$$

По коефіцієнту  $A_0 = 0,081$  визначуваний по таблицях коефіцієнт  $\xi = 0,09$ .

Необхідна площа перерізу арматури:

$$A_s = \xi \times b'_f \times h_0 \times \frac{R_b}{R_s} = 0,09 \times 1,35 \times 0,14 \times \frac{7,65}{365} \times 10^4 = 3,57 \text{ см}^2$$

Приймаємо для армування подовжніх ребер 2  $\varnothing 16$  А400 з  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ .

Відповідно до умови зварки діаметр поперечних стрижнів має бути не менше  $d_{\omega} = 5 \text{ мм}$ . ( $a_{s\omega} = 0,196 \text{ см}^2$ ).

#### 2.1.4. Розрахунок міцності перерізів, похилих до подовжньої осі елемента

Перевіряємо достатність прийнятих розмірів перерізу по умові:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{\omega 1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0 \text{ де}$$

$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5\alpha \times \mu_{\omega}$  де  $\mu_{\omega}$  – коефіцієнт приведення модулів пружності арматури і бетону.

$$\mu_{\omega} - \text{коефіцієнт армування поперечної арматури}; \quad \mu_{\omega} = \frac{A_{s\omega}}{b \times S} .$$

Задаємося кроком поперечної арматури  $S = 10 \text{ см}$ .

Загальна площа поперечної арматури при  $n=2$

$$A_{s\omega} = n \times a_{s\omega} = 2 \times 0,196 = 0,392 \text{ см}^2.$$

$$\mu_{\omega} = \frac{0,392}{22 \times 10} = 0,0018$$

$$\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \times 9,76 \times 0,0018 = 1,086$$

$$0,3 \times \varphi_{\omega 1} \times \varphi_{b1} \times R_b \times b \times h_0 = 0,3 \times 1,088 \times 0,924 \times 7,65 \times 0,22 \times 0,14 \times 10^3 = 71,06 \text{ кН}$$

Оскільки умова  $Q=17,33 \text{ кН} < 71,06 \text{ кН}$  задовольняється, то прийняті розміри перерізу достатні.

Перевіряємо необхідність розрахунку поперечної арматури.

$$Q \leq \varphi_{b3} \times R_{bt} \times b \times h_0 (1 + \varphi_n)$$

За відсутності попередньої напруги  $P=0$  і  $\varphi_n=0$  – коефіцієнт, що враховує вплив подовжніх сил;  $\varphi_{b3}=0,6$  – для важкого бетону – коефіцієнт, що враховує особливості роботи різних видів бетону

$$\varphi_{b3} \times R_{bt} \times b \times h_0 (1 + \varphi_n) = 0,6 \times 0,68 \times 0,22 \times 0,14 (1 + 0) \times 10^3 = 12,6 \text{ кН}$$

Оскільки умова  $Q=17,33 \text{ кН} \leq 12,6 \text{ кН}$  не задовольняється, то поперечну арматуру необхідно встановлювати за розрахунком.

Заздалегідь визначаємо інтенсивність поперечного армування:

$$q_{s\omega} = \frac{R_{s\omega} \times A_{s\omega}}{S} = \frac{260 \times 10^3 \times 0,392 \times 10^3}{0,1} = 101,92 \text{ кН/м}$$

Горизонтальна проекція похилої тріщини

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2}{q_{s\omega}}} \text{ де } \varphi_f = \frac{0,75 \times (b'_f - b) \times h'_f}{b \times h_0} \leq 0,5$$

Визначимо ширину полиці, що вводиться в розрахунок:

$$b'_f = b + 3h'_f = 22 + 3 \times 3 = 31 \text{ см} < b'_f = 135 \text{ див.}$$

Приймаємо  $b'_f = 31 \text{ см}$ .

$$\varphi_f = \frac{0,75 \times (31 - 22)}{22 \times 14} = 0,066 \leq 0,5; \text{ приймаємо } \varphi_f = 0,066$$

$\varphi_{b2}=2$  – для важкого бетону

$$C = \sqrt{\frac{2 \times (1 + 0,066 + 0) \times 0,68 \times 0,22 \times 0,14^2 \times 10^3}{101,92}} = 0,248 \text{ м};$$

Оскільки  $C=0,248 < 2h_0=2 \times 0,14=0,28\text{м}$

Визначаємо інтенсивність армування:

$$q = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2} = \frac{17,33^2}{4 \times 2 \times (1 + 0,066 + 0) \times 0,68 \times 0,22 \times 0,14^2 \times 10^3} = 12,01 \text{ кН/м}$$

Визначаємо крок поперечних стрижнів:

$$S = \frac{R_{sw} \times n \times a_{sw}}{q_{sw}} = \frac{260 \times 10^3 \times 2 \times 0,196 \times 10^{-4}}{12,01} = 0,849\text{м} = 84,9\text{см}$$

Максимальний крок поперечних стрижнів:

$$S_{\max} = \frac{0,75\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2}{Q} = \\ = \frac{0,75 \times 2 \times (1 + 0,066 + 0) \times 0,68 \times 0,22 \times 0,14^2 \times 10^3}{17,33} = 0,27\text{м} = 27\text{см}$$

Оскільки прийнятий крок поперечних стрижнів  $S=10$  см менше набутих значень і по конструктивних міркуваннях його збільшувати не можна, то залишаємо цей крок для конструювання.

Призначений крок поперечних стрижнів  $S=10$  см встановлюємо в крайніх чвертях прольоту маршу, в середній половині якого крок поперечних стрижнів приймаємо  $S=20$  см.

Перевірку міцності похилих перерізів на дію моменту, що вигинає, можна не проводити, якщо конструктивними заходами щодо анкерівки подовжніх стрижнів у опор передбачено їх приварювання до закладних деталей. При армуванні маршу в полиці по конструктивних міркуваннях поставлена сітка  $C5\emptyset\text{ВР-I-150}/4\emptyset\text{ВР-I-200}$ , а верху подовжніх ребер є монтажні стрижні  $2\emptyset4\text{Вр-I}$ , тоді вся верхня арматура складе  $9 \emptyset4\text{ВР-I}$ ,  $A_s' = 1,13 \text{ см}^2$ .

### 2.1.5. Геометричні характеристики приведенного перерізу

Приведена площа:

$$A_{red} = A + \alpha + A_s = b'_f \times h'_f + b \times (h - h'_f) + \alpha \times A_s = 135 \times 3 + 22 \times (17 - 3) + 9,76 \times 4,02 \approx 752\text{см}^2$$

Статичний момент щодо нижньої грані:

$$S_{red} = S + \alpha \times S_s = b'_f \times h'_f \times (h - 0,5h'_f) + b \times (h - h'_f) \times \frac{h - h'_f}{2} + \alpha \times A_s \times a =$$

$$135 \times 3 \times (17 - 0,5 \times 3) + 22 \times (17 - 3) \times \frac{17 - 3}{2} + 9,76 \times 4,02 \times 3 = 8551,2 \text{ см}^3$$

Відстань від нижньої грані до центру тяжіння приведенного перерізу:

$$Y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{8551,2}{752} = 11,37 \text{ см}$$

Приведений момент інерції:

$$I_{red} = I + \alpha \times I_s = \frac{b'_f \times (h'_f)^3}{12} + b'_f \times h'_f (h - 0,5h'_f - Y_{red}) + \frac{b + (h - h'_f)^3}{12} + b \times (h - h'_f) \times$$

$$\times [Y_{red} - 0,5(h - h'_f)]^2 + \alpha \times A_s \times (Y_{red} - a)^2 = \frac{135 \times 3^3}{12} + 135 \times 3 \times (17 - 0,5 \times 3 - 11,37) +$$

$$\frac{22 \times (17 - 3)^3}{12} + 22 \times (17 - 3) \times [11,37 - 0,5 \times 14]^2 + 9,76 \times 4,02 \times (11,37 - 3)^2 = 15637,6 \text{ см}^4$$

Момент опору:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{Y_{red}} = \frac{15637,6}{11,37} = 1375,3 \text{ см}^3$$

Пружно – пластичний момент опору при грамі  $\gamma = 1,75$  (для таврового перерізу з полицею, розташованою в стислій зоні):

$$W_{pl} = \gamma \times W_{red} = 1,75 \times 1375,3 = 2406,8 \text{ см}^3$$

### 2.1.6. Розрахунок перерізів, нормальних до подовжньої осі елемента, за утворенням та розкриттям тріщин

Перевірка на виникнення тріщин [6, 37]:

$$M_r = M_n \leq M_{crc} = R_{bt,ser} \times W_{pl}$$

$$M_{crc} = 1,15 \times 10^3 \times 2406,8 \times 10^{-6} = 2,77 \text{ кНм}$$

$$M_r = 14,22 \text{ кНм} > M_{crc} = 2,77 \text{ кНм}$$

**Умова не задовольняється**, виходячи з цього, у перерізі подовжніх ребер утворюються тріщини і необхідний розрахунок по їхньому розкриттю.

Обчислюємо характеристики:

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} = \frac{4,02}{22 \times 14} = 0,013 < 0,02;$$

→ при короткочасній дії навантаження ( $\nu = 0,45$ )

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \times h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} (A'_s + A'_{sp})}{b \times h_0} = \frac{(135 - 22) \times 3 + \frac{9,76}{2 \times 0,45} (1,13 + 0)}{22 \times 14} = 1,14$$

$$\lambda = \varphi_f \left( 1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) = 1,14 \left( 1 - \frac{3}{2 \times 14} \right) = 1,02;$$

При тривалій дії навантаження ( $\nu = 0,15$ )

$$\varphi_f = \frac{(135 - 22) \times 3 + \frac{9,76}{2 \times 0,15} (1,13 + 0)}{22 \times 14} = 1,22$$

$$\lambda = 1,22 \left( 1 - \frac{3}{2 \times 14} \right) = 1,09.$$

Значення, що характеризують навантаження  $\delta_m = \frac{M_{tot}}{b \times h_0^2 \times R_{b,ser}};$

- повну  $M_{tot} = M_n = 14,22 \text{ кНм}$

$$\delta_m = \frac{14,22 \times 10^{-3}}{0,22 \times 0,14^2 \times 11} = 0,30$$

- короткочасну  $M_{tot} = M_{nl} = 7,86 \text{ кНм}; \delta_m = \frac{7,86 \times 10^3}{0,22 \times 0,14^2 \times 11} = 0,166$

Відносна висота стиснутої зони:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta_m + \lambda)}{10\mu\alpha}};$$

при короткочасній дії всього навантаження:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,130 + 1,02)}{10 \times 0,013 \times 9,76}} = 0,128$$

при короткочасній дії постійного і тривалого навантажень:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,166 + 1,02)}{10 \times 0,013 \times 9,76}} = 0,138$$

при тривалій дії постійного і тривалого навантажень:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,166 + 1,09)}{10 \times 0,013 \times 9,76}} = 0,133$$

Оскільки  $\xi \times h_0 = 0,138 \times 14 = 1,932 \text{ см} < h'_f = 3 \text{ см}$  то розрахунок слід вести як для прямокутного перерізу завширшки  $b'_f$  і  $h'_f = 2a' = 2 \times 1,5 = 3 \text{ см}$

Плече внутрішньої пари сил:

$$Z = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \times \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right];$$

- при короткочасній дії всього навантаження:

$$Z = 14 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{14} \times 1,14 + 0,128^2}{2(1,14 + 0,128)} \right] = 12,560 \text{ см}$$

- при короткочасній дії постійного і тривалого навантажень:

$$Z = 14 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{14} \times 1,14 + 0,138^2}{2(1,14 + 0,138)} \right] = 12,558 \text{ см}$$

- при тривалій дії постійного і тривалого навантажень:

$$Z = 14 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{14} \times 1,22 + 0,133^2}{2(1,22 + 0,133)} \right] = 12,556 \text{ см}$$

Приріст напруги в розтягнутій арматурі:

$$\sigma_s = \frac{M_n}{A_s \times Z};$$

- при короткочасній дії всього навантаження:

$$\sigma_s = \frac{14,22 \times 10^{-3}}{4,02 \times 10^{-4} \times 12,56 \times 10^{-2}} = 281,63 \text{ МПа}$$

- при короткочасній дії постійного і тривалого навантажень:

$$\sigma_s = \frac{7,86 \times 10^3}{4,02 \times 12,558} = 155,69 \text{ МПа}$$

- при тривалій дії постійного і тривалого навантажень:

$$\sigma_s = \frac{7,86 \times 10^3}{4,02 \times 12,556} = 155,72 \text{ МПа}$$

Ширину розкриття тріщин  $a_{cr}$  визначають за формулою [9] :

$$a_{crc} = \delta \times \varphi_l \times \eta \times \frac{\sigma_s}{E_s} \times 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{2}{3}} \sqrt{d},$$

де

$d = 16$  мм – діаметр робочих стрижнів;

$\delta = 1$  – для елементів, що згинаються;

$\varphi_l$  - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантажень:

$\varphi_l = 1$  – при короткочасній дії навантажень;

$\varphi_l = 1,6 - 15\mu$  – при тривалій дії навантажень для важкого бетону

природної вологості;

$\eta = 1$  – для стрижнєвої арматури періодичного профілю.

При короткочасній дії всього навантаження:

$$a_{crc1} = 1 \times 1 \times 1 \times \frac{281,63}{2 \times 10^5} \times 20(3,5 - 100 \times 0,013)^{\frac{2}{3}} \sqrt{16} = 0,156 \text{ мм}$$

При короткочасній дії постійного і тривалого навантажень:

$$a_{crc2} = 1 \times 1 \times 1 \times \frac{155,69}{2 \times 10^5} \times 20(3,5 - 100 \times 0,013)^{\frac{2}{3}} \sqrt{16} = 0,086 \text{ мм}$$

При тривалій дії постійного і тривалого навантажень:

$$a_{crc3} = 1 \times (1,6 - 15 \times 0,13) \times 1 \times \frac{155,72}{2 \times 10^5} \times 20(3,5 - 100 \times 0,013)^{\frac{2}{3}} \sqrt{16} = 0,121 \text{ мм}$$

У результаті ширина нетривалого розкриття тріщин:

$$a_{crc,sh} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,156 - 0,086 + 0,121 = 0,191 \text{ мм}$$

Ширина тривалого розкриття тріщин:

$$a_{crc,l} = a_{crc3} = 0,121 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,3 \text{ мм} \quad \text{тобто в обох випадках ширина}$$

розкриття тріщин не перевищує допустимої величини.

### 2.1.7. Розрахунок перерізів, похилих до подовжньої осі елементу, за утворенням тріщин

Даний розрахунок проводять для опорного перерізу, де момент, що вигинає, близький до нуля, отже ( $\sigma_x = 0$ ) на рівні сполучення полиці з

ребром ( $y = h - y_{red} - h'_f = 17 - 11,37 - 3 = 2,63 \text{ см}$ ) і в центрі тяжкості приведенного перерізу ( $y=0$ ).

Статичні моменти  $S_{red}$  для відповідних рівнів рівні:

$$S_{red,1} = b'_f \times h'_f \times (y + 0,5h'_f) + \alpha \times A'_s (y + 0,5h'_f) = 135 \times 3(2,63 + 1,5) + 9,76 \times 1,13(2,63 + 1,5) = 1718,2 \text{ см}^3$$

$$S_{red,2} = b'_f \times h'_f \times (y + 0,5h'_f) + b \times y^2 \times 0,5 + \alpha \times A'_s (y - 0,5h'_f) = 135 \times 3(2,63 + 1,5) + 22 \times 2,63^2 \times 0,5 + 9,76 \times 1,13(2,63 - 1,5) = 1761,2 \text{ см}^3$$

Відповідна касательна напруження і головна стискаюча і розтягуюча напруження при  $\sigma_x = \sigma_y = 0$ :

$$\sigma_{mt,mc} = \tau_{xy} = \frac{Q \times S_{red}}{I_{red} \times b};$$

$$\tau_{xy,1} = \frac{15,150 \times 10^5 \times 1718,2 \times 10^5}{15637,6 \times 10^{-8} \times 2,2 \times 10^{-2}} = 0,076 \text{ МПа}$$

$$\tau_{xy,2} = \frac{15,150 \times 1761,2}{15637,6 \times 2,2} = 0,078 \text{ МПа}$$

Обчислюємо коефіцієнти умов роботи:

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}}{0,2 + \alpha_1 \times B} \leq 1 \text{ де } \alpha_1 = 0,01 - \text{ для важкого бетону}$$

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \frac{0,078}{11}}{0,2 + 0,01 \times 15} = 2,84 > 1, \text{ приймаємо } \gamma_{b4} = 1$$

Перевіряємо умову  $\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} \times R_{bt,ser}$

$$\sigma_{mt} = 0,078 \text{ МПа} < 1 \times 1,15 = 1,15 \text{ МПа}$$

Оскільки це умова при розрахунку на нормативні навантаження дотримується, то тріщини в перерізах, похилих до подовжньої осі елемента, не утворюються.

### 2.1.8. Розрахунок за деформаціями

Обчислюємо коефіцієнт

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \times W_{pl}}{M_n};$$

→ при дії всього навантаження

$$\varphi_m = \frac{1,15 \times 10^3 \times 2406,8 \times 10^{-6}}{14,22} = 0,19$$

→ при дії постійного і тривалого навантажень

$$\varphi_m = \frac{1,15 \times 2406,8 \times 10^{-3}}{7,86} = 0,35$$

Відповідні коефіцієнти  $\psi_s$  що враховують роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами.

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \times \varphi_m :$$

від короткочасної дії всього навантаження

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \times 0,19 = 1,041 > 1 \text{ (приймаємо } \psi_s = 1);$$

від короткочасної дії постійного і тривалого навантажень

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \times 0,35 = 0,865 < 1$$

від тривалої дії постійного і тривалого навантажень

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \times 0,35 = 0,97 < 1$$

Обчислюємо кривизну за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{tot}}{h_0 \times Z} \times \left[ \frac{\psi_s}{E_s \times A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \nu \times E_b \times b \times h_0} \right]; \psi_b = 0,9 \text{ – для важкого бетону}$$

клас C12/15

від нетривалої дії всього навантаження

$$\frac{1}{r_1} = \frac{14,22 \times 10^2}{14 \times 12,56} \times \left[ \frac{1}{2 \times 10^4 \times 4,02} + \frac{0,9}{(1,14 + 0,128) \times 0,45 \times 2,05 \times 10^3 \times 22 \times 14} \right] = 10,96 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

від нетривалої дії постійного і тривалого навантажень

$$\frac{1}{r_2} = \frac{7,86 \times 10^2}{14 \times 12,558} \times \left[ \frac{0,865}{2 \times 10^4 \times 4,02} + \frac{0,9}{(1,14 + 0,138) \times 0,45 \times 2,05 \times 10^3 \times 22 \times 14} \right] = 5,98 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

від тривалої дії постійного і тривалого навантажень

$$\frac{1}{r_3} = \frac{7,86 \times 10^2}{14 \times 12,556} \times \left[ \frac{0,97}{2 \times 10^4 \times 4,02} + \frac{0,9}{(1,14 + 0,138) \times 0,45 \times 2,05 \times 10^3 \times 22 \times 14} \right] = 8,5 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Повна кривизна

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} = 10,96 \times 10^{-5} - 5,98 \times 10^{-5} + 8,5 \times 10^{-5} = 13,48 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогин маршу

$$f = \frac{1}{r} \times S \times l^2 = 13,48 \times 10^{-5} \times \frac{5}{48} \times 375,5^2 = 1,97 \text{ см}$$

І його відносне значення  $\frac{f}{l} = \frac{1,97}{375,5} = \frac{1}{191} \approx \frac{1}{200}$  тобто в межах допустимого.

### 2.1.9. Перевірка стійкості

Перевірка стійкості полягає в тому, щоб прогин від нетривалої дії вантажу 1кН (додаткового до повного нормативного навантаження) не перевищував 0,7 мм.

При перевірці використовують значення, відомі з попереднього розрахунку, і обчислюють додаткові:

Момент, що вигинає

$$M_{tot} = M_n + \frac{N \times l_0}{4} = 14,22 + \frac{1 \times 3,755}{4} = 15,16 \text{ кНм}$$

коефіцієнт

$$\delta_m = \frac{M_{tot}}{b \times h_0^2 \times R_{b,ser}} = \frac{15,16 \times 10^{-3}}{0,22 \times 0,14^2 \times 11} = 0,32$$

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{5(\delta_m + \lambda)}{10\mu\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{5(0,32 + 1,02)}{10 \times 0,13 \times 9,76}} = 0,141$$

Плече внутрішньої пари сил

$$Z = h_0 \left[ 1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \times \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 14 \left[ 1 - \frac{\frac{3}{14} \times 1,14 + 0,141^2}{2(1,14 + 0,141)} \right] = 13,03 \text{ см}$$

Коефіцієнт

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} \times W_{pl}}{M_{tot}} = \frac{1,15 \times 2406,8 \times 10^{-3}}{15,16} = 0,183$$

Кривизна від додаткового вантажу  $N = 1$  кН, що викликає момент, що вигинає

$$M = \frac{N \times l}{4} = \frac{1 \times 3,755}{4} = 0,94 \text{ кНм}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 \times Z} \times \left[ \frac{\psi_s}{E_s \times A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \times E_b \times b \times h_0} \right] =$$

$$= \frac{0,94 \times 10^2}{14 \times 13,03} \times \left[ \frac{1}{2 \times 10^4 \times 4,02} + \frac{0,9}{(1,14 + 0,141) \times 0,45 \times 2,05 \times 10^3 \times 22 \times 14} \right] = 7,68 \times 10^{-6} \text{ см}^{-1}$$

Прогин від цього вантажу

$$f = \frac{1}{r} \times \frac{1}{s} \times l^2 = 7,68 \times 10^{-6} \times \frac{1}{12} \times 375,5^2 = 0,09 \text{ см} < 0,7 \text{ см.}$$

Стійкість маршу допустима.

## **2.2. Розрахунок монолітної ділянки міжповерхового перекриття**

### **2.2.1 Початкові дані**

Монолітна ділянка виконується в місці пристрою виходу вентиляційних отворів. Конструктивна довжина ділянки  $l = 6120 \text{ мм}$ , конструктивна ширина  $b_f = 3000 \text{ мм}$ . Призначення приміщення – побутовий корпус. Характеристичне значення навантаження на міжповерхове перекриття згідно табл.6.2 ДБН В.1.2-2:2006  $p = 1,5 \text{ кПа}$ . Коефіцієнт надійності по навантаженню  $\gamma_{fm} = 1,3$ . По ступеню відповідальності, будівля відноситься до 1 класу. Коефіцієнт надійності за призначенням  $n = 1$ .

Бетон важкий класу С16/20 [12], для якого при  $\gamma_b = 0,9$ , розрахунковий опір бетону стискуванню  $R_b = 0,911 = 9,9 \text{ МПа}$ , розрахунковий опір бетону розтягуванню  $R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ МПа}$ , початковий модуль пружності  $E_b = 27103 \text{ МПа}$  [12].

Подовжня робоча арматура класу А400С, розрахунковий опір для першої групи граничних станів  $R_s = 280 \text{ МПа}$ , і модуль пружності  $E_s = 21104 \text{ МПа}$ .

Поперечна арматура і зварні сітки в нижній полиці – з дроту класу Вр-і

при 3 мм  $R_s = 375 \text{ МПа}$  і  $R_s = 270 \text{ МПа}$

при 4 мм  $R_s = 365 \text{ МПа}$  і  $R_s = 265 \text{ МПа}$

при 5 мм  $R_s = 360 \text{ МПа}$  і  $R_s = 260 \text{ МПа}$

Модуль пружності  $E_s = 17104 \text{ МПа}$

### **2.2.2 Геометричні розміри монолітної ділянки**

Геометричні розміри монолітної ділянки міжповерхового перекриття приведені на рис. 2.2.

Розрахунковий проліт монолітної ділянки при тому, що спирається 19 см  
 $l_0 = 6120 - (4/3) \cdot 190 = 5867 \text{ мм} = 5,87 \text{ м}$ .

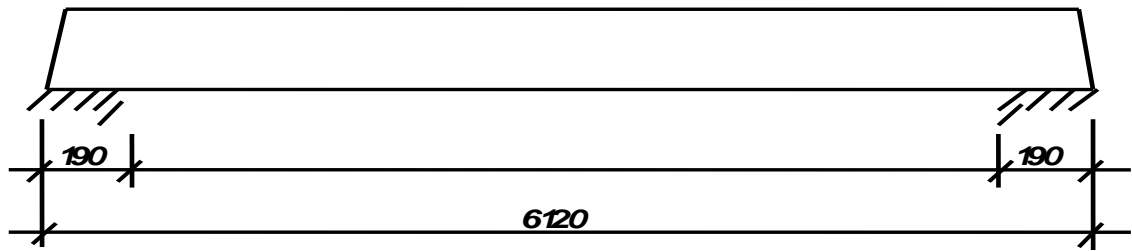


Рис. 2.2. Розміри монолітної ділянки.

Товщину монолітної плити приймаємо з конструктивних вимог  $h_f = 80 \text{ мм}$  висоту ребер приймаємо  $h = 220 \text{ мм}$ . Ребра розташовуємо уздовж виконаних конструктивних отворів монолітної ділянки, а полицю в нижній зоні.

### 2.2.3 Визначення навантажень і зусиль

Враховують навантаження від конструкції міжповерхового перекриття, власної ваги плити і тимчасове (корисну) навантаження на міжповерхове перекриття.

Збір навантажень на  $1 \text{ м}^2$  міжповерхового перекриття зводимо в таблицю 2.2

Таблиця 2.2 Підрахунок навантажень на  $1 \text{ м}^2$  міжповерхового перекриття

Елементи конструкцій	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по граничному навантаженню $\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
Мозаїчне покриття С16/20 [12]	$0,03 \cdot 24 = 0,72$	1,3	0,936
Бетонна підготовка С12/15	$0,02 \cdot 24 = 0,576$	1,3	0,749
Разом	1,30		1,69

Визначаємо змінні (тимчасові) навантаження.

Рівномірно розподілене навантаження на перекриття для розрахунків за деформаціями приймається з квазіпостійним значенням і вважається як тривале навантаження, а для розрахунків по здатності, що несе, – приймається з характеристичним значенням і відноситься до короткочасних навантажень. По таблиці. 6.2 ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і дії» [3] для приміщень побутового корпусу приймаємо: для розрахунків по другій групі граничних станів квазіпостійне значення тимчасовою тривалою нарузки на міжповерхові перекриття -  $q_{1,II} = 0,35$  кПа, а для розрахунків по першій групі граничних станів – характеристичне значення короткочасного навантаження на перекриття -  $q_{1,I} = 1,5$  кПа.

#### 2.2.4 Статичний розрахунок монолітної плити

Експлуатаційне розрахункове значення ваги міжповерхового перекриття:

$$g_{пер}^n = 1,3 \text{ кПа}$$

Граничне розрахункове значення ваги міжповерхового перекриття:

$$g_{пер} = 1,69 \text{ кПа}$$

Експлуатаційне розрахункове значення ваги монолітної плити:

$$g_{плита}^n = h_f \rho = 0,08 \cdot 25 = 2,0 \text{ кПа}$$

Граничне розрахункове значення ваги монолітної плити:

$$g_{плита} = h_f \rho \gamma_{fm} = 0,08 \cdot 25 \cdot 1,1 = 2,20 \text{ кПа}$$

Розрахункові навантаження на 1 м довжини монолітної ділянки.

Граничне розрахункове значення навантаження:

$$q_n = g^* B = (1,69 + 2,2 + 1,5 \cdot 1,3) \cdot 3,0 = 17,52 \text{ (кН/м)} \cdot \cdot$$

Експлуатаційне розрахункове значення навантаження:

$$q_n^n = g^n \cdot B = (1,3 + 2,0 + 1,5) \cdot 3,0 = 14,4 \text{ (кН/м)} \cdot$$

Квазіпостійне значення рівномірно розподіленого навантаження на перекриття

$$p_{nl} = 0,35 \cdot 3,0 = 1,05 \text{ (кН/м)}$$

## 2.2.5 Розрахунок монолітної плити за несучою здатністю нормального перерізу

Визначуваний характер роботи плити по відношенню довгої і короткої сторін.

Відстань в світлу між подовжніми ребрами:

$$l'_0 = 3000 - 2 \cdot 100 = 2800 \text{ мм}$$

$$\frac{l'_l}{l_{sh}} = \frac{l_2}{l_1} = \frac{5870}{2800} = 2,1 > 2, \text{ полиця плити розраховується як балка на двох}$$

опорах.

Розрахунковий момент, що вигинає, від граничного розрахункового значення навантаження.

$$M = (q \cdot l_0^2) / 8 = (17,52 \cdot 5,87^2) / 8 = 75,46 \text{ (кН*м)}$$

Поперечна сила від граничного розрахункового значення навантаження.

$$Q = (q \cdot l_0) / 2 = (17,52 \cdot 5,87) / 2 = 51,42 \text{ (кН)}$$

Розрахунковий момент, що вигинає, від експлуатаційного значення навантаження:

$$M_n = (q_n \cdot l_0^2) / 8 = (14,4 \cdot 5,872) / 8 = 62,02 \text{ (кН*м)}$$

Момент від тривалої частини експлуатаційного значення навантаження:

$$M_{n1} = (q_{n1} \cdot l_0^2) / 8 = ((1,3 + 2,0 + 0,35) \cdot 3,0 \cdot 5,87^2) / 8 = 47,16 \text{ (кН*м)}$$

Поперечна сила від експлуатаційного значення навантаження:

$$Q_n = 0,5 \cdot q_n \cdot l_0 = 0,5 \cdot 14,4 \cdot 5,87 = 42,26 \text{ (кН)}$$

Відстань від центру тяжкості перерізу арматури до нижньої площини плити прийнята  $a = 15 \text{ мм}$ . В цьому випадку робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 80 - 15 = 65 \text{ мм}$$

Проводимо розрахунок площі поперечного перерізу робочої арматури на ширину  $b = 1 \text{ м}$  плити.

$$\dot{A}_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{75,46 \cdot 10^{-3}}{9,9 \cdot 1 \cdot 0,065^2} = 1,8 > A_R = 0,632.$$

Отже, необхідно збільшити розміри поперечного перерізу плити.

Приймаємо товщину монолітної плити  $h_f = 220$  мм рівній товщині багатопустотної плити перекриття.

Уточнюємо навантаження на міжповерхове перекриття.

Експлуатаційне розрахункове значення ваги монолітної плити:

$$g_{плита}^n = h_f \rho = 0,22 \cdot 25 = 5,5 \text{ кПа}$$

Граничне розрахункове значення ваги монолітної плити:

$$g_{плита} = h_f \rho \gamma_{fm} = 0,22 \cdot 25 \cdot 1,1 = 6,05 \text{ кПа}$$

Розрахункові навантаження на 1 м довжини монолітної ділянки.

Граничне розрахункове значення навантаження:

$$q_n = g^* B = (1,69 + 6,05 + 1,5 \cdot 1,3) \cdot 3,0 = 29,1 \text{ (кН/м)}$$

Експлуатаційне розрахункове значення навантаження:

$$q_n^n = g_n^* B = (1,3 + 5,5 + 1,5) \cdot 3,0 = 24,9 \text{ (кН/м)}$$

Розрахунковий момент, що вигинає, від граничного розрахункового значення навантаження.

$$M = (q \cdot l_0^2) / 8 = (29,1 \cdot 5,87^2) / 8 = 125,34 \text{ (кН*м)}$$

Поперечна сила від граничного розрахункового значення навантаження.

$$Q = (q \cdot l_0) / 2 = (29,1 \cdot 5,87) / 2 = 85,41 \text{ (кН)}$$

Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 220 - 15 = 205 \text{ мм}$$

Проводимо розрахунок площі поперечного перерізу робочої арматури на ширину  $b = 1$  м плити.

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{125,34 \cdot 10^{-3}}{9,9 \cdot 1 \cdot 0,205^2} = 0,301 < A_R = 0,632.$$

По довідкових таблицях по коефіцієнту  $\dot{A}_0 = 0,301$  визначаємо висоту стиснутої зони бетону  $\xi = 0,37$ . Тоді

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,37 \cdot 100 \cdot 20,5 \frac{9,9}{280} = 26,82 \text{ см}^2$$

Приймаємо крок робочих стрижнів  $S = 200 \text{ мм}$  тоді кількість стрижнів на 1 м ширину плити:

$$n = \frac{b}{S} + 1 = \frac{1000}{200} + 1 = 6 \text{ шт.}$$

При товщині плити  $h_f = 220 \text{ мм}$  встановлюємо дві зварні сітки. Тоді для армування нижньої сітки по сортаменту приймаємо 6  $\varnothing 22$  класи А400С з  $A_{s1} = 22,81 \text{ см}^2$ .

Площа перерізу розподільної арматури нижньої сітки на 1 м ширину плити:

$$A_{s3} = 0,2 * A_s = 0,2 * 26,82 = 5,36 \text{ см}^2 .$$

Приймаємо крок розподільних стрижнів  $S = 250 \text{ мм}$  тоді кількість стрижнів на 1 м ширину плити:

$$n = \frac{b}{S} + 1 = \frac{1000}{250} + 1 = 5 \text{ шт.}$$

За сортаментом по конструктивних вимогах приймаємо 5  $\varnothing 12$  класу А-400 з  $A_s = 5,65 \text{ см}^2$ .

Площа перерізу робочих стрижнів верхньої сітки, враховуючи перерозподіл зусиль, складе:

$$A_{s2} = (A_s - A_{s1}) \cdot 1,2 = (5,65 - 22,81) \cdot 1,2 = 4,81 \text{ см}^2$$

Приймаємо 6  $\varnothing 12$  класу А-400 з  $A_{s1} = 6,79 \text{ см}^2$ .

Площа перерізу розподільної арматури верхньої сітки на 1 м ширину плити:

$$A_{s4} = 0,2 * A_{s2} = 0,2 * 4,81 = 0,96 \text{ см}^2 .$$

Приймаємо крок розподільних стрижнів  $S = 250 \text{ мм}$  тоді кількість стрижнів на 1 м ширину плити:

$$n = \frac{b}{S} + 1 = \frac{1000}{250} + 1 = 5 \text{ шт.}$$

По сортаменту по конструктивних вимогах приймаємо 5  $\varnothing 10$  класу А400С

$$\text{з } A_s = 3,93 \text{ см}^2.$$

### 2.2.6 Розрахунок міцності монолітної плити за похилих перерізах

Перевіряємо умову міцності перерізу [12]:

$$Q = 85,41 \text{ кН} \leq 0,35 R_b \gamma_{b2} b_p h_0 = 0,35 \cdot 9,9 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 0,205 = 710,3 \text{ кН}$$

Умова виконується, отже, розміри поперечного сениа прийняті достатніми.

Перевіряємо необхідність розрахунку поперечної арматури:

$$Q = 85,41 \text{ кН} \leq 0,6 R_{bt} \gamma_{b2} b_p h_0 = 0,6 \cdot 0,81 \cdot 10^3 \cdot 1,0 \cdot 0,205 = 9,63 \text{ кН}$$

Умова виконується, отже, поперечна арматура встановлюється конструктивно.

Задаємося діаметром поперечної арматури з умови зварки:

$$d_w = 0,3d = 0,3 \cdot 22 = 6,6 \text{ мм}$$

Приймаємо  $\varnothing 8$  класу А240С. Крок поперечних стрижнів на приопорних ділянках приймаємо за умовами [12, 23]:

$$s_1 \leq \frac{h}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ мм} \text{ а також } s_1 \leq 150 \text{ мм}.$$

Приймаємо  $s_1 = 100 \text{ мм}$ . В середині прольоту крок приймаємо за умовами:

$$s_2 \leq \frac{3h}{4} = \frac{3 \cdot 220}{4} = 165 \text{ мм} \text{ а також } s_2 \leq 500 \text{ мм}.$$

Приймаємо  $s_2 = 150 \text{ мм}$ .

### 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

#### 3.1. Початкові дані:

Фундамент проектується для побутово-адміністративного корпусу заводу. Конструктивна схема будівлі - безкаркасна з подовжніми стінами, що несуть. Запроектований фундамент – стрічкового типу [31].

Внутрішні стіни з цеглини керамічного завтовшки  $e = 380$ мм. Відстань між стінами в осях  $l_1 = 6,060$ м, в світлі  $l_{01} = 6,06 - 0,13 - 0,19 = 5,74$ м. Покриття виконане із збірних багатопустотних залізобетонних плит. Кривля рулонна. Відносна відмітка верху цегляної кладки стіни 12,3, відносна відмітка землі -0,35. Район будівництва – місто Лісичанськ Луганській області.

Грунтові умови будівельного майданчика представлені фізико-механичними характеристиками зразків і геологічним розрізом [31].

Коефіцієнт фільтрації суглинку тугопластичного  $k_\phi = 7 \cdot 10^{-7}$  см/с.

Геологічний розріз приведений в графічній частині проекту.

Фізичні характеристики ґрунтів

Таблиця 3.1

Номер		глибина відбору ґрунту, м	Фізичні характеристики ґрунтів				
свердловина	зразка ґрунту		щільність, г/см <sup>3</sup>		вологість %		
			ґрунту $\rho$	частинок ґрунту $\rho_s$	природна $\omega$	на межі	
					текучість $\omega_L$	розкочування $\omega_p$	
1	1	3,0	1,93	2,70	23,0	30,0	18,0
1	2	7,0	2,00	2,66	24,0	-	-
2	3	11,0	1,99	2,71	26,0	30,0	20,0
2	4	14,6	2,00	2,74	26,5	44,0	24,0

Розрахункові характеристики ґрунтів

Таблиця 3.2

№ п/ п	Найменування ґрунту	$I_p$	$I_L$	$\rho_d$ г/см <sup>3</sup>	n	e	Sr	C n кПа	$\phi_n$ град	$E_0$ МПа	$R_0$ кПа
--------------	---------------------	-------	-------	-------------------------------	---	---	----	---------------	------------------	--------------	--------------

1	Суглинок тугопластичний	1 2	0,4 2	1,52	0,4 2	0,7 2	-	24 ,5	21 ,3	15,5	216,4 3
2	Пісок середньої щільності і великої	0	0	1,61	0,3 9	0,6 5	0,9 8	10	35	30	400
3	Суглинок мягкопластичний	1 0	0,6	1,58	0,4 2	0,7 2	-	21 ,5	18 ,3	15	203,4 7
4	Глини напівтверд.	2 0	0,1 2	1,58	0,4 2	0,7 3	-	58 ,2	19 ,3	21,9	353,1 3

### 3.2. Збір навантажень

Визначимо навантаження для розрахунків за деформаціями і за несучою здатністю стрічковий фундамент під внутрішню подовжню стіну по осі Б проектованої будівлі як найбільш навантажену.

Навантаження спочатку визначаємо у рівні спланованої відмітки землі. Всі навантаження визначаємо на один погонний метр довжини стрічкових фундаментів. Будівля має жорстку конструктивну схему, і фундамент розраховується як центрально навантажений.

Навантаження від власної ваги погонного метра стіни визначається за формулою [31]:

$$N^{(1)} = l_1 \cdot H \cdot v_1 \cdot \gamma_1 \cdot \gamma_f,$$

де  $H$  – висота стіни, м;  $v_1$  – товщина стіни, м;

$l_1$  – довжина розрахункової ділянки стіни, м;

$\gamma_1$  – питома вага матеріалу кладки, кН/м<sup>3</sup>;

$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності по навантаженню.

Для розрахунку за деформаціями  $\gamma_f = 1$  (друга група граничних станів):

$$N_H^{(1)} = 1 \cdot (12,3 + 0,35) \cdot 0,38 \cdot 18 \cdot 1 = 86,53 \text{ кН}$$

Для розрахунку по здатності  $\gamma_f > 1$ , що несе (друга група граничних станів):

$$N_H^{(1)} = 1 \cdot (12,3 + 0,35) \cdot 0,38 \cdot 18 \cdot 1,1 = 95,18 \text{ кН}$$

Для визначення решти навантажень виділяємо вантажну площу  $A$  покриття, в межах якого навантаження передаються на стіну, що розраховується.

Для розрахунку навантажень що діють на фундамент (по довжині будівлі  $-l_1=1\text{м}$ , по ширині – половина відстані в світлу між стінами в 2-х кроках, тобто  $2 \cdot l_0/2$ ):

$$A = l_1 \cdot l_0,$$

де  $l_0$  – відстань в світлу між стінами, м.

$$A = 1 \cdot 5,74 = 5,74 \text{ м}^2.$$

Підрахунок навантажень  $q_1$ , кН/м<sup>2</sup>, від ваги кривлі зводимо в таблицю 3.3.

Таблиця 3.3 Постійне навантаження на прогін

Елементи конструкцій	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по граничному навантаженню $\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
2 шаруючи акваізола 0,02*6	0,12	1,3	0,156
Стягування цементно-піщаного розчину, армованого сіткою 0,025*20	0,5	1,3	0,65
Утеплювач 0,24*2	0,48	1,2	0,576
Керамзит по ухилу (0,02+0,12)*12/2	0,84	1,3	1,092
Пароізоляція 0,01*6	0,06	1,3	0,078
Затирка цементно-піщаним розчином 0,02*18	0,36	1,3	0,468

Залізобетонна плита 0,22*25*0,5	2,75	1,1	3,025
Разом	5,11		6,05

Навантаження  $q_1$ , кН/м<sup>2</sup> від ваги кривлі для розрахунків по I і II групам граничних станів складає:  $q_1^n = 5,11 \text{кН} / \text{м}^2$   $q_1^p = 6,05 \text{кН} / \text{м}^2$

Навантаження від ваги покрівлі визначається за формулою:

$$N^{(2)} = A \cdot q_1$$

$$N_{II}^{(2)} = 5,74 \cdot 5,11 = 29,33 \text{кН}$$

$$N_I^{(2)} = 5,74 \cdot 6,05 = 34,73 \text{кН}$$

Підрахунок навантажень від ваги 1 м<sup>2</sup> міжповерхового перекриття  $q_2$ , кН/м<sup>2</sup> для розрахунків по I і II групам граничних станів приведений в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4. Підрахунок навантажень на 1 м<sup>2</sup> міжповерхового перекриття

Елементи конструкцій	Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа	Коефіцієнт надійності по граничному навантаженню $\gamma_{fm}$	Граничне розрахункове значення ваги конструкцій, кПа
Мозаїчне покриття	$0,03 \times 24 = 0,72$	1,3	0,936
Бетонна підготовка	$0,02 \times 24 = 0,48$	1,3	0,624
Залізобетонна плита	$0,22 \times 25 \times 0,5 = 2,72$	1,1	3,025
Разом	3,92		4,59

Навантаження від ваги 1 м<sup>2</sup> міжповерхового перекриття  $q_2$ , кН/м<sup>2</sup> для розрахунків по I і II групам граничних станів складає:  $q_2^n = 3,92 \text{кН} / \text{м}^2$   
 $q_2^p = 4,59 \text{кН} / \text{м}^2$

Навантаження від ваги міжповерхового перекриття визначається за формулою:

$$N^{(3)} = A \cdot q_2 \cdot n,$$

де  $n$  – число перекриттів.

$$N_H^{(3)} = 5,74 \cdot 3,92 \cdot 3 = 67,50 \text{ кН}$$

$$N_I^{(3)} = 5,74 \cdot 4,59 \cdot 3 = 79,04 \text{ кН}$$

Сумарне постійне вертикальне навантаження від ваги надземних конструкцій на фундамент:

$$N_H = N_H^{(1)} + N_H^{(2)} + N_H^{(3)} = 86,53 + 29,33 + 67,50 = 183,36 \text{ кН}$$

$$N_I = N_I^{(1)} + N_I^{(2)} + N_I^{(3)} = 95,18 + 34,73 + 79,04 = 208,95 \text{ кН}$$

Визначаємо змінні (тимчасові) навантаження.

Рівномірно розподілене навантаження на перекриття для розрахунків за деформаціями приймається з квазіпостійним значенням і вважається як тривале навантаження, а для розрахунків по здатності, що несе, – приймається з характеристичним значенням і відноситься до короточасних навантажень. По таблиці. 6.2 ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і дії» для приміщень лабораторій приймаємо: для розрахунків по другій групі граничних станів квазіпостійне значення тимчасовою тривалою нарузки на міжповерхові перекриття -  $q_{3,II} = 0,85$  кПа, а для розрахунків по першій групі граничних станів – характеристичне значення короточасного навантаження на перекриття -  $q_{3,I} = 2,0$  кПа. Для горищних перекриттів приймаємо: для розрахунків по другій групі граничних станів квазіпостійне значення тимчасового тривалого навантаження -  $q_{4,II} = 0$  кПа, а для розрахунків по першій групі граничних станів – характеристичне значення короточасного навантаження на горищне перекриття  $q_{4,I} = 0,7$  кПа.

В даному випадку рівномірно розподілене навантаження на горищне перекриття розраховуємо за формулою:

$$N^{(4)} = A \cdot (q_3 \cdot i + q_4) \cdot \gamma_f$$

$$N_H^{(4)} = 5,74 \cdot (0,85 \cdot 2 + 0) \cdot 1,0 = 9,76 \text{ кН}$$

$$N_l^{(4)} = 5,74(2,0 \cdot 2 + 0,7) \cdot 1,3 = 35,07 \text{ кН}$$

для  $q_3 = 2 \text{ кПа} \rightarrow \gamma_f = 1,3$  (п.6.6. ДБН).

Навантаження від снігового покриву на покриття (змінне снігове навантаження) визначається за формулою:

$$N^{(5)} = A \cdot S,$$

де  $S$  – рівномірно розподілене навантаження від снігового покриву на покриття.

Для перевірки граничних станів першої групи (розрахунків по міцності) використовуються граничні розрахункові значення навантажень  $S = S_m$ .

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою [3]:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C,$$

де  $\gamma_{fm}$  - коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження, визначуваний залежно від заданого середнього періоду повторюваності  $T$  по таблиці. 8.1 ДБН [3].

Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності  $T$  приймати рівним встановленому терміну експлуатації конструкції  $T_{ef}$ . Для житлових і суспільних будівель  $T = T_{ef} = 100$  років, тоді  $\gamma_{fm} = 1,14$ .

$S_0$  - характеристичне значення снігового навантаження на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальній поверхні землі. Для м. Павлограда  $S_0 = 1370 \text{ Па} = 1,37 \text{ кПа}$ ;

$C$  - коефіцієнт, визначуваний за формулою [3]:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt},$$

где  $\mu$  - коэффициент перехода от веса снегового покрова на поверхности земли к снеговой нагрузке на покрытие, для данного вида кровли  $\mu = 1$ ;  $C_e$  - коэффициент, учитывающий влияние режима эксплуатации на накопления снега на кровле, при отсутствии данных о режиме эксплуатации кровли  $C_e = 1$ ;  $C_{alt}$  - коэффициент географической высоты, при  $H < 0,5 \text{ км}$   $C_{alt} = 1$ .

$$C = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

$$S_m = 1,14 \cdot 1370 \cdot 1 = 1562 \text{ Па} = 1,56 \text{ кПа}$$

$$N_{II}^{(5)} = 5,74 \cdot 1,56 = 8,95 \text{ кН}$$

Для розрахунків за деформаціями (для перевірки граничних станів другої групи) використовується експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження  $S = S_e$  визначуване за формулою [3]:

$$S_e = \gamma_{fe} S_0 C,$$

де  $\gamma_{fe}$  - коефіцієнт надійності по експлуатаційному значенню снігового навантаження, що приймається залежно від частки часу  $\eta$  впродовж якої можуть порушуватися умови другого граничного стану. Значення  $\eta$  для об'єктів масового будівництва допускається приймати  $\eta = 0,02$  відповідно  $\gamma_{fe} = 0,49$ .

$$S_e = 0,49 \cdot 1370 \cdot 1 = 671,3 \text{ Па} = 0,67 \text{ кПа}$$

$$N_{II}^{(5)} = 5,74 \cdot 0,67 = 3,85 \text{ кН}$$

Для визначення найбільш несприятливого поєднання навантажень складемо таблицю 3.5, в якій розглянемо два поєднання:

1. Постійні навантаження з одним змінним навантаженням (максимальною з двох по величині), яке вводиться в розрахунок без знижуючого коефіцієнта;

2. Постійні навантаження з 2-ма змінними навантаженнями, останні приймаються з коефіцієнтом поєднань  $\psi_i$ :

- для тривалих навантажень  $\psi_1 = 0,95$ ;

- для короткочасних навантажень  $\psi_2 = 0,90$ .

Таблиця. 3.5

Вид зусилля кН	Значення від постійного навантаження	Значення від змінних навантажень		Поєднання навантажень	
		на перекриття		І ( $\psi_i = 1$ )	II ( $\psi_i < 1$ )
		тривала	Коротко-		
			Снігова (коротко-		

			тимчасова	тимчасова)		
$N_{II}$	183,36	9,76		3,85	193,12	196,10
$N_I$	208,95		35,07	8,95	244,02	248,57

Для першого поєднання зусилля були отримані таким чином:

$$N_{II} = 183,36 + 9,76 = 193,12 \text{ кН}$$

$$N_I = 208,95 + 35,07 = 244,02 \text{ кН}$$

Для другого поєднання зусилля були отримані таким чином:

$$N_{II} = 183,36 + 9,76 \cdot 0,95 + 3,85 \cdot 0,9 = 196,10 \text{ кН}$$

$$N_I = 208,95 + (35,07 + 8,95) \cdot 0,9 = 248,57 \text{ кН}$$

З двох поєднань вибираємо найбільше по величині:

для розрахунків по другій групі граничних станів  $N_{II} = 196,10 \text{ кН}$

для розрахунків по першій групі граничних станів  $N_I = 248,57 \text{ кН}$ .

По ступеню відповідальності дана будівля відноситься до другого класу, отже, коефіцієнт надійності по відповідальності  $\gamma_n = 0,95$ . З урахуванням цього коефіцієнта для розрахунку за деформаціями приймаємо:

$$N_{II} = 196,10 \cdot 0,95 = 186,30 \text{ кН}$$

для розрахунку по міцності

$$N_I = 248,57 \cdot 0,95 = 236,14 \text{ кН}.$$

Вертикальне рівнодіюче навантаження  $N$  прикладається по геометричній осі стіни першого поверху в рівні планувальної відмітки землі. Фундамент є центрально стиснутим.

### 3.3. Визначення глибини заставляння фундаменту

#### 3.3.1 Глибина заставляння фундаменту, виходячи з призначення і конструктивних вимог будівлі

Виходячи з конструктивних вимог, мінімальна глибина заставляння фундаменту приймається не менше 0,5м від планувальної відмітки, отже, глибина заставляння фундаменту має бути  $d \geq 0,5\text{м}$  від планувального рівня або  $d \geq 0,35 + 0,5 = 0,85\text{м}$  від рівня чистої підлоги першого поверху.

Збірний стрічковий фундамент складається з фундаментної стіни і плиткової частини. Для пристрою стіни використовуються фундаментні бетонні блоки по ГОСТ 13579-78 заввишки 0,6м (з урахуванням шва цементного розчину). Товщина фундаментних стенів приймається рівній або меншій товщині надземних стенів, але не менше 0,3м. Ширину фундаментних блоків для внутрішніх фундаментів приймаємо 0,4м.

Плити залізобетонних стрічкових фундаментів приймають по ГОСТ 13580-85, заввишки 0,3м.

Конструювання фундаменту проведемо після аналізу всіх чинників, що впливають на глибину заставляння фундаменту і остаточного встановлення мінімально можливої глибини заставляння фундаменту.

### **3.3.2 Облік кліматичних чинників**

Визначимо нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту для Луганської області за формулою:

$$dm = d0 * \nu Mt = 0,23 * \nu 16,8 = 0,94\text{м}.$$

Розрахункова глибина промерзання визначається за формулою:

$$df = kh * dm = 0,5 * 0,94 = 0,47 \text{ у } 0,5 \text{ м}$$

де  $kh = 0,5$  – коефіцієнт впливу теплового режиму для будівлі без підвалу з підлогами, що влаштовуються на ґрунті.

### **3.3.3. Облік існуючого і проектного рельєфу, інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика**

Згідно з планом будівельного майданчика в горизонталях (Рис.3.1.), середнепланувочная відмітка, з урахуванням зрізу верхнього шару чорнозему, складе:

$$H_{\text{ср}} = [56,00 + 56,20 + 56,33 + 56,50] / 4 = 56,25\text{м}$$

Величина тієї, що максимальної підсипає ґрунту при плануванні складе:  
 $56,25 - 56,00 = 0,25\text{м}$

а величина тієї, що максимальної зрізає:

$$56,50 - 56,25 = 0,25\text{м.}$$

Зобразимо геологічні колонки ґрунту для побудови яких товщину шарів братимемо згідно даним свердловини №2 (знаходиться ближчим до відмітки 56,50) і свердловини №1 (знаходиться ближчим до відмітки 56,00).

Шаром ґрунту, що несе, може служити шар суглинку тугопластичного. Фундамент необхідно заглиблювати в шар ґрунту, що несе, не менше чим на 10см. Тому глибина заставляння фундаменту має бути не менше:

$$d \geq 0,25 + 0,75 + 0,1 = 1,1\text{м.}$$

$$d \geq 1,25 - 0,25 + 0,1 = 1,1\text{м.}$$

Відповідно від рівня чистої підлоги першого поверху:

$$d' \geq 1,1 + 0,35 = 1,45\text{м.}$$

Відстань від відмітки планування до рівня ґрунтових вод

$$56,25 - 50,85 = 5,40\text{м.}$$

Це дозволить вести виробництво робіт по пристрою фундаментів без водопониження.

Аналізуючи все вище перераховані чинники, приймаємо глибину заставляння фундаментів зовнішніх і внутрішніх стінів максимальною з мінімально можливих від відмітки чистої підлоги першого поверху  $d' > 1,45\text{м.}$

При цьому приймаємо цегляну кладку до відмітки - 0,300, два ряди стінних фундаментних блоків ФБС по ГОСТ 13579-78 (один заввишки 0,6м і один – 0,3м з урахуванням швів цементного розчину) і фундаментну плиту серії 1.112-5, заввишки 0,3м. Таким чином, відмітка підшови фундаменту – 1,500.

Всі поверхні цегляних стінів і стінів з бетонних блоків, дотичні з ґрунтом, необхідно обмазати гарячою бітумною мастикою за 2 рази по холодній ґрунтовці.

Фундаментні плити укладають по ретельно вирівняній підставі на піщану підготовку товщиною 100мм.

Мінімальна відстань від підшови фундаменту до рівня ґрунтових вод складе:

$$55,10 - 50,85 = 4,25\text{м} > 1,5\text{м}$$

отже, водопониження не потрібне.

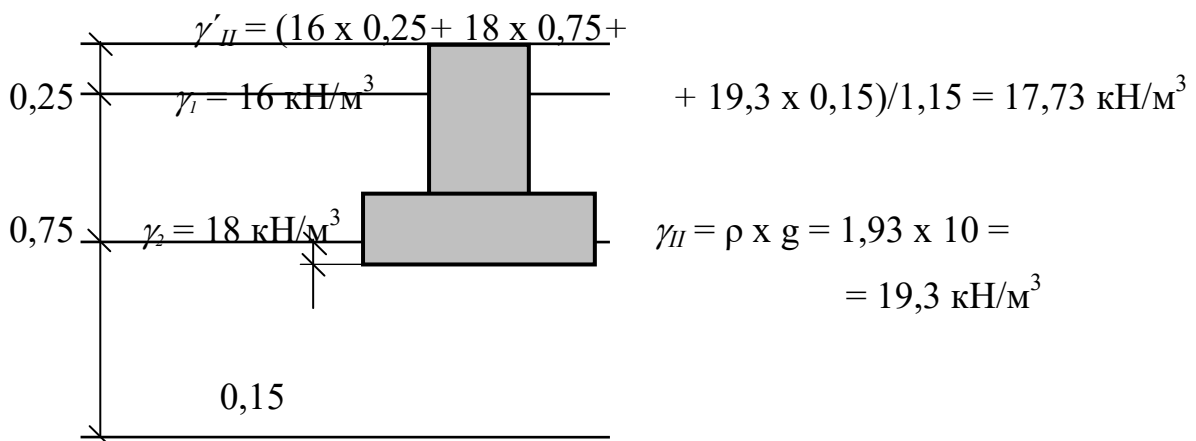
Мінімальне заглиблення в шар ґрунту, що несе, складе:

$$1,15 - 0,25 - 0,75 = 0,15\text{м} > 0,1\text{м}.$$

### 3.4. Визначення розмірів підшови фундаменту

Розрахунковий опір ґрунту підстави визначається за формулою:

$$R = ((\gamma_{C1} \times c_2) / k)(M \gamma \times k z \times b \times \gamma_{II} + M q \times d l \times \gamma_{II} + M c \times C_{II}).$$



$$3,35 \quad \gamma_s = 19,3 \text{ кН/м}^3$$

Рис. 3.3

Для визначення розмірів підшви фундаменту використовується метод послідовних наближень.

У циклі I як початкове значення розрахункового опору R суглинку використовують  $R_0=216,43\text{кПа}$  (таблиця. 3.2) для набуття попереднього значення ширини підшви фундаменту:

$$b_1 = \frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{mt} \cdot h_f};$$

де  $\gamma_{mt}$  – середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах, приймається в інженерних розрахунках  $20 \text{ кН/м}^3$ ;

$h_f = 1,15\text{м}$  – висота фундаменту.

$$b_1 = A = \frac{186,30}{216,43 - 20 \cdot 1,15} = 0,96\text{м}$$

Значення  $b_1 = 0,96\text{м}$ , використований для визначення  $R_1$ . Оскільки  $Z = b_1/2 = 0,96/2 = 0,48 \text{ м} < 3,35 - 0,15 = 3,20\text{м}$ , то під підшвою фундаменту враховується тільки суглинок тугопластичний, для нього  $\gamma_{II}=19,3 \text{ кН/м}^3$ , згідно таблиці 3.2  $c_{II}=c_n=24,5 \text{ кПа}$ ;  $\varphi_{II}=\varphi_n=21,3^\circ$  (розрахункові значення питомої ваги, кута внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту дорівнюють їх нормативним значенням).

Оскільки  $\varphi_{II}=21,3^\circ$ , то  $M_\gamma=0,58$ ,  $M_q=3,34$ ,  $M_c=5,94$  (використовується лінійна інтерполяція, по табл.4 [2]). Тоді

$$R_1 = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} \cdot [0,58 \cdot 1 \cdot 0,96 \cdot 19,3 + 3,34 \cdot 1,15 \cdot 17,73 + 5,94 \cdot 21,3] = 224,04\text{кПа}$$

У циклі II початковим значенням R є  $R_1=224,04 \text{ кПа}$ , тоді:

$$b_2 = \frac{N_{II}}{R_1 - \gamma_{m1} \cdot h_f};$$

$$b_2 = A = \frac{186,30}{224,04 - 20 \cdot 1,15} = 0,93 \text{ м}$$

Набуваємо найближчого більшого значення ширини фундаменту  $b=1,0\text{м}$ .

Тоді розрахунковий опір ґрунту

$$R_2 = \frac{1,2 \cdot 1}{1,1} \cdot [0,58 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 19,3 + 3,34 \cdot 1,15 \cdot 17,73 + 5,94 \cdot 21,3] = 224,53 \text{ кПа}$$

Приймаємо як фундаментну плиту фундаментний блок мазкі ФЛ 10.24 типовою по серії 1.112-5.

Визначимо вагу 1м фундаментного блоку мазкі ФЛ 10.24:

$$G_f = 15,2/2,38 = 6,39 \text{ кН}$$

Визначимо вагу 1м фундаментних блоків:

$$G_{\text{блок}} = 0,9 * 0,4 * 24 = 8,64 \text{ кН}$$

Вага ґрунту наобрезах фундаменту:

$$G_{\text{гр}} = (1,0 - 0,4) * (1,15 - 0,3) * 17,73 = 9,04 \text{ кН}$$

Середній фактичний тиск під фундаментною плитою:

$$P_{\text{ср}} = (N_{II} + G_f + G_{\text{блок}} + G_{\text{гр}}) / (b * u) = \\ = (186,30 + 6,39 + 8,64 + 9,04) / (1,0 * 1,0) = 210,37 \text{ кПа}$$

Згідно будівельним нормам, умовою застосування розрахунку по деформації є вимога  $P_{\text{ср}} = 210,37 \text{ кПа}$  и  $R = 224,53 \text{ кПа}$ . В даному випадку умова виконується, отже, ширина підшви фундаменту прийнята достатньою.

$$\frac{R - p}{R} 100\% = \frac{224,53 - 210,37}{224,53} 100\% = 6,30\% > 10\% .$$

### 3.5. Перевірка міцності підстиляючого шару

Слабким підстиляючим шаром підстави є суглинок м'якопластичним, у якого прочностные характеристики  $C_{II} = 21,5 \text{ кПа}$ ;  $\varphi_{II} = 18,3^\circ$  менше ніж у ґрунту підстави - суглинку тугопластичного. При плануванні такою, що зрізає на 0,25м слабкий шар ґрунту знаходиться на мінімальній відстані від підшви фундаменту  $3,75 - 0,15 + 4,95 = 8,55\text{м}$ , тобто на значній відстані.

Проведемо розрахунок осідання підстави фундаменту для цього випадку і визначимо чи потрапляє суглинок м'якопластичним в стискувану товщу підстави, оскільки тільки в цьому випадку необхідна перевірка міцності слабкого підстиляючого шару.

### 3.6. Розрахунок осідання основи фундаменту

Проводимо розрахунок осідання методом пошарового підсумовування.

Визначення природного тиску

На рівні планувальної відмітки

$$\sigma_{zg} = 0 \text{ кПа.}$$

На рівні підоснови першого шару (з урахуванням тієї, що зрізає)

$$\sigma_{zg,1} = 18 * 1,0 = 18,0 \text{ кПа.}$$

На рівні підоснови фундаменту

$$\sigma_{zg,o} = 18,00 + 19,3 * 0,15 = 20,90 \text{ кПа.}$$

На рівні підоснови другого шару

$$\sigma_{zg,2} = 20,90 + 19,3 * (3,75 - 0,15) = 90,38 \text{ кПа.}$$

На рівні ґрунтових вод

$$\sigma_{zg,w} = 90,38 + 20,0 * 1,05 = 111,38 \text{ кПа.}$$

На рівні підоснови третього шару

$$\sigma_{zg,3} = 111,38 + [(26,60 - 10)/(1 + 0,65)] * 3,9 = 150,62 \text{ кПа.}$$

На рівні підоснови четвертого шару

$$\sigma_{zg,4} = 150,62 + [(27,1 - 10)/(1 + 0,72)] * 3,85 = 188,90 \text{ кПа.}$$

На кривлі водотривкого пласта

$$\sigma_{zg4,w} = 10(3,9 + 3,85) + 188,90 = 266,40 \text{ кПа.}$$

На рівні підоснови п'ятого шару

$$\sigma_{zg,5} = 266,40 + 20,0 * 1,2 = 290,40 \text{ кПа.}$$

Визначення додаткової вертикальної напруги від зовнішнього навантаження.

Додаткова напруження на глибині  $z$  по центральній вертикальній осі фундаменту визначається за формулою:

$$\sigma_{zp} = \alpha * P_0.$$

Додаткова напруження на рівні подошви фундаменту:

$$P_0 = P - \sigma_{zg,0} = 210,37 - 20,90 = 189,47 \text{ кПа}$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, що враховує зменшення додаткової напруги по глибині. Залежить від приведеної глибини  $\xi = 2z/b$  і співвідношення сторін подошви фундаменту  $\eta = l/b$ .

Для побудови епюри додаткової напруги ґрунтова товща розбивається на елементарні шари

$$h_i = \xi b = 1,0 * 0,4 = 0,4 \text{ м.}$$

Для зручності розрахунок зводимо в таблицю 3.6.

Таблиця 3.6 До визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування

Но мер шару	Глибина від подошви фундамен ту	$\xi$	$\alpha_i$	$\sigma_{zp} = \alpha * P_0.$	$\sigma_{zg}$	$0,2 \sigma_{zg}$	$\bar{\sigma}_{zp}, \text{ кПа}$	$h_i, \text{ м}$	$E_i, \text{ кПа}$	$S_i, \text{ м}$
2	0	0	1,000	189,47	20,90	4,18	-	-	15500	-
	0,4	0,8	0,881	166,92			178,20	0,2		0,00184
	0,8	1,6	0,642	121,64			144,28	0,4		0,00298
	1,2	2,4	0,477	90,38			106,01	0,4		0,00219
	1,6	3,2	0,374	70,86			80,62	0,4		0,00166
	2,0	4,0	0,306	57,98			64,42	0,4		0,00133
	2,4	4,8	0,258	48,88			53,43	0,4		0,00110
	2,8	5,6	0,223	42,25			45,57	0,4		0,00094
	3,2	6,4	0,196	37,14			39,70	0,4		0,00082
	3,6	7,2	0,175	33,16	90,38	18,08	35,15	0,4		0,00073
3	4,0	8,0	0,158	29,94			31,55	0,4	30000	0,00045
	4,4	8,8	0,143	27,09			28,52	0,4		0,00030
	4,65	9,3	0,136	25,79	111,38	22,28	26,44	0,325		0,00023
	4,8	9,6	0,132	25,01	112,89	22,58	25,40	0,2		0,00014
	5,2	10,4	0,122	23,12	116,91	23,38	24,07	0,275		0,00018
	5,6	11,2	0,113	21,41						
	6,0	12,0	0,106	20,08						

Сумарне осідання ґрунту менше величини гранична допустимого осідання для даного типу будівлі.

$$S = 0,8 \sum \frac{\bar{\sigma}_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} = 0,01489\text{м} = 1,49\text{см} < S_u = 10\text{см}.$$

### 3.7. Розрахунок загасання осідання в часі

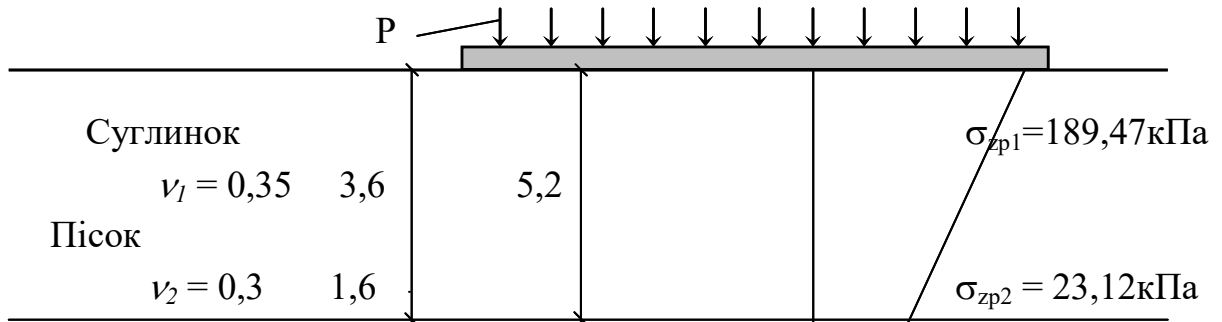


Рис. 3.5

У даному випадку товщина пильовато-глинистого ґрунту перевищує товщину стискуваної товщі, фільтрація вгору. Розрахункова товщина  $H = 5,2$ . Значення параметра  $N_b$  визначається за формулою:

$$N_e = N_b + (N_a - N_b) \cdot J,$$

де  $N_a$  і  $N_b$  – параметри, визначувані по таблиці залежно від ступеня ущільнення;  $J$  – інтерполяційний коефіцієнт, приймається залежно від відношення крайніх ординат трапециодальної епюри вертикальної нормальної напруги в ущільнюваному шарі ґрунту.

$$V = \frac{\sigma_{zp,1}}{\sigma_{zp,2}} = \frac{189,47}{23,12} = 8,20$$

$$J = 0,25 - \frac{(8,20 - 9) \cdot (0,25 - 0,2)}{12 - 9} = 0,263$$

Приймаємо середній коефіцієнт Пуассона

$$\nu = (0,35 \cdot 3,6 + 0,3 \cdot 1,6) / 5,2 = 0,335$$

Визначуваній середній по глибині модуль деформації за формулою:

$$E_d = 0,8 \sum \sigma_{zpi} \cdot h_i / S = 0,8 [(178,2 + 25,40) \cdot 0,2 + 26,44 \cdot 0,325 + 24,07 \cdot 0,275 + (144,28 + 106,01 + 80,62 + 64,42 + 53,43 + 45,57 + 39,70 + 35,15 +$$

$$+ 31,55 + 28,52) * 0,4] / 0,01489 = 16528 \text{кПа.}$$

Визначуваний середній коефіцієнт фільтрації за формулою:

$$K_p = \Sigma hi / (\Sigma hi / D_0) = 5,2 * 102 / [(3,6 * 102 / 2 * 10^{-7}) + (1,6 * 102 / 5 * 10^{-7})]$$

$$K_p = 2,45 * 10^{-7} \text{ см/сек} = 2,45 * 10^{-7} * 3,17 * 10^7 = 7,78 \text{ см/рік} = 0,078 \text{ м/рік.}$$

Обчислюємо коефіцієнт  $\beta$ :

$$\beta = 1 - 2\nu^2 / (1 - \nu) = 1 - 2 * 0,3352 / (1 - 0,335) = 0,662.$$

Обчислюємо коефіцієнт консолідації за формулою:

$$C_v = K_p * E_d / \gamma_w * \beta = 0,078 * 16528 / 10 * 0,662 = 194,74 \text{ м}^2/\text{год} = 1947408 \text{ см}^2/\text{год.}$$

Визначуваний параметр T:

$$T = 4h^2 / \pi^2 * C_v = 4 * 5,2^2 * 104 / 3,142 * 1947408 = 0,056 \text{ ріка} = 21 \text{ доба.}$$

Таблиця 3.7 Розрахунок часу загасання осідання фундаменту

Qt	Na	Nб	Na - Nб	Nв	t = Nв x T, сут.	St = S x Q, див.
0,10	0,02	0,005	0,015	0,009	0,189	0,149
0,20	0,08	0,02	0,06	0,035	0,735	0,298
0,30	0,17	0,06	0,11	0,087	1,827	0,447
0,40	0,31	0,13	0,18	0,174	3,654	0,596
0,50	0,49	0,24	0,25	0,301	6,321	0,745
0,60	0,71	0,42	0,29	0,490	10,29	0,894
0,70	1,00	0,69	0,31	0,765	16,065	1,043
0,80	1,40	1,08	0,32	1,158	24,318	1,192
0,90	2,09	1,77	0,32	1,848	38,808	1,341
0,98	3,63	3,49	0,14	3,524	74,004	1,46

### 3.8 Розрахунок фундаменту за несучою здатністю

#### 3.8.1. Перевірка на дію поперечної сили

Визначаємо розрахункові навантаження:

$$\text{- від ваги фундаменту: } G_{fr} = 1,1 * G_f = 1,1 * 6,39 = 7,03 \text{ кН}$$

- від ваги блоків:  $G_{\text{блок}} = 8,64 * 1,1 = 9,50$  кН

- від ваги ґрунту:  $G_{\text{ґр}} = 1,15 * G_{\text{ґр}} = 1,15 * 9,04 = 10,40$  кН

Тиск під подошвою фундаменту від дії розрахункових навантажень:

$$P_{\text{ср}} = (N_I + G_{\text{фр}} + G_{\text{ґр}}) / (b * u)$$

$$P_{\text{ср}} = (236,14 + 7,03 + 9,50 + 10,40) / (1,0 * 1,0) = 263,07 \text{ кПа}$$

Поперечна сила в перерізі фундаменту у грані стіни:

$$Q = P_{\text{ср}} \cdot \ell \frac{b - bct}{2} = 263,07 \cdot 1 \frac{1,0 - 0,4}{2} = 78,92 \text{ кН}$$

Для бетону класу С12/15  $R_{\text{bt}} = 0,75$  МПа.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq \varphi_{b3} R_{\text{bt}} b h_0$$

$$Q = 78,92 \text{ кН} \leq 0,6 * 0,75 * 1,0 * 0,265 * 1000 = 119 \text{ кН}$$

Умова дотримується, отже, міцність на дію поперечної сили забезпечена.

### 3.8.2 Розрахунок фундаменту на продавлювання

Визначаємо розрахункову продавлюючу силу за формулою:

$$F = P_{\text{ср}} \cdot A = 263,07 \frac{1,0 - 0,4 - 2 \cdot 0,265}{2} = 9,21 \text{ кН}$$

Розрахунок на продавлювання виконують по умові:

$$F \leq \varphi_b R_{\text{bt}} u_m h_0$$

$$u_m = 0,5(1,0 + 0,4) = 0,7 \text{ м}$$

$$F = 9,21 \text{ кН} \leq 1 * 0,75 * 0,7 * 0,265 * 1000 = 139,13 \text{ кН}$$

Отже, міцність фундаменту на продавлювання достатня.

### 3.8.3. Визначення перерізів арматури плиткової частини фундаменту

Розрахуємо міцність нормального перерізу фундаменту, визначивши момент, що заздалегідь вигинає, виникає в перерізі плити у грані стіни:

$$M = 0,125 * P_{\text{ср}} * (b-t)^2 * b_1 = 0,125 * 0,263(1,0 - 0,4)^2 * 1,0 = 0,0118 \text{ мН} \cdot \text{м}$$

Площа перерізу робочої арматури:

$$A_s = M / (0,9 \cdot h_0 \cdot R_s) \cdot 10000 = 0,0118 / (0,9 \cdot 0,265 \cdot 280) \cdot 10000 = 1,77 \text{ см}^2.$$

По сортаменту приймаємо 5 Ш 8 класу А-іі з  $A_s = 2,51 \text{ см}^2$ , крок 200мм.

Перевіряємо відсоток армування:

$$m = A_s / (b \cdot h_0) \cdot 100\% = 0,000251 / (1,0 \cdot 0,265) \cdot 100\% = 0,095\% > m_{\min} = 0,05\%$$

Площа перерізу розподільної арматури на 1м ширину плити:  $A_{s1} = 0,2 \cdot A_s = 0,2 \cdot 2,51 = 0,502 \text{ см}^2$ .

Тоді остаточно по конструктивних міркуваннях приймаємо 5 Ш6 класу А-1 з  $A_s = 1,42 \text{ см}^2$ , крок 200мм.

### 3.8.4 Розрахунок фундаменту на утворення тріщин

Визначимо момент, що вигинає, у грані стіни від нормативних навантажень:

$$M_1 = 0,125 \cdot P_{\text{ср}} \cdot (b-t)^2 \cdot b_1 = 0,125 \cdot 0,21 \cdot (1,0 - 0,4)^2 \cdot 1,0 = 0,00945 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Момент пружнопластичності опору:

$$W_{pl} = [0,292 + 1,5 \mu \cdot \alpha] b_1 \cdot h = 0,292 \cdot 1 \cdot 0,3 = 0,0876 \text{ м}^3$$

Розрахунковий опір бетону розтягуванню для другої групи граничних станів  $R_{btн} = 1,15 \text{ МПа}$ .

Момент тріщинообразования:

$$M_{\text{срс}} = R_{\text{btср}} \cdot W_{pl} = 1,15 \cdot 0,0876 = 0,101 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Перевіряємо умову виникнення тріщин:

$$M_1 = 0,00945 \text{ МН} \cdot \text{м} < M_{\text{срс}} = 0,101 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Умова виконується, отже, тріщини в тілі фундаменту не виникають.

## 4. Технологія і організація будівництва

### 4.1. Технологія будівельного виробництва

#### 4.1.1 Земляні роботи

Увесь комплекс земляних робіт включає чотири спеціалізовані потоки [20]:

- зрізання рослинного шару ґрунту з вантаженням і складуванням для наступної рекультивації, вертикальне планування території виконується механізованим способом за допомогою бульдозера ДЗ- 42;

- уривка траншеї під фундаменти за допомогою одноковшового екскаватора ЕО-4121 з навісним устаткуванням зворотня лопата і місткістю ковша 0,5 м<sup>3</sup> у відвал; глибина котловану контролюється геодезичними приладами;

- ручне доопрацювання ґрунту під фундаменти завтовшки 10 см виконується спеціалізованою ланкою різноробочих у кількості 2-х чоловік;

- зворотна засипка ґрунту в пазухи виконується після монтажу фундаментів, улаштування вертикальної обмазувальної гідроізоляції бульдозером ДЗ- 42 пошарово завтовшки шару 0,4 м з трамбуванням ґрунту пневмотрамбовками.

#### 4.1.2. Улаштування підземної частини будівлі

##### Улаштування фундаментів

До початку робіт перевіряється нівелюванням правильність відмітки основи. При цьому нижче відмітки фундаменту не повинно бути розділеного ґрунту.

Роботи виконуються в дві зміни в весняний період.

Також повинні бути дотримані:

- документація по інженерно-технологічним умовам;
- план фундаментів і комунікацій;

Монтаж блоків фундаменту включає наступні основні операції:

- подачу і розрівнювання розчину;

- установку блоків;
- заповнення розчином вертикальних швів;
- розшивання вертикальних і горизонтальних швів з обох боків стіни.

В першу чергу монтуються подовжні ряди і на усю висоту. Поперечні ряди викладаються з блоків з уступами, а які потім поступово вирівнюються. Монтаж починають з установки кутових маякових блоків, після чого натягують на рівні верху блоку на відстані 2-3 мм від зовнішньої грані ряду шнур-причалювання. Горизонтальність верху блоку в подовжньому напрямі перевіряють правилом з рівнем. Блоки укладають з перев'язкою швів. Поверхню фундаменту вирівнюють по внутрішній стороні стін, вертикальні і горизонтальні шви розшивають з двох сторін, після чого виконують вертикальну гідроізоляцію обмазкою за два рази гарячим бітумом. Ізоляція має бути суцільною, без раковин і тріщин.

Конструкції фундаментів підлягають здачі по акту до початку робіт по зведенню інших частин будівлі.

#### **4.1.3 Технологічна карта на зведення надземної частини будівлі.**

##### **Галузь застосування**

Дана технологічна карта розроблена на зведення надземної частини будівлі з цегли [29].

Будівля із стінами з кирпича, що несуть навантаження, збірними залізобетонними плитами перекриття .

Будівля запроектована триповерхова без підвалу. Будівля простої форми в плані, з розмірами в осях 39,8\*12,0м, висотою поверха 3,0 м, відмітка найвищої конструкції 13.41 м.

Коротка характеристика ділянки будівництва. Рельєф місцевості спокійний. Глибина промерзання ґрунту в районі будівництва складає-0.9 м Сфера застосування - 1 кліматичний район. Матеріал кладки - цегла, розчин цементно-пісчаний марки М75.

В даній технологічній карті розроблюються монтажні роботи.

Роботи виконуються в 2 зміни в весняно-літній період.

До складу робіт, що розглядаються картою, входять:

- Мурування зовнішніх цегляних стін з встановленням перемичок;
- Мурування внутрішніх цегляних стін;
- Укладання плит перекриття, покриття, , сходових майданчиків і маршів;
- Мурування перегородок.

### **Техніко-економічні показники**

Таблиця 4.1 Техніко-економічні показники

№ п. п.	Найменування	Од. вим.	Показник
1	Об'єм робіт	м <sup>3</sup>	720,49
2	Трудомісткість на весь об'єм	люд-дн	922
3	Трудовитрати на одиницю об'єму робіт	люд-дн	1,28
4	Заробітна плата на весь об'єм робіт	грн-коп	105239,84
5	Заробітна плата на 1 люд-дні	грн-коп	114,24
6	Виробітка на одиницю об'єму	шт	0,67

### **Вибір монтажного механізму**

Вибір крана для монтажу збірних залізобетонних конструкцій проводять по технічних параметрах.

До технічних параметрів крана відносяться:

- необхідна вантажопідйомність  $Q_{тр}$ ;
- найбільша висота підйому крюка  $H_{тр}$ ;
- найбільший виліт крюка  $L_{тр}$ ;
- довжина стріли  $l_{тр}$

Вибір крана починають з уточнення маси збірних елементів, монтажних пристосувань і вантажозахватних пристроїв, габаритів і проектного положення конструкцій в будівлі.

Виліт стріли і необхідна висота підйому вантажу встановлюються виходячи з ширини і висоти будівлі по масі найбільш видаленої і важкої конструкції.

Довжина стріли крана приймається по його параметрах, приведених в довідниках.

Необхідна вантажопідйомність  $Q_k$  складається з маси елемента, який монтується,  $Q_{\text{э}}$ , маси монтажних пристосувань  $Q_{\text{пр}}$  і маси вантажозахватного пристрою  $Q_{\text{гр}}$ .

$$Q_{\text{тр}} = Q_{\text{э}} + Q_{\text{пр}} + Q_{\text{гр}} = 2,8 + 0,048 = 2,848 \text{ т}$$

Висота підйому крюка:

$$H_{\text{тр}} = h_0 + h_3 + h_{\text{э}} + h_{\text{ст}} + h_{\text{п}} = 12,3 + 0,5 + 0,22 + 3 + 2,6 = 18,62 \text{ м.}$$

$h_0$  - перевищення монтажного горизонту над рівнем стоянки крана, м;

$h_3$  - запас по висоті для забезпечення безпеки монтажу (не менше 0,5м), м;

$h_{\text{э}}$  - висота або товщина елемента, м;

$h_{\text{ст}}$  - висота строповки (від верху елемента до крюка крана), м;

$h_{\text{п}}$  - висота поліспасти, м (приймається не менше 1,5м)

Необхідний виліт стріли і висоту підйому крюка визначають графічно шляхом побудови в масштабі схеми.

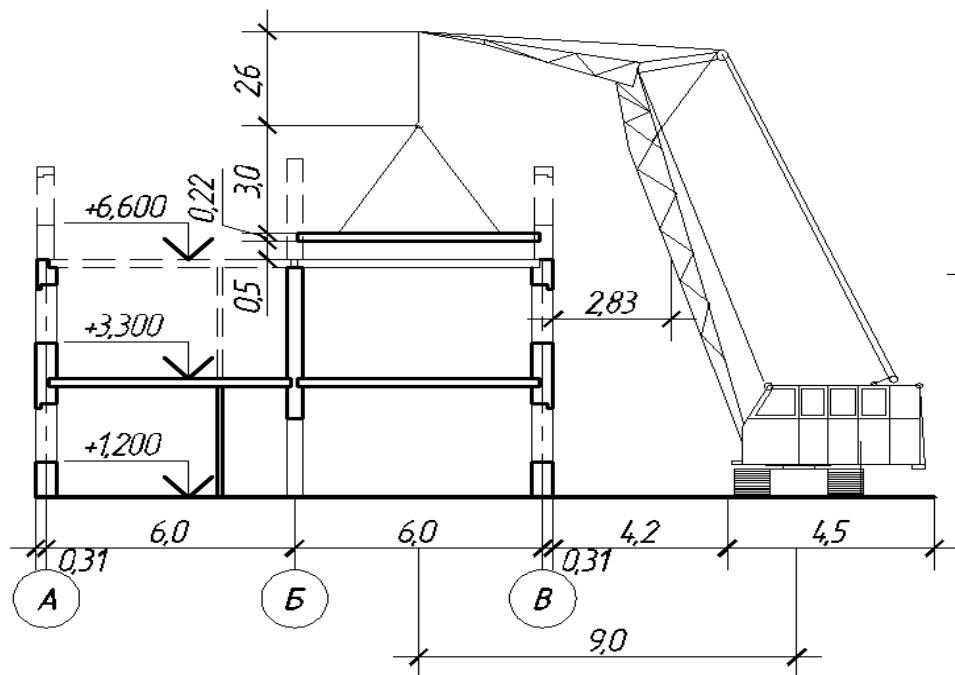


Рис. 4.1 Визначення виліту стріли крана

Таблиця 4.2 Необхідні вантажні і висотні характеристики для монтажу

Конструкція яка монтується	Потрібні параметри			Прийняті параметри		
	$Q_{\text{тр}}$ , т	$H_{\text{тр}}$ , м	$l_{\text{стр}}$ , м	$Q$ , т	$H$ , м	$l_{\text{стр}}$ , м
Плита перекриття	2,848	18,62	19,36	МКГ-25БР		
				4	19,0	22,5
Піддон з цеглою	0,756	17,1	18,75			

На підставі отриманих даних приймаємо кран МКГ-25БР.

## **Організація і технологія будівельного процесу**

### **Загальні вимоги**

Зведенню надземної частини будівлі виконувати згідно робочих кресленнях з дотриманням норм і правил, передбачених ДБН А.3.1-5:2016 "Організація будівельного виробництва" [1], ДБН А.3.2-2-2009 "Техніка безпеки в будівництві" і цієї технологічної карти.

До початку робіт по зведенню надземної частини будівлі мають бути виконані наступні роботи:

- виконані і сдані за актом роботи підземного циклу;
- позначені шляхи руху крану і їх робочі стоянки;
- доставлені і заскладовані в зоні дії монтажного крану збірні залізобетонні конструкції;
- доставлені в зону монтажні пристосування, інвентар, інструмент;
- забезпечені умови безпечного ведення робіт і виробничої санітарії

Строповка конструкцій повинна забезпечити подачу конструкцій до місця установки в положенні, відповідному проектному.

Установку конструкцій необхідно вести "на кран": встановлювати спочатку найбільш віддалені від крану конструкції, а потім послідовно усі інші.

Звільняти встановлені конструкції від тимчасових кріплень тільки після їх остаточного закріплення, виконаного відповідно до проекту.

Переміщення конструкцій в потрібному напрямі при їх вивірянні виробляти монтажними ломами і іншими пристосуваннями.

Розтроповка встановлених в проектне положення конструкцій дозволяється тільки після надійного їх закріплення.

При монтажі будівельних конструкцій використовують:

- вантажозахватні пристрої - стропи, для підйому збірних елементів;
- технічні засоби для вивіряння і попереднього закріплення конструкцій;

- оснащення, що забезпечує зручну і безпечну роботу монтажників на висоті.

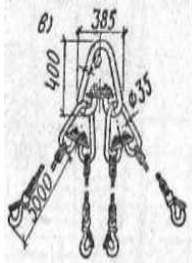
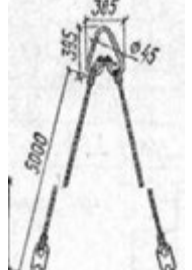
Вибір вантажозахватних пристосувань проводять для кожного конструктивного елементу будівлі, при цьому одне і теж пристосування потрібно використовувати для підйому декількох збірних елементів. Загальна кількість пристосувань на будівельному майданчику повинна бути найменшою.

Вантажозахватні пристосування за монтажні петлі мають на кінцях крюки, карабіни або пружинні замки. Може бути використаний і безпетльові метод монтажу.

При цьому конструкції які стропуються за отвори або виступаючі деталі конструкцій або з використанням фрикційних, клинових і інших захоплень.

Універсальні, двухвітвові і чотирохвітвові стропи виготовляють із сталевих канатів діаметром від 15.5 до 37 мм.

Таблиця 4.3 Відомість елементів які монтуються і їх монтажних пристосувань

№	Найменування елемента	Кіл.	Розміри, мм			Вага	Найменування	Эскіз	Вантаж	Вага	Розрахунок висот
			L	B	H						
1	Цегла та плити	1067,14	-	-	-	-	строп чотирьохвітвові		3	0,088	4,24
2	Перемичка	345	-	-	-	-	строп двухвітвові		2,5	0,056	2

### Мурування стін з керамічної цегли

Для зниження загальної ваги будівлі і підвищення теплотехнічних властивостей стіни, широко використовують керамічну цеглину з поперечними щельовідними порожнечами. Не дивлячись на наявність порожнеч, керамічна цеглина важча за звичайну цеглину.

Кладку стін з керамічної цеглини ведуть по ланцюговій системі перев'язки швів із застосуванням розчину рухливістю 6...7. Застосування пластичнішого розчину приводить до затікання його в порожнечі, що знижує теплотехнічні властивості кладки.

Укладання керамічної цегли починають із зовнішньої версти. При укладанні тичкового ряду зовнішньої версти цегла розкладає (надолужують) досуха впритул один до одного на ложкових граней, декілька звішуючи їх з внутрішньої сторони стіни. Після цього розчин одночасно розстилають і розрівнюють кельмою під зовнішню версту і на надолужені з внутрішньої сторони стіни цегла. Потім надолужена з розчином цегла бере по черзі двома руками за грані торців і підносять до місця укладання, поступово повертаючи його так, щоб ложкова грань з розчином розташувалася вертикально до сторони раніше укладеної цеглини. Цеглину, що укладається, притискують до раніше укладеному і осаджують на ліжку руками.

При кладці ложкового ряду зовнішньої версти цегла надолужує на внутрішній половині стіни, розкладаючи їх уздовж стіни, а щілинами вгору. Потім розстилають і розрівнюють грядку розчину під цю версту. Кельмою з ліжка захоплюють порцію розчину, необхідну для заповнення вертикального шва, і наносять її на тичкову грань раніше укладеної цеглини. Щоб розчин не стікав, його підтримують кельмою до тих пір, поки не почнуть притискувати тичкової гранню цеглини, що укладається, з одночасним їх поворотом так само, як при укладанні тичкового верстового ряду.

Ложкову внутрішню версту укладають після кладки цегли в забутку. При цьому цегла надолужує на середину стіни, а кладку ведуть впритиск з витягуванням розчину кельмою по торцю раніше укладеної цеглини, як при кладці зовнішньої ложкової версти.

При двозмінній організації робіт в першу зміну окрім кладки виконують розвантаження і складування матеріалів, виробів і конструкцій, що поступають на об'єкт, заготовлюють матеріали на другу зміну, встановлюють підмости. У другу зміну ведуть кам'яну кладку, перемички, а також готують фронт робіт для

першої зміни. Запас матеріалів на робочому місці ланки мулярів повинен бути не менш двогодинній потребі, а розчин подають перед початком кладки. Цеглину на робоче місце подають на піддонах, а розчин в поворотних баддях - краном .

На ділянці, відведеній для роботи однієї ланки, організують робоче місце, що включає робочу зону і зону розміщення матеріалів. Загальна ширина робочого місця 2,5...2,6 м. Робоча зона шириною 70 см відводиться муляру уздовж стіни, що зводиться. Піддони з цеглиною і ящики з розчином встановлюють перпендикулярно стіні в зоні складування, що має ширину 1...1,6 м. Порядок їх розстановки залежить від характеру конструкцій, що зводяться, і виду вживаних матеріалів при кладці. При кладці глухих стін з цеглини керамічного чергують розчин в ящиках і цеглину на піддонах. При кладці стін з отворами цеглину розміщують проти простінків, а ящики з розчином - проти отворів першої стіни. Запас матеріалів на робочому місці ланки каменярів повинен бути не менш двогодинній потребі, а розчин подають перед початком кладки.

### **Монтаж залізобетонних конструкцій**

Строповка конструкцій повинна забезпечити їх підйом і подання до місця монтажу в проектному положенні.

Остаточне закріплення збірних залізобетонних конструкцій роблять зварюванням заставних деталей, бетонуванням стиків, заповненням швів розчином.

Процес установки плит.

- відчистка плит перекриття і покриття і закладних деталей від бруду.
- перевірка правильності розташування закладних деталей і розмірів плити.
- строповка плити.
- підйом, установка і вивіряння.
- расстроповка.

Монтаж плит здійснює комплексна бригада у складі 6\_ті чоловік.

Робота по монтажу ведуться краном МКГ-25БР з приоб'єктного складу. Плити складуються в штабелях. Перша плита укладається на підкладці з бруса 70 x 70, а подальші на підкладці з бруса 50 x 50 мм. Висота штабелів не більше 2500 мм (у штабелях укладено по 4-6 плит).

При укладанні плит слід стежити за тим, що ретельним, що спирається на несні конструкції і відповідністю площі того, що спирається вимогам проекту. Монтаж плит робиться за допомогою спеціальних траверс, стропуемых у необхідній кількості точок, вказаних в проекті. Під час укладання необхідно забезпечувати проміжок між плитами і кожен подальшу встановлювати після приварювання попереднього до закладних деталей.

Шви між плитами замоноличують цементним розчином марки 100. Закріплюють їх зварюванням закладних деталей та анкерують сталевими зв'язками з наружними стінами та між собою. Кріплення анкерами стін з перекриттям виконувати зразу після встановлення плит перекриття на розчин й перевірки правильності їх положення. Перед зашпаруванням анкера в стіну або перед зваркою їх необхідно щільно підтягнути до монтажних петель. Анкерівка влаштованих плит та замоноличування швів розчином надають збірному покриттю міцності.

**Нормокомплект основних машин, механізмів, устаткування, ручного інструменту для монтажу елементів, монолітного бетонування конструкцій, виробництва цегляної та газобетонної кладки**

Потреба в механізмах, інструментах і пристосуваннях визначають по типовому нормокомплекту відповідно до прийнятої технології і організації виробництва робіт, кількості зайнятих робочих по професіях.

Підставою для отримання даних матеріально-технічних ресурсів є підрахунки об'ємів робіт і норми витрати будівельних матеріалів відповідно до ДБН Д.2.2-8-99 «Конструкції з цеглини і блоків» і ДБН Д.2.2-7-99 «Бетонні і залізобетонні конструкції». Розрахунок потреби в основних матеріалах, конструкціях і напівфабрикатах виконується в табличній формі.

Таблиця 4.4 Нормокомплект механізмів, пристосувань, інвентарю і інструменту для бригади мулярів чисельністю 10 чоловік з урахуванням монтажу конструкцій

№	Наименование	Кіл.	№	Наименование	Кіл.
1	2	3	4	5	6
1	Установка для прийому і перемішування розчину	1	19	Кельма типа КБ-6	5
2	Роздаточний бункер	1	20	Молоток-кирочка типа МК-4 Розшивання для опуклих швів РВ-1	5
3	Радіостанція «Будівництво» або переговорний пристрій «Луна»	1	21	Розшивання для увігнутих швів РВ-2	4
4	Шарнірно-панельні підмости ППУ-4	4	22	Схил 0-600	4
5	Підмости ППС-3	2	23	Складаний металевий метр Молоток-кулачек	2
6	Домкрат	1	24	МКУ Кувалда	2
7	Строп двухветвевой	1	25	прямокутна Конопатка	2
8	Строп четырехветвевой	1	26	сталева К-50 Лопата штикова	2
9	Набір інструментів для кам'яних робіт ПС-10	10	27	Лопата розчин ЛР-1	1
10	Порядовка	4	28	Сокира А-1	10
11	Тимчасова огорожа сходових маршів	2	29	Лом монтажний ЛМ-20	1
12	Каска вініпластовая	10	30	Пила-ножівка	2
13	Пояс монтажний	10	31	Ножиці арматурні ручні	2
14	Вагончик-контейнер	1	32	Правило	5
15	Відро	8	33	дюралюмінієве	3
16	Ящик розчин місткістю 0,27м <sup>3</sup>	7	34	Рівень будівельний	3
17	Ящик розчин місткістю 0,1м <sup>3</sup>	2	35	УСІ-300	5
18	Візок для розчину	1	36	Рулетка РС-20	2
			37	Шнур в корпусі	2
			38	Косинець	200м
			39	Рейка схил	
			40	Дріт настановний	

### **Контроль якості виробництва робіт**

Якість виконання будівельних робіт контролюють інженерно-технічні працівники будівельно-монтажної організації, технічного нагляду замовника, авторського нагляду проектною організацією, інспекції архбудонтоля згідно вимог [1, 2 та ін.] і технологічних карт.

При виконанні монтажних робіт перевіряють: відповідність збірних конструкцій проекту, правильність установки конструкції згідно робочих

креслень (вертикальність, горизонтальність, товщина швів, прив'язка і т.д.): якість зварки і заповнення стиків і швів; виконання інших спеціальних вимог проекту.

Проміжній здачі і прийому прихованих робіт підлягають наступні конструкції і роботи: підстави фундаментів, фундаменти до їх засипки, опори і місця оперення конструкції, зварка і захист стиків від корозії, герметизація стиків, швів і т.д.

При прийомі змонтованих конструкцій пред'являють наступні документи:

- паспорти на збірні конструкції, видані заводом-виготівником;
- сертифікати на матеріали, які використовувалися при монтажі;
- сертифікати на електроди, які використовувалися при зварці;
- робочі креслення з нанесенням на них всіх відхилень від проекту, які допущені в процесі монтажу і узгоджені з проектними організаціями.
- журнали монтажних, зварювальних, антикорозійних робіт, заповнення і герметизація стиків.
- акти проміжного прийому змонтованих конструкцій
- акти при зварці і замонолічіванні стиків
- дані про результати інструментальної перевірки конструкцій
- перелік дипломів і свідоцтв електрозварників, які працювали на монтажі конструкцій

При виконанні робіт кладок контролю підлягають правильність перевезення і заповнення розчином швів кладки, вертикальність, горизонтальність і прямолінійність поверхні і кутів, товщина кладки, розміри простінків і отворів. Перевіряюча особа керується боковими відхиленнями, що допускаються, і ДБН, що регламентуються, і ГУ на різні кам'яні конструкції.

Таблиця 4.7 Відхилення, що допускаються, при цегляній кладці стін

Найменування	Величина відхилень, мм	
	Стін	Стовпів
Відхилення:		
- за розмірами (товщині) конструкції в плані	15	10
- опорних поверхонь	- 10	- 10
- по ширині простінків	- 15	-

- по ширині отворів	+ 15	-
- по зсуву вертикальних осей віконних отворів	20	-
- по зсуву осей конструкцій	10	10
Відхилення поверхонь і кутів укладання від вертикалі:		
- на один поверх	10	10
- на всю будівлю	30	30
Відхилення рядів кладки від горизонталі на 10 м. довжини стіни	15	-
Нерівності на вертикальній поверхні кладки, об'явлені при накладенні рейки довгої два метри		
- обштукатурюваною	10	5
- необштукатурюваною	5	5

Таблиця 4.8 Відхилення, що допускаються, при кладці перегородок

Найменування	Величина відхилень, мм
Відхилення:	
- по товщині	+10
- поверхні і кутів кладки від вертикалі на поверх	10
на всю будівлю	30
- по зсуву осей конструкцій	10
- рядів кладки від горизонталі на 10 м довжини стіни	15
Нерівності на вертикальній поверхні	10
- обштукатурюваною	
- необштукатурюваною	5

### **Монтажні роботи**

На ділянці (захватке), де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб. При зведенні будівель і споруд забороняється виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватці, ділянці) на поверхах (ярусах), над якими проводяться перемещення, установка і тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або устаткування.

При зведенні односекційних будівель або споруд одночасне виконання монтажних і інших будівельних робіт на різних поверхах (ярусах) допускається за наявності між ними надійних (обгрунтованих відповідним

розрахунком на дію ударних нагрузок) міжповерхових перекриттів по письмовому розпорядженню головного інженера після здійснення заходів, забезпечуючих безпечне виробництво робіт, і за умови перебування непосредственно на місці робіт спеціально призначених осіб, відповідальних за безпечне виробництво монтажу і переміщення вантажів кранами, а також за здійснення контролю за виконанням кранівником стропальником і сигнальником виробничих інструкцій по охрані праці.

Способи строповки елементів конструкцій і устаткування повинні забезпечувати їх подачу до місця установки в положенні близькому до проектного. Забороняється підйом збірних залізобетонних конструкцій монтажних петель, що не мають, або міток, забезпечують їх правильную строповку і монтаж.

Очищення тих, що підлягають монтажу елементів конструкцій від бруду слід проводити до їх підйому. Стropовку конструкцій і устаткування слід виконувати вантажозахватними засобами, що задовольняють вимогам п.7.4 і що забезпечують можливість дистанційної расстроповки зробоного горизонту у випадках, коли висота до замку грузозахватного засоби перевищує 2 м.

Елементи вмонтовуваних конструкцій або устаткування учас переміщення повинні утримуватися від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

Не допускається перебування людей на елементах конструкцій і устаткування під час їх підйому або переміщення.

Під час перерв в роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій і устаткування на вазі.

Для переходу монтажників з однієї конструкції на іншу слід застосовувати інвентарні сходи, перехідні містки і трапи, що мають огорожу.

Встановлені в проектне положення елементи конструкцій або устаткування повинні бути закріплені так, щоб забезпечивалось їх стійкість і геометрична незмінність.

Расстроповку елементів конструкцій і устаткування, установлених в проектне положення, слід проводити після постійного або тимчасового надійного їх закріплення. Переміщати установленні елементи конструкцій або устаткування після їх расстроповки за винятком випадків, обгрунтованих ПВР, не допускається.

Не допускається виконувати монтажні роботи на висоті в відкритих місцях при швидкості вітру 15 м/с і більш, при гололеді, грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту работ. Роботи по переміщенню і установці вертикальних панелей і подібних їм конструкцій з великою парусністю слід припиняти при швидкості вітру 10 м/с і більш.

Не допускається знаходження людей під вмонтовуваними елементами конструкцій і устаткування до установки їх в проектне положення і закріплення.

При необхідності знаходження тих, що працюють під вмонтовуваним обладнанням (конструкціями), а також на устаткуванні (конструкціях) повинні здійснюватися спеціальні заходи, забезпечуючі безпеку що працюють.

Навісні монтажні майданчики, сходи і інші пристосування, необхідні для роботи монтажників на висоті, слід встановлювати і закріплювати на вмонтовуваних конструкціях до їх підйому.

При виробництві монтажних (демонтажних) робіт в умовах діючого підприємства експлуатовані електромережі і інші діючі інженерні системи в зоні робіт повинні бути, як правило, відключені, закорочені, а устаткування і трубопроводи звільнені від вибухонебезпечних, горючих і шкідливих речовин.

При виробництві монтажні роботи не допускається використовувати для закріплення технологічного і монтажного оснащення устаткування і трубопроводи, а також технологічні і будівельні конструкції без узгодження з обличчями, відповідальними за правильну їх експлуатацію.

До виконання монтажних робіт необхідно встановити порядок обміну умовними сигналами між особою, керівним монтажом, і машиністом

(мотористом). Всі сигнали подаються тільки одною особою (бригадиром монтажної бригади, ланковим, такелажником-стропальщиком), окрім сигналу "Стоп", який може бути поданий будь-яким працівником, що відмітив явну небезпеку [2].

У особливо відповідальних випадках (при підйомі конструкцій з приміненієм складного такелажу, методу повороту, при насуванні крупногабаритних і важких конструкцій, при підйомі їх двома або більш механізмами і т.п.) сигнали повинен подавати тільки бригадир монтажної бригади у присутності інженерно-технічних працівників відповідальних за розробку і здійснення технічних заходів по забезпеченню вимог безпеки.

При насуванні (пересуванні) конструкцій і устаткування лебідками вантажопідйомність гальмівних лебідок і поліспастов повинна бути рівна вантажопідйомності тягових, якщо інші вимоги не встановлені проектом.

Монтаж конструкцій кожного подальшого ярусу (ділянки) будівлі або споруди слід проводити тільки після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу (ділянки) згідно проекту [2].

Навісні металеві сходи заввишки більше 5 м повинні задовольняти вимогам п. 2.24 або бути захищені металевими дугами з вертикальними зв'язками і надійно прикріплені до конструкції або до устаткування. Під'єм робочих по навісних сходах на висоту більше 10 м допускається в тому випадку, якщо сходи обладнані майданчиками відпочинку не рідше чим через кожні 10 м по висоті.

При монтажі каркасних будівель встановлювати подальший ярус каркаса допускається тільки після установки захищаючих конструкцій або тимчасових огорож на попередньому ярусі.

В процесі монтажу конструкцій, будівель або споруд монтажники повинні знаходитися на раніше встановлених і надійно закріплених конструкціях або засобах підмоцнення [2].

Забарвлення і антикорозійний захист конструкцій і обладнання у випадках, коли вони виконуються на будівельній площадці, слід проводити, як

правило, до їх підйому на проектну відмітку. Після підйому проводити забарвлення або антикорозійну захист слідує тільки в місцях стиків або з'єднань конструкцій.

Розпаковування і розконсервовування підмета монтажу обладнання повинні проводитися в зоні, відведеній відповідно до проектом виробництва робіт, і здійснюватися на спеціальних стелажах або підкладках заввишки не меншого 100 мм.

Укрупнітельная збірка і доїзготовлені належних монтажу конструкцій і устаткування (нарізка різьблення на трубах, гнутті труб, підгонка стиків і тому подібні роботи) повинні виконуватися, як правило, на спеціально призначених для цього місцях [2].

В процесі виконання складальних операцій поєднання отворів і перевірка їх збігу у вмонтовуваних деталях винні проводитися з використанням спеціального інструменту (конусних облямовувань, складальних пробок і ін.). Перевіряти збіг отворів у вмонтовуваних деталях пальцями рук не допускається.

При монтажі устаткування повинна бути виключена можливість мимовільного або випадкового його включення. При переміщенні конструкцій або устаткування кількома підйомними або тяговими засобами повинна бути виключена можливість перевантаження будь-якого з цих засобів.

При переміщенні конструкцій або устаткування расстояние між ними і виступаючими частинами змонтованого обладнання або інших конструкцій повинне бути по горизонталі не менше 1 м, по вертикалі - 0,5 м.

Кути відхилення від вертикалі вантажних канатів і поліспастов вантажопідйомних засобів в процесі монтажу не винні перевищувати величину, вказану в паспорті, затвердженому проекті або технічних умовах на цей вантажопідйомний засіб [2].

При монтажі устаткування з використанням домкратів повинні бути прийняті заходи, що виключають можливість перекосу або перекидання домкратів.

При спуску конструкцій або устаткування по похилій площині слід застосовувати гальмівні засоби, що забезпечують необхідне регулювання швидкості спуску.

Монтаж вузлів устаткування і ланок трубопроводів і повітропроводів поблизу електричних проводів (в межах расстояння, рівного найбільшій довжині вмонтовуваного вузла або ланки) повинен проводитися при знятій напрузі.

При неможливості зняття напруги роботи слідує виконувати по наряду-допуску, затвердженому в установленому порядку [2].

Всі роботи по усуненню конструктивних недоліків і ліквідації недоробок на змонтованому технологічному обладнанні, підданому випробуванню продуктом, слід проводити тільки після розробки і затвердження замовником і генеральним подрядчиком спільно з відповідними субпідрядними організаціями заходи по безпеці робіт [2].

Таблиця 4.9 Підрахунок об'ємів робіт по цегляної кладки

Ділянка стін в вісях	Довжина, м	Висота, м	Площа, м <sup>2</sup>	Прорізи		Площа за вирахуванням прорізів, м <sup>2</sup>	Товщина, м	Об'єм, м <sup>3</sup>
				штук	площа, м <sup>2</sup>			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1 поверх								
Зовнішні стіни								
А	34,34	3,3	113,32	9	20,968	92,352	0,38	35,09
В	40,48	3,3	133,58	7	19,028	114,56	0,38	43,53
5	11,86	3,3	39,14	2	3,582	35,56	0,38	13,51
А-В-1-2	15,4	3,3	50,82	2	4,816	46,00	0,38	17,48
Всього								109,61
Внутрішні стіни								
2,3,4	28,84	3	86,52	2	5,42	81,1	0,38	30,82
Б	39,72	3	119,16	3	7,3	111,86	0,38	42,51
Всього								73,33
Перегородки								
А-Б-1-5	72,03	3	216,09	12	21,75	194,34	0,12	23,32
Б-В-1-5	34,44	3	103,32	1	1,88	103,32	0,12	12,40
Всього						297,66		35,72
2 поверх								

Зовнішні стіни								
А	34,34	3,3	113,32	10	23,776	89,54	0,38	34,03
В	40,48	3,3	133,58	13	34,632	70,11	0,38	26,64
5	11,86	3,3	39,14	2	4,914	34,23	0,38	13,06
А-В-1-2	15,4	3,3	50,82	1	6,67	57,65	0,38	29,4
Всього								103,15
Внутрішні стіни								
2,3,4	28,84	3	86,52	2	5,42	81,1	0,38	30,82
Б	39,72	3	119,16	8	16,7	102,46	0,38	38,93
Всього								69,75
Перегородки								
А-Б-1-4	65,6	3	196,8	12	19,04	177,76	0,12	21,33
Б-В-1-4	28,7	3	86,1	-	-	86,1	0,12	10,33
Всього						263,86		31,66

Продовження таблиці 4.9

1	2	3	4	5	6	7	8	9
3 поверх								
А	34,34	3,3	113,32	10	23,776	89,54	0,38	34,03
В	40,48	3,3	133,58	13	34,632	70,11	0,38	26,64
5	11,86	3,3	39,14	-	-	39,14	0,38	14,87
А-В-1-2	15,4	3,3	50,82	1	6,67	57,65	0,38	29,4
Всього								104,94
Внутрішні стіни								
2,3,4	28,84	3	86,52	2	5,42	81,1	0,38	30,82
Б	39,72	3	119,16	8	16,89	102,28	0,38	38,87
Всього								69,69
Перегородки								
А-Б-1-5	65,75	3	197,25	12	22,16	175,09	0,12	21,01
Б-В-1-5	35,13	3	105,39	4	7,11	98,28	0,12	11,79
Всього						273,37		32,8
Техповерх								
Зовнішні стіни								
А	34,34	0,91	31,24	-	-	31,24	0,38	11,87
В	40,48	0,91	36,84	-	-	36,84	0,38	14,00
5	11,86	0,91	10,79	-	-	10,79	0,38	4,1
А-В-1-2	15,4	0,91	14,01	-	-	14,01	0,38	5,32
А-В-3-4	41,76	3,61	150,75	4	7,176	143,57	0,38	54,55
Всього								89,84

#### 4.1.4 Улаштування рулонної покрівлі

Улаштування покрівлі виконувати згідно робочих кресленнях з дотриманням норм і правил, передбачених ДБН В.2.6-14-97 "Покриття будівель

і споруд" і ДБН А.3.2-2-2009 "Техніка безпеки в будівництві" [2] і цієї технологічної карти.

До складу робіт входять:

- огрунтування плит покриття;
  - улаштування гідробар'єру в один шар;
  - улаштування керамзитового шару по ухилу ;
  - утеплювання мінеральними плитами;
  - улаштування стягувань;
  - улаштування підкладкового шару руберойду;
  - улаштування рулонних 3шарових покрівель.

#### **4.1.5 Улаштування підлог**

Ущільнення і бетонна підготовка. До улаштування бетонного підстиляючого шару виконують щебеневу підготовку шляхом ущільнення разровненого ґрунту щебенем до стану, що унеможливорює опади підлог, мотокатками ДУ- 97. Ґрунт основи перед укладанням бетонної суміші зволожують, щоб він не відсисав вологу з бетону під час його тверднення. Підстиляючий шар бетонують смугами шириною 3 м з використанням маякових рейок, які виставляють по нівеліру, оскільки їх рівень визначає рівень підлоги. Смуги бетонують через одну і ущільнюють поверхневими вібраторами. Лицьову поверхню бетону загладжують брезентовою стрічкою шириною 30 см. Бетон до місця укладання подають автобетононасосом СО-54.

Керамічні підлоги. До початку улаштування керамічних підлог готують основу, ліквідовуючи на ній западини, вибоїни, різкі виступи і опуклості. Керамічну плитку укладають на шар еластичної клеєвої суміші "Ceresit CM 17", починаючи з установки по косинцю і рівню марок з плиток в кутах приміщень. Між марками, користуючись шнуром, рейкою і рівнем, настиляють маякові ряди по контуру приміщення, після чого укладають проміжні плитки. Товщина швів між плитками не повинна перевищувати 2 мм. Укладене плиткове покриття засипають вологою тирсою і оберігають від руху по ньому

до закріплення плиток покриття. Через 1-2 діб шви заповнюють еластичною клеєвою сумішшю “Ceresit CM 17 ”, надлишки його видаляють гумовим шпателем і вологим дрантям. Після схоплювання розчину в швах поверхню підлоги протирають вологим дрантям і промивають водою.

Лінолеум. До початку пристрою підлог з лінолеуму готують основу, ліквідовуючи на ній западини, вибоїни, різкі виступи і опуклості. Лінолеум укладають на звукоізоляційну підкладку і починають від глухої сторони до виходу з приміщення. До стін лінолеумне доводять на 1-1,5см для деформаційного розширення підлоги.

#### **4.1.6 Роботи обробного циклу**

Штукатурні роботи. Штукатурка поверхонь виробляється по заздалегідь провішеній поверхні по маякових смугах механізованим способом за допомогою розчинонасоса, що входить до складу штукатурної станції «Салют». Розчин наноситься в три шари, кожен наступний шар наноситься після затвердіння попереднього. Для тієї, що затерла накривочного шару використовуються затирочные шліфувальні машинки, що входять в нормокомплект штукатурного агрегату. Товщина штукатурки - 20 мм.

Облицювальні роботи. Після вивіряння поверхню розбивають на ряди для установки плиток. Укладання починають з установки чотирьох маякових плиток по кутах поверхні стіни. Якщо довжина стіни більше 4-х м, то між кутовими маяковими плитками встановлюють проміжні. Подальшу установку плиток виробляють по шнурах або шаблонах. Ширина швів між плитками має бути не більше 1 мм. Для витримки однорідності величини швів застосовуються дерев'яні клини.

Малярні роботи. До малярних робіт приступають після закінчення усіх загальнобудівельних і монтажних робіт, установки арматури електроосвітлення і слабкострумних проводок. Малярні роботи починаються з ґрунтування поверхні рідкими складами ґрунтовок, після чого виконується шпаклювання, спочатку часткове, а потім повна для загального вирівнювання поверхні. Шпаклівка наноситься за допомогою шпаклювального агрегату механізованим

способом. Після висихання шпаклювальний шар шліфують шліфувальними кругами, шкіркою або пемзою до отримання гладкої поверхні. Закінчивши усі підготовчі операції, приступають до нанесення лицьового шару забарвлення. Для нанесення водних складів застосовується електричний або ручний фарбопульт, для масляних складів - пневматичні установки з пістолетами-фарборозпилювачами.

## **4.2. Організація будівельного виробництва**

### **4.2.1. Умови організації і здійснення будівництва**

Будівництво побутово-адміністративного комплексу ведеться у весняно-осінній період.

Коротка характеристика ділянки будівництва. Рельєф місцевості спокійний Сфера застосування - 1 кліматичний район.

Земельна ділянка, відведена під будівництво пов'язаний з існуючими дорогами, що забезпечує доставку матеріалів автотранспортом до 30 км. Під'їзні дороги і внутрішньобудівельні заздалегідь покращуються гранульованим шлаком в підготовчий період, надалі їх використовують під постійні дороги і майданчики.

У підготовчий період виробляється повна інженерна підготовка будівництва, обладналося побутове містечко і тимчасові приміщення адміністративного, господарсько-складського характеру. Доставка конструкцій виробляється автотранспортом.

Будівельний майданчик забезпечується електроенергією від існуючої заводської мережі, для водопостачання влаштовується тимчасове водовідведення з тупиковою розводкою від існуючого водопроводу.

При устаткуванні будівельного майданчика враховуються вимоги і норми проектування будівельних майданчиків, використовуваних при проектуванні будгенпланів. Початок будівництва у 2025 році.

#### **4.2.2. Рішення по технологічній послідовності і методам виробництва робіт**

При підготовці території будівельного майданчика в підготовчий період виконати вертикальне планування, підвести тимчасові дороги, водопостачання, електропостачання, обладнати складські майданчики, побутове містечко, захистити територію інвентарною огорожею.

Земляні роботи виконувати послідовно за допомогою одноковшового екскаватора ЕО- 4121 з навісним устаткуванням "зворотна лопата". Зворотну засипку виробляти після улаштування фундаменту бульдозером ДЗ- 42 з пошаровим ущільненням відсипаного ґрунту пневмотрамбовками ТР- 1.

Зведення надземної частини будівлі виробляти після зворотної засипки. Роботи виробляти потоковим методом. Будівлю розбити на захватки. Як захватки прийняти один поверх.

Після закінчення зведення надземної частини будівлі виконуються покрівельні роботи. Подача матеріалів на покрівлю здійснюється щогловим підйомником ТП- 9, встановленим на торці будівлі. Під час пристрою рулонної покрівлі забороняється виконання зовнішніх робіт.

Подача матеріалів і механізоване нанесення штукатурних шарів виконується за допомогою штукатурної станції «Салют».

Після виконання штукатурних робіт виконати роботи по пристрою мозаїчних і керамічних підлог. Подачу розчину на робочі місця виробляти бетононасосом СО- 57.

По закінченню усіх видів мокрих обробних робіт виконується забарвлення поверхонь клейовими і масляними складами за допомогою нормокомплекта механізованого інструменту, що входить до складу малярної станції СО- 115.

Після закінчення покрівельних робіт, виконується роботи з улаштування вентильованого фасаду. Роботи виконувати з лісів.

Після закінчення зовнішніх обробних робіт виконати пристрій отмостки і благоустрій території з озелененням.

#### **4.2.3. Об'єми будівельно-монтажних робіт і їх трудомісткість**

Об'єми загальнобудівельних робіт основного періоду підраховуються на підставі архітектурно-будівельних креслень проекту і специфікацій збірних конструкцій в одиницях виміру, прийнятих в ДБН Д.2.2-15-99.

Об'єми спеціальних будівельно-монтажних робіт визначаються в процентному відношенні до трудомісткості загальнобудівельних робіт: сантехнічні роботи - 3%, електромонтажні роботи - 3%, слабкострумові роботи - 1%, озеленення - 0,5%, благоустрій - 1%. Тривалість роботи по задачі об'єкту в експлуатацію приймається рівним 3 дням. Підрахунок об'ємів робіт ведемо в табличній формі.

Таблиця 4.13 Зведена відомість підрахунку робіт

Найменування робіт	Од. вим.	Об'єм	Формула підрахунку
1	2	3	4
<b>Нульовий цикл</b>			
Розробка ґрунту у відвал екскаватором «зворотня лопата» з ковшем вмісткістю 0,5 м <sup>3</sup> , група ґрунтів 2	1000 м <sup>3</sup>	0,7	Див. земляні роботи
Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами однокошовими дизельними на гусеничному ході з ковшем місткістю 0,5 м <sup>3</sup> , група ґрунтів 2	1000 м <sup>3</sup>	0,5	Див. земляні роботи
Розробка ґрунту вручну в траншеях шириною понад 2 м і котлованах площею перерізу до 5 м <sup>2</sup> з кріпленнями при глибині траншей і котлованів до 2 м, група ґрунтів 2	100 м <sup>3</sup>	0,2	Див. земляні роботи
Улаштування основи під фундам. піщаної	м <sup>3</sup>	17,34	Див. земляні роботи
Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій до 1,5 т	100шт.	2,61	Див. арк.7
Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 1 шар	100 м <sup>2</sup>	1,02	Див. земляні роботи
Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні бетону	100 м <sup>2</sup>	1,22	Див. земляні роботи

продовження таблиці 4.13

Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група	1000 м <sup>3</sup>	0,23	Див. земляні роботи
---	---------------------	------	---------------------

грунтів 2			
Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 2	100 м <sup>3</sup>	2,3	Див. земляні роботи
<b>Надземна частина</b>			
Мурування зовнішніх простих стін з цегли при висоті поверху до 4 м	м <sup>3</sup>	407,54	Див. відом. цеглян. кладки
Мурування внутрішніх стін з цегли при висоті поверху до 4 м	м <sup>3</sup>	212,77	Див. відом. цеглян. кладки
Мурування перегородок армованих з цегли товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху до 4 м	100 м <sup>2</sup>	8,35	Див. відом. цеглян. кладки
Улаштування перемичок при найбільшій масі монтуемого елемента до 5т і масі перемичок від 0,3 до 0,7т	100 шт.	1,81	Див. таб. 1.6
Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м <sup>2</sup>	100 шт.	1,5	Див. таб. 1.6
Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування перекриттів ребристих з площею між осями колон понад 5 м <sup>2</sup> до 10 м <sup>2</sup> , товщина, мм до 100	100 м <sup>3</sup>	0,077	Див. таб. 4.10
Збирання і розбирання риштувань висотою до 6 м під опалубку ребристих перекриттів і окремих балок, стійки інвентарні розсувні	100м	0,396	Див. таб. 4.10
Встановлення арматурних сіток і каркасів в перекриттях за допомогою крана, діаметр арматури більше 16-32 мм, маса елемента, кг до 300	т	1,107	Див. таб. 4.10
Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в бадях. Плити і ребристі перекриття з одинарною арматурою [включаючи балки і прогони] при площі між балками понад 10 до 20 м <sup>2</sup>	100 м <sup>3</sup>	0,077	Див. таб. 4.10
Установлення сходових площадок масою більше 1 т	100 шт.	0,1	Див. таб. 1.6
Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1 т	100 шт.	0,1	Див. таб. 1.6

продовження таблиці 4.13

1	2	3	4
Улаштування пароізоляції прокладної в один шар ROCKWOOL	100 м <sup>2</sup>	4,71	Див. арк.4
Утеплення покриття керамзитом	100 м <sup>2</sup>	4,71	Див. арк.4
Утеплення покриттів плитами DACHROCK	100 м <sup>2</sup>	4,71	Див. арк.4
Улаштування стягувань цементно-пісчаних стягувань	100 м <sup>2</sup>	4,71	Див. арк.4

Улаштування додаткового шару покрівельних рулонних матеріалів на бітумній мастиці		100 м <sup>2</sup>	4,71	Див. арк.4
Улаштування покрівель скатних в 3 шари з рулонних матеріалів на бітумній мастиці		100 м <sup>2</sup>	4,71	Див. арк.4
Улаштування примикань рулонних і мастичних покрівель до стін і парапетів висотою більше 600 мм з одним фартухом		100м	1,16	Див. арк.4
Улаштування вітражей	1	100 м <sup>2</sup>	0,13	Див. табл. 1.7
	2		0,13	Див. табл. 1.7
	3		0,13	Див. табл. 1.7
Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками	1	100 м <sup>2</sup>	0,402	Див. табл. 1.7
	2		0,669	Див. табл. 1.7
	3		0,536	Див. табл. 1.7
	т.п.		0,031	Див. табл. 1.7
Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м <sup>2</sup>	1	100 м <sup>2</sup>	0,27	Див. табл. 1.7
	2		0,19	Див. табл. 1.7
	3		0,18	Див. табл. 1.7
	т.п.		0,033	Див. табл. 1.7
Установлення дверних блоків у перегородках, площа прорізу до 3 м <sup>2</sup>	1	100 м <sup>2</sup>	0,25	Див. табл. 1.7
	2		0,21	Див. табл. 1.7
	3		0,27	Див. табл. 1.7
Штукатурення внутрішніх поверхонь стін поліпшене	1	100 м <sup>2</sup>	12,7	Див. табл. 1.9
	2		11,46	Див. табл. 1.9
	3		11,7	Див. табл. 1.9
	т.п.		1,56	Див. табл. 1.9
Штукатурення поліпшене по сітці без улаштування каркасу стель	1	100 м <sup>2</sup>	4,25	Див. табл. 1.9
	2		3,84	Див. табл. 1.9
	3		3,87	Див. табл. 1.9
	т.п.		0,34	Див. табл. 1.9
Ущільнення ґрунту щебенем	1	100 м <sup>2</sup>	4,25	Див. табл. 1.8
Улаштування ущільнених трамбівками підстилаючих бетонних шарів	1	100 м <sup>2</sup>	4,25	Див. табл. 1.8

продовження таблиці 4.13

1		2	3	4
Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	1	100 м <sup>2</sup>	2,85	Див. табл. 1.8
	2		4,82	Див. табл. 1.8
	3		6,19	Див. табл. 1.8
	т.п.		0,68	Див. табл. 1.8
Улаштування гідроізоляції	1	100 м <sup>2</sup>	1,22	Див. табл. 1.8
	2		1,56	Див. табл. 1.8

	3		1,56	Див. табл. 1.8
	т.п.		0,34	Див. табл. 1.8
Улаштування утеплювача	1	100 м <sup>2</sup>	0,82	Див. табл. 1.8
	2		1,56	Див. табл. 1.8
	3		1,47	Див. табл. 1.8
Оздоблювальне шпаклювання стін ручним способом шпаклівкою "Ветоніт"	1	100 м <sup>2</sup>	10,72	Див. табл. 1.9
	2		9,25	Див. табл. 1.9
	3		9,68	Див. табл. 1.9
	т.п.		1,56	Див. табл. 1.9
Оздоблювальне шпаклювання стель ручним способом шпаклівкою "Ветоніт"	1	100 м <sup>2</sup>	4,25	Див. табл. 1.9
	2		3,84	Див. табл. 1.9
	3		3,87	Див. табл. 1.9
	т.п.		0,34	Див. табл. 1.9
Високоякісне фарбування стін по штукатурці полівінілацетатними водоемульсійними сумішами	1	100 м <sup>2</sup>	10,72	Див. табл. 1.9
	2		9,25	Див. табл. 1.9
	3		9,68	Див. табл. 1.9
	т.п.		1,56	Див. табл. 1.9
Високоякісне фарбування стель по штукатурці полівінілацетатними водоемульсійними сумішами	1	100 м <sup>2</sup>	4,25	Див. табл. 1.9
	2		3,84	Див. табл. 1.9
	3		3,87	Див. табл. 1.9
	т.п.		0,34	Див. табл. 1.9
Гладке облицювання стін з установленням плиток туалетної гарнітури плитками керамічними	1	100 м <sup>2</sup>	1,98	Див. табл. 1.9
	2		2,21	Див. табл. 1.9
	3		2,02	Див. табл. 1.9
Улаштування покриття з ліноліуму	1	100 м <sup>2</sup>	0,82	Див. табл. 1.8
	2		1,56	Див. табл. 1.8
	3		1,47	Див. табл. 1.8
Улаштування покриття на бітумній мастиці з плиток керамічних багатоколірних	1	100 м <sup>2</sup>	1,22	Див. табл. 1.8
	2		1,56	Див. табл. 1.8
	3		1,56	Див. табл. 1.8
	т.п.		0,34	Див. табл. 1.8

продовження таблиці 4.13

1	2	3	4	
Улаштування покриття мозаїчного із бою мармурових плит [типу "брекчія"]	1	100 м <sup>2</sup>	2,22	Див. табл. 1.8
	2		0,14	Див. табл. 1.8
	3		1,69	Див. табл. 1.8
Улаштування вимощення	100 м <sup>2</sup>	1,04	-	
Улаштування термофасаду	100 м <sup>2</sup>	10,33	Див. табл. 1.9	

Підрахунок трудомісткості робіт виконаний відповідно до нормативів трудомісткості будівельно-монтажних робіт відповідно до ДБН Д.2.2-15-99 в табличній формі.

Таблиця 4.14 Відомість трудовитрат

Обгрунтування РЭСН	Найменування робіт	Одиниц. вимір.	Кількість	Витрати праці працюючих	
				на один. вмір. люд-год	на весь об'єм люд-дн
1	2	3	4	5	6
1-12-14	Розробка ґрунту у відвал екскаватором «зворотня лопата» з ковшем вмiскістю 0,5 м <sup>3</sup> , група ґрунтів	1000 м <sup>3</sup>	0,7	19,55	1,71
1-17-14	Розроблення ґрунту з навантаженням на автомобілі-самоскиди екскаваторами однокошовими дизельними на гусеничному ході з ковшем місткістю 0,5 м <sup>3</sup> , група ґрунтів 2	1000 м <sup>3</sup>	0,5	22,1	1,38
1-163-2	Розробка ґрунту вручну в траншеях шириною понад 2 м і котлованах площею перерізу до 5 м <sup>2</sup> з кріпленнями при глибині траншей і котлованів до 2 м, група ґрунтів 2	100 м <sup>3</sup>	0,2	396,1	9,90
8-3-1	Улаштування основи під фундаменти піщаної	м <sup>3</sup>	20	1,23	3,08
7-1-2	Укладання блоків і плит стрічкових фундаментів при глибині котлована до 4 м, маса конструкцій до 1,5 т	100шт.	2,61	118,47	38,65
8-4-2	Гідроізоляція стін, фундаментів горизонтальна обклеювальна в 1 шар	100 м <sup>2</sup>	1,02	22,59	2,88

продовження таблиці 4.14

1	2	3	4	5	6
8-4-5	Гідроізоляція стін, фундаментів бічна обмазувальна бітумна в 2 шари по вирівненій поверхні бетону	100 м <sup>2</sup>	1,22	73,94	11,28
1-27-2	Засипка траншей і котлованів бульдозерами потужністю 59 кВт [80 к.с.] з переміщенням ґрунту до 5 м, група ґрунтів 2	1000 м <sup>3</sup>	0,23	13,7	0,39
1-134-1	Ущільнення ґрунту пневматичними трамбівками, група ґрунтів 2	100 м <sup>3</sup>	2,3	18,36	5,28
8-6-1	Мурування зовнішніх простих стін з цегли при висоті поверху до 4 м	м <sup>3</sup>	407,54	7,17	365,26

8-6-7	Мурування внутрішніх стін з цегли при висоті поверху до 4 м	м <sup>3</sup>	212,77	6,92	184,05
8-7-3	Мурування перегородок армованих з цегли товщиною в 1/2 цегли при висоті поверху до 4 м	100 м <sup>2</sup>	8,35	225,94	235,82
7-11-1	Улаштування перемичок при найбільшій масі монтуючого елемента до 5т і масі перемичок від 0,3 до 0,7т	100 шт.	1,81	117,89	26,67
7-45-2	Укладання панелей перекриття з обпиранням на дві сторони площею до 10 м <sup>2</sup>	100 шт.	1,5	387,15	72,59
6-50-48	Збирання і розбирання дерев'яної щитової опалубки для улаштування перекриттів ребристих з площею між осями колон понад 5 м <sup>2</sup> до 10 м <sup>2</sup> , товщина, мм до 100	100 м <sup>3</sup>	0,077	640,58	6,17

продовження таблиці 4.14

1	2	3	4	5	6
6-59-1	Збирання і розбирання риштувань висотою до 6 м під опалубку ребристих перекриттів і окремих балок, стійки інвентарні розсувні	100м	0,396	36,38	1,80
6-61-15	Встановлення арматурних сіток і каркасів в перекриттях за допомогою крана, діаметр арматури більше 16-32 мм, маса елемента, кг до 300	т	1,107	12,65	1,75
6-65-15	Укладання бетонної суміші в конструкції кранами в баддях. Плити і ребристі перекриття з одинарною арматурою [включаючи балки і прогони] при площі між балками понад 10 до 20 м <sup>2</sup>	100 м <sup>3</sup>	0,077	199	1,92
7-47-2	Установлення сходових площадок масою більше 1 т	100 шт.	0,1	343,65	4,30
7-47-4	Установлення сходових маршів без зварювання масою більше 1	100 шт.	0,1	340,8	4,26

12-20-1	Улаштування пароізоляції обклеювальної в один шар ROCKWOOL	100 м <sup>2</sup>	4,71	14,69	8,65
12-19-2	Утеплення покриття керамзитом	м <sup>3</sup>	28,26	4,28	15,12
12-18-3	Утеплення покриттів плитами DACHROCK	100 м <sup>2</sup>	4,71	63,67	37,49
12-22-1	Улаштування стягувань цементно-пісчаних стягувань	100 м <sup>2</sup>	4,71	38,39	22,60
12-1-7	Улаштування додаткового шару покрівельних рулонних матеріалів на бітумній мастиці	100 м <sup>2</sup>	4,71	9,17	5,40
12-1-5	Улаштування покрівель скатних в 3 шари з рулонних матеріалів на бітумній мастиці	100 м <sup>2</sup>	4,71	30,97	18,23
12-7-2	Улаштування примикань рулонних і мастичних покрівель до стін і парпетів висотою більше 600 мм з одним фартухом	100м	1,16	66,36	9,62

продовження таблиці 4.14

1	2	3	4	5	6	
10-20-4	Улаштування вітражей	1	100 м <sup>2</sup>	0,13	87,22	1,42
		2		0,13		1,42
		3		0,13		1,42
10-20-3	Заповнення віконних прорізів готовими одинарними блоками	1	100 м <sup>2</sup>	0,402	192,61	9,68
		2		0,669		16,11
		3		0,536		12,90
		т. п		0,031		0,75
10-26-1	Установлення дверних блоків у зовнішніх і внутрішніх прорізах кам'яних стін, площа прорізу до 3 м <sup>2</sup>	1	100 м <sup>2</sup>	0,27	142,04	4,79
		2		0,19		3,37
		3		0,18		3,20
		т. п		0,033		0,59
10-26-3	Установлення дверних блоків у перегородках, площа прорізу до 3 м <sup>2</sup>	1	100 м <sup>2</sup>	0,25	181,7	5,68
		2		0,21		4,77
		3		0,27		6,13
15-61-3	Штукатурення внутрішніх поверхонь стін поліпшене	1	100 м <sup>2</sup>	12,7	122,1	193,83
		2		11,46		174,91
		3		11,7		178,57
		т. п		1,56		23,81
15-61-4	Штукатурення поліпшене	1	100 м <sup>2</sup>	4,25	123,75	65,74

	по сітці без улаштування каркасу стель	2		3,84		59,40
		3		3,87		59,86
		т. п		0,34		5,26
11-1-2	Ущільнення ґрунту щебенем	1	100 м <sup>2</sup>	4,25	10,73	5,70
11-2-9	Улаштування ущільнених трамбівками підстиляючих бетонних шарів	1	100 м <sup>2</sup>	4,25	5,78	3,07
11-11-1	Улаштування стяжок цементних товщиною 20 мм	1	100 м <sup>2</sup>	2,85	56,25	20,04
		2		4,82		33,89
		3		6,19		43,52
		т. п		0,68		4,78
11-4-1	Улаштування гідроізоляції	1	100 м <sup>2</sup>	1,22	65,73	10,02
		2		1,56		12,82
		3		1,56		12,82
		т. п		0,34		2,79
11-9-1	Улаштування утеплювача	1	100 м <sup>2</sup>	0,82	40,76	4,18
		2		1,56		7,95
		3		1,47		7,49

продовження таблиці 4.14

1	2	3	4	5	6	
15-183-4	Оздоблювальне шпаклювання стін ручним способом шпаклівкою "Ветоніт"	1	100 м <sup>2</sup>	10,72	65,0	87,10
		2		9,25		75,16
		3		9,68		78,65
		т. п		1,56		12,68
15-183-5	Оздоблювальне шпаклювання стель ручним способом шпаклівкою "Ветоніт"	1	100 м <sup>2</sup>	4,25	85,7	45,53
		2		3,84		41,14
		3		3,87		41,46
		т. п		0,34		3,64
15-180-7	Високоякісне фарбування стін по штукатурці полівінілацетатними водоемульсійними сумішами	1	100 м <sup>2</sup>	10,72	103,12	138,18
		2		9,25		119,23
		3		9,68		124,78
		т. п		1,56		20,11
15-180-8	Високоякісне фарбування стель по штукатурці полівінілацетатними водоемульсійними сумішами	1	100 м <sup>2</sup>	4,25	134,14	71,26
		2		3,84		64,39
		3		3,87		64,89
		т. п		0,34		5,70

15-17-3	Гладке облицювання стін з установленням плиток туалетної гарнітури плитками керамічними	1	100 м <sup>2</sup>	1,98	343,2	84,94
		2		2,21		94,81
		3		2,02		86,66
11-48-1	Улаштування покриття з ліноліуму	1	100 м <sup>2</sup>	0,82	71,6	7,34
		2		1,56		13,96
		3		1,47		13,16
11-28-2	Улаштування покриття на бітумній мастиці з плиток керамічних багатоколірних	1	100 м <sup>2</sup>	1,22	183,28	27,95
		2		1,56		35,74
		3		1,56		35,74
		т. п		0,34		7,79
11-17-1	Улаштування покриття мозаїчного із бою мрамурових плит [типу "брекчія"]	1	100 м <sup>2</sup>	2,22	205,4	57,00
		2		0,14		3,59
		3		1,69		43,39
1-145-5	Планування площ ручним способом (улаштування корита), група ґрунтів 2		100 м <sup>2</sup>	1,04	209,1	27,18

1	2	3	4	5	6
27-56-1	Улаштування основи під тротуари з цегляного або вапнякового щебеню товщиною 12 см	100 м <sup>2</sup>	1,04	38,15	4,96
27-55-1	Улаштування одношарових асфальтобетонних покриттів доріжок і тротуарів із литої дрібнозернистої асфальтобетон суміші товщиною 3 см	100 м <sup>2</sup>	1,04	22,61	2,94
15-267-1	Улаштування термофасадів за технологією «Interstone»	100 м <sup>2</sup>	10,33	295,34	381,36
	Електромонтажні роботи	%	3		120,64
	Санітарно-технічні роботи	%	3		120,64
	Слабкострумові роботи	%	1		40,21
	Озеленення території	%	0,5		20,11
	Благоустрій території	%	1		40,21
	Інші роботи	%	10		402,13
	<b>Всього</b>				<b>4765,24</b>

#### 4.2.4 Нормативна тривалість будівництва об'єкту

Нормативна тривалість будівництва об'єкту визначається відповідно до ДБН "Норми тривалості будівництва і заділу в будівництві підприємств, будівель і споруд".

Нормативна тривалість будівництва - 9 місяців, у тому числі тривалість підготовчого періоду - 1,5 місяця.

Початок будівництва - березень 2025 року.

Скорочення термінів будівництва приймається у розмірі 10% від нормативного.

#### **4.2.5 Будівельний генеральний план**

Будівельний генеральний план розроблений з метою вирішення питань раціонального використання будівельного майданчика, розташування виробничих установок, розміщення складського господарства, адміністративно-побутових приміщень, встановлення місця розташування і протяжності тимчасових доріг, мереж водопроводу, каналізації, енергопостачання і інших комунікацій, обслуговуючих будівництво.

Проектування будгенплану здійснюється в такій послідовності:

- розміщення і прив'язка будівельних машин і механізмів з вказівкою небезпечної зони виробництва робіт;
- прокладення трас загальномайданчикових і приоб'єктних автомобільних і залізних доріг;
- розміщення адміністративно-побутових будівель;
- розміщення складів, майданчиків укрупнительной зборки і будівель виробничого призначення;
- розміщення мереж тимчасового електропостачання, водопостачання, каналізації, тепlopостачання

Усі елементи тимчасового будівельного господарства на будгенплані відображені умовними позначеннями.

На будгенплан нанесені позначення типів і марок будівельних машин і механізмів, прийнятих для виробництва будівельно-монтажних робіт, їх зони обслуговування і небезпечні зони.

Зона обслуговування крану визначається максимальним необхідним вильотом крюка і максимальною робочою ділянкою шляху крану, небезпечна зона, рівна максимальному вильоту крюка крану плюс 7 м, при висоті падіння

вантажу до 20 м. Тимчасові внутрішньобудівельні автомобільні дороги запроектовані по трасах постійних доріг за кільцевою схемою. Відстань від кромки узбіччя внутрішньобудівельних автомобільних доріг до складських майданчиків приймаються рівним 2 м

Розміщення складів на будгенплані пов'язане з наявністю під'їзних доріг, під'їздів від основних трас доріг до місць приймання і розвантаження матеріалів. До складів передбачається вільний під'їзд засобів зовнішнього і внутрішнього транспорту і підведення ліній електроосвітлення. Склади повинні розміщені від краю дороги на 2 м При складуванні виробів, конструкцій і деталей передбачені подовжні і поперечні проходи шириною 0,7 м і через кожні 25-30 м довжини складу.

Адміністративні і побутові будівлі розміщені на будгенплані компактно, згруповані в побутове містечко. При виборі розміщення побутового містечка враховані наступні чинники:

- максимальне наближення до об'єкту, що будується, ліній комунікацій, пункту живлення та ін.;
- наявність зручних майданчиків під містечко, під'їзних шляхів, переходів;
- мінімальна кількість переміщень містечка за увесь період будівництва.

#### **4.2.6 Розрахунок площ тимчасових будівель і споруд**

##### **Розрахунок численності працюючих**

Кількість працюючих, на будівельному майданчику розраховується за формулою:  $N_{\text{прац}} = (N_{\text{робоч}} + N_{\text{ігр}} + N_{\text{сл}} + N_{\text{моп}}) \times K$ ; де  $N_{\text{робоч}}$  - кількість робочих. Приймається по максимальному значенню графіку руху робочої сили.

$N_{\text{ігр}}$  - кількість інженерно-технічних робітників.

$N_{\text{сл}}$  - кількість службовців.

$N_{\text{моп}}$  - кількість молодшого обслуговуючого персоналу.

$K$  - коефіцієнт враховуючий тимчасову відсутність працюючих, практикантів-екскурсантів. „ $K$ ” приймається рівним  $K = 1,05-1,06$ .

Співвідношення категорії працюючих, %

Таблиця 4.17

Вид будівництва	Робочі	ІТР	Службовці	МОП
Адміністратив.	85	8	5	2

Кількість службовців, ІТР, МОП визначаємо за існуючими нормами у процентному співвідношенні до кількості працюючих.

Визначаємо попередню кількість працюючих на будівельному майданчику.

$$N_{\text{прац.}} - 100\%$$

$$N_{\text{робоч.}} - 85\% \text{ ,де } N_{\text{робоч.}} = 48 \text{ люд. - з графіку руху робочої сили}$$

$$N_{\text{прац.}} = (48 \times 100) / 85 = 57 \text{ люд.}$$

Визначаємо кількість ІТР згідно пропорції

$$N_{\text{ітр}} - 8\%$$

$$N_{\text{прац.}} - 100\%$$

$$N_{\text{ітр}} = (57 \times 8) / 100 = 5 \text{ люд.}$$

Визначаємо кількість службовців

$$N_{\text{сл.}} = (57 \times 5) / 100 = 3 \text{ люд.}$$

Визначаємо кількість молодшого обслуговуючого персоналу.

$$N_{\text{моп}} = (57 \times 1) / 100 = 2 \text{ люд.}$$

Визначаємо кінцеву кількість працюючих

$$N_{\text{прац.}} = (48 + 5 + 3 + 3) \times 1,05 = 61 \text{ люд.}$$

### **Розрахунок площ тимчасових будівель**

Для створення приємлимих умов роботи на будівельному майданчику передбачаємо тимчасові будівлі адміністративно-побутового і санітарно-технічного призначення.

Розрахунок потрібних площ тимчасових будівель виконуємо за формулою:

$$F = f \times N_1, \text{ де } f - \text{нормативна площа на одну людину, що користується}$$

приміщенням.

$N_1$  - кількість людей, що користується даним приміщенням.

Розрахунок виконуємо в табличній формі

Таблиця 4.18

Найменування	Кільк.	% людей, що	Площа, м <sup>2</sup>	Прийнят.	Тип будівлі,
--------------	--------	-------------	-----------------------	----------	--------------

тимчасових будівель	робітн або їх категор.	користуються даним приміщен.	на 1 люд.	загальна	площа приміщ., розмір у плані	шифр типового проекту
1	2	3	4	5	6	7
Прорабська	8	50	4	16	16,7	Контейнерна 6,0x3,0x2,3м
Диспечерська	61	50	0,75	22,88	26	Пересувна 6,7x3,95x2,8м
Гардероб	48	100	0,9	43,2	33	Пересувна 11,1x3,2x3м
					14,4	Контейнерна 6,0x2,7x2,3м
Душова	48	100	0,82	39,36	22	Контейнерне 9,0x2,7x2,3м
					18	Контейнерне 6,0x3,0x2,5
Кімната для прийняття їжі	61	70	0,25	10,68	19,8	Пересувна 7,3x2,7x2,3м
Приміщення для сушки одягу	48	100	0,2	9,6	12,5	Контейнерне 5,15x2,5x2,5
Туалет	61	100	0,14	8,54	5x2	Контейнерне 1,2x1,7x2,3

#### 4.2.7 Розрахунок тимчасових складських приміщень і майданчиків

На будівельному майданчику передбачені:

- відкриті майданчики для зберігання цеглини, збірних залізобетонних конструкцій і інших матеріалів і конструкцій, на які не впливають коливання температури і вологості;
- навіси для зберігання столярних виробів, рулонних матеріалів і т. д.;
- закриті склади опалювальні для зберігання лакофарбних матеріалів і не опалювальні для зберігання мінеральної вати, покрівельної сталі.

Розрахунок виконуємо за формулами в табличній формі;

$$1. P=(Q/T) \times n \times l \times K,$$

де Q - загальна потреба у матеріалах даного виду.

T - строк переробки даного матеріалу

n - норма запасу матеріалу у днях.

1 - коефіцієнт нерівномірності завозу матеріалу.

Приймається рівним 1,1.

К - коефіцієнт нерівномірності споживання матеріалів.

Приймається рівним 1,3.

Р - кількість матеріалу, що підлягає зберіганню.

$$2. F=P/V,$$

де F - корисна площа складу.

V - кількість матеріалу, що розміщується на 1 м<sup>2</sup> складу

Р - кількість матеріалу, що підлягає зберіганню.

$$3. S=F/V$$

де S - загальна площа складу.

V - коефіцієнт використання площі складу (з урахуванням проходів та проїздів).

Таблиця 4.19 Розрахунок тимчасових складських приміщень і майданчиків

Матеріали конструкції виробу	Одн. вимір.	Загальна потреба в матеріалах	Строк пере робки матеріалів	Добова потреба у матеріалах	Норма запасу матеріалу	Коефіц. нерівномір поста чання матеріалу	Коефіц. нерівномір споживання матеріалу	Мате ріал у складі	Норма зберіга ння на 1 м <sup>2</sup> складу	Корисна площа складу	Коефіц використання площі складу	Корис на площа складу	Розмір, Площа, тип, шифр, проекту	Засіб збері гання
		Q	T	Q/T	n	l	K	P	V	F	β	S		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Плити перекрит.	шт	150	75	0,19	5	1,1	1,3	1,49	0,6	2,48	0,7	3,54	S=120,0м <sup>2</sup> , 15,0x8,0м	Відкритий склад
Цегла	шт	277470	75	1245,6	5	1,1	1,3	9796,64	700	14,0	0,7	20,0		
З/б марши	шт	10	75	0,21	8	1,1	1,3	2,4	0,35	6,86	0,6	11,43		
З/б майд.	шт	10	75	0,04	8	1,1	1,3	0,46	0,35	1,31	0,6	2,18		
Металл	т	1,118	75	1,28	12	1,1	1,3	14,64	1,2	12,2	0,6	20,33		
Перемички	шт	181	75	0,22	5	1,1	1,3	1,73	0,9	1,92	0,7	2,74		
З/б блоки	шт	261	75	0,53	5	1,1	1,3	4,17	0,5	8,34	0,7	11,91		
<b>Всього</b>												<b>113,43</b>		
Вікна,	м <sup>2</sup>	202,8	16	45,59	8	1,1	1,3	521,55	45	11,59	0,6	19,32	S=144м <sup>2</sup> , 12,0x12,0x3,5 Збірно-розбіркове	Повітка
Двері	м <sup>2</sup>	140,3	16	11,69	8	1,1	1,3	133,73	44	3,04	0,6	5,07		
Куски мармуру	м <sup>2</sup>	324	22	0,55	8	1,1	1,3	6,29	2	3,145	0,6	5,24		
Руберойд	м <sup>2</sup>	2367	22	59,27	8	1,1	1,3	678,05	360	1,88	0,6	3,14		
Утеплюв. стін	м <sup>3</sup>	54,25	32	4,54	5	1,1	1,3	35,71	1,6	22,32	0,6	37,2		
Утеплюв. пок.	м <sup>3</sup>	56,52	22	4,75	5	1,1	1,3	37,36	1,6	23,35	0,6	38,92		
Утеплюв. підл.	м <sup>3</sup>	23,4	43	2,69	5	1,1	1,3	21,16	1,6	13,24	0,6	22,04		
<b>Всього</b>												<b>130,93</b>		
Стеля	м <sup>2</sup>	291	16	0,88	8	1,1	1,3	10,07	200	0,05	0,7	0,07	S=54,5 м <sup>2</sup> , 2шт. 11,1x3,2x3,9 8,2x3,0x2,3 переміжне	Закритий склад
Кераміч. плитка	м <sup>2</sup>	1089	33	30,51	8	1,1	1,3	349,03	80	4,36	0,7	6,23		
Хімік.-паскат.	т	15,16	81	0,19	12	1,1	1,3	3,26	0,6	5,43	0,7	7,76		
Лінолеум	м <sup>2</sup>	397,2	36	34,83	8	1,1	1,3	398,46	200	1,99	0,6	3,32		
<b>Всього</b>												<b>50,57</b>		

#### 4.2.8 Організація і розрахунок тимчасового водопостачання

Забезпечення будівельного майданчика водою передбачається з тимчасового водопроводу, який підключається до існуючого водопроводу. Для протипожежних цілей проектується на території майданчика постійний водопровід з пожежними гідрантами, які можуть використовуватися в період будівництва.

Розведення тимчасового водопроводу по будівельному майданчику виконуємо з урахуванням всіх споживачів води. На будівельному майданчику вода витрачається на наступні потреби:

1. виробничі (для цих цілей встановлюємо водорозбірну колонну).
2. господарчо-питні.
3. роботу душевого установа
4. витрати води на пожежо-тушіння не враховуємо тому, що пожежний гідрант встановлено на постійному водопроводі.

Розрахунок потреби будівельного майданчика у воді зводиться до визначення діаметру тимчасового водопроводу за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4Q_{\text{обш}}}{1000\pi v}};$$

де Q- розрахункові секундні витрати води у літрах

V- швидкість води в трубах.

У свою чергу  $Q = q_v + q_{г-п} + q_{заг}$ ;

де  $q_v, q_{г-п}, q_{заг}$  - секундні витрати води на відповідні роботи

Тимчасовий водопровід прокладено на глибині 1,10м

Для розрахунку  $q_v$  об'єм виконання монолітного бетонування каркасу в об'ємі 640,101 м<sup>3</sup> з потребою у воді 300л на 1м<sup>3</sup>. Роботи виконуються за 75 днів. Добовий темп виконання робіт складає 8,53 м<sup>3</sup>. Потреба у воді- 85,3х300=2560,4 л.

$$q_v = (1,5 \times 2560,4) / (8 \times 3600) = 0,13 \text{ л/с}$$

$$q_{г-п} = \pi \cdot \left( \frac{n_1 \cdot k_2}{8 + n_2 \cdot k_3} \right) / 3600$$

$$q_{г-п} = (48/3600) \times ((15 \times 3/8) + 40 \times 0,5) = 0,34 \text{ л/с}$$

$$q_{заг.} = 0,5 \times (q_{вх} + q_{г-п}) = 0,5 \times (0,13 + 0,34) = 0,24 \text{ л/с} = 0,24 \times 10^{-3} \text{ м}^3/\text{с}$$

$$D = (4 \times 0,24 \times 10^{-3} / 3,14 \times 1,2)^{1/2} = 0,015 \text{ м}$$

Приймаємо діаметр труб - 32 мм для тимчасового виробничо-господарського водопроводу.

Оскільки поблизу об'єкту, що будується, на відстані, що задовольняє вимогам пожежної безпеки, на постійному водопроводі встановлені пожежні гідранти, то розрахунок води на пожежогашінню не вироблюваний.

#### **4.2.9 Розрахунок потреби будівельного майданчика в електроенергії**

Електроенергія на будівельному майданчику споживається на живлення машин, тобто виробничих потреб, для зовнішнього і внутрішнього освітлення і на технологічні потреби.

Постачання електроенергії на будівельний майданчик здійснюємо від існуючої електромережі через тимчасову підстанцію.

Розводку електромережі по будівельному майданчику виконуємо з урахуванням наступних потреб будівництва:

1. для забезпечення роботи машин і механізмів.
2. для внутрішнього освітлення побутових і складських приміщень.
3. для освітлення фронту робіт, відкритих складів, проходів і проїздів.
4. для роботи зварювальних апаратів.

Витрати електроенергії на технологічні потреби не передбачаються

1. Розведення силової електромережі виконуємо електрокабелем, котрий підводимо до споруди яка будується і закінчуємо розподільчим щитом.

2. Освітлювальну електромережу проводимо уздовж огорожі на стовпах, побутові приміщення, закритий склад і повідка підключаємо до повітряної електромережі

3. Розрахунок потреби майданчика в електромережі зводиться до визначення

Потужності трансформаторної підстанції.

$$P_{\text{заг}} = 1,1((\Sigma P_c / \cos\phi) \times K_1 + \Sigma P_{\text{ов}} \times K_2 + \Sigma P_{\text{оз}} \times K_3 + \Sigma P_{\text{за}} \times K_4),$$

де  $\Sigma P_c$  - сумарна потужність силових установ

$\Sigma P_{\text{ов}}$  - сумарна потужність, що споживається на внутрішнє освітлення

$\Sigma P_{\text{оз}}$  - сумарна потужність, що споживається на зовнішнє освітлення

$\Sigma P_{\text{за}}$  - сумарна потужність, що споживається на роботу зварювальних.

Апаратів;

$K_1; K_2; K_3; K_4$  - коефіцієнти попиту.

$\cos\phi$  - коефіцієнт потужності.

Таблиця 4.20 Виробничі потужності

Найменування	Кількість	Потужність, кВт	Загальна потужність, кВт
1	2	3	4
Кран	1	65,3	65,3
			65,3

Для технологічних потреб приймаємо зварювальний трансформатор СТС-24 потужністю 54 кВт.

Таблиця 4.21 Потужності для внутрішнього і зовнішнього освітлення

Найменування споживачів	Од. вим.	Кількість	Норма на од. кВт	Загальна потуж, кВт
1	2	3	4	5
<b>Внутрішнє освітлення</b>				
прорабська	100 м <sup>2</sup>	0,2	1,5	0,3
битові приміщення	100 м <sup>2</sup>	1,647	1	1,65
закриті склади і повітка	100 м <sup>2</sup>	1,985	0,3	0,6
<b>Всього</b>				<b>2,55</b>
<b>Зовнішнє освітлення</b>				
освітлення доріг	1000 м <sup>2</sup>	1,87	3	5,61
освітлення відкритого складу	1000 м <sup>2</sup>	0,12	0,6	0,07
освітлення будівельної площадки	1000 м <sup>2</sup>	10,72	0,35	3,75
<b>Всього</b>				<b>9,43</b>

Потужності трансформаторної підстанції.

$$P_{\text{заг}}=1,1((80,1 \times 0,6/0,7)+54 \times 0,4+2,55 \times 0,8+9,43 \times 0,9)=110,83 \text{ кВт}$$

Приймаємо силовий трансформатор КТПМ-180 с потужністю 35кВт

#### **4.2.10 Розрахунок штучного охоронного освітлення будівельного майданчика**

Кількість світильників для штучного освітлення підбирається залежно від освітлюваної площі і потужності ламп розжарювання.

Кількість світильників розраховується за формулою

$$N = \frac{E \cdot K \cdot S}{F \cdot n \cdot u \cdot z}, \text{ де}$$

E - нормована освітленість в люксах

K - коефіцієнт запасу, рівний 1,5;

S - освітлювана площа, м<sup>2</sup>;

F - світловий потік ламп розжарювання;

n - ККД прожектори (0,35-0,38);

u - коефіцієнт використання світлового потоку, рівний 0,9;

z - коефіцієнт нерівномірності освітлення, рівний 0,75

$$N=(9,85 \times 1,5 \times 10711,8)/(28000 \times 0,35 \times 0,9 \times 0,75)=7,96 \text{ шт.}$$

Приймаємо для освітлення будівельного майданчика 8 прожекторів з лампами розжарювання 1000 Вт типу «Н» - світильника зовнішнього світла з прозорим склом.

## **5. ОХОРОНА ПРАЦІ**

### **5.1 Заходи щодо охорони праці, передбачені в генеральному плані і будівельному генеральному плані**

Проектування генерального плану проводилося відповідно до вимог ДБН 360-92 «Містобудування. Планування та забудова міських та сільськогосподарських поселень». Будівництво проєктованого об'єкту ведеться в м. Луганськ.

Проектована будівля розташовується в центральній частині ділянки, відведеної під будівництво і орієнтовано головним входом (фасад 1 - 5) на Пд. Будівля розташована з навітряного боку по відношенню до промислової зони міста. Протипожежні розриви між проєктованою будівлею і існуючими будівлями залишає не менше 9 м для будівель II ступеня вогнестійкості. Категорія будівлі по вибухонебезпеці Д.

Щодо пануючих вітрів будівля зорієнтована так, що переважаючі вітру направлені в кут. Дані для побудови рози вітрів беремо відповідно до СНіП 2.01.01-82 "Будівельна кліматологія і геофізика. В процесі проектування будівлі враховані всі необхідні і передбачені санітарні і протипожежні розриви. Відстань від проєктованої будівлі до найближчого житлового масиву - 50 м.

На території ділянки передбачається посадка дерев, чагарників, газонів і клумб, а також пристрій майданчиків, що мостяться ж/б плитами, асфальтованих проїздів, набивних доріжок, освітлювальних ліхтарів, лавок і інших малих архітектурних форм.

Територія будівельного майданчика захищена огорожею з козирком заввишки 2 м. Тимчасові дороги кільця шириною 3,5 м, радіус закруглення дорогий 12 м. На будівельному майданчику розташовано 2 в'їзди-виїзди. Під'їзди і шляхи не мають зустрічного руху і забезпечують оптимальну пропускну спроможність автотранспорту.

У в'їзду на будмайданчик встановлені шлагбауми і схеми руху транспорту, а на узбіччях дорогий і проїздів добре видимі дорожні знаки, що регламентують порядок руху транспортних засобів, відповідно до Правил дорожнього руху. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць виробництва робіт обмежена до 10 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

Відповідно до ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення». Норми проектування" кількість прожекторів для штучного освітлення будівельного майданчика підбираємо залежно від освітлюваної площі і потужності ламп розжарювання. За наслідками розрахунку, приведеного в розділі ""Технології і організації будівельного виробництва", приймаємо 10 прожекторів. Тип прожектора ПЗР - 400, нормоване освітлення 2 лк.

Штучне освітлення санітарно-побутових приміщень і складів здійснюємо лампами розжарювання. Нормована освітленість складів 2 лк, санітарно-побутових приміщень 10 лк.

Для підключення машин і механізмів до системи електропостачання біля проектованої будівлі встановлений розподільний щит. Розрахунок потреби в електроенергії приведений в розділі "Технології і організації будівельного виробництва"

Тимчасові повітряні лінії електропередач розпладжені на висоті 6 м від землі.

Небезпечна зона для самохідного крана СКГ30/10 - 40 м позначена знаками безпеки і написами встановленої форми.

Відповідно до СНіП 2.09.04-87 "Адміністративних і побутових будівель" для створення комфортних умов робочим запроектовано побутове містечко, що складається з будівель адміністративно-побутового і санітарно-гігієнічного призначення: контора, гардеробні і вмивальні, душові, приміщення для сушки одягу і обігріву, кімната їди, убиральні.

Для зберігання матеріалів передбачені відкритий склад – матеріали, конструкції, що підлягають монтажу, закритий склад і навіс – матеріали, для яких згубні атмосферні дії і волога.

Намічені проїзди і під'їзди для підведення матеріалів і конструкцій, визначена їх ширина і характер покриття.

Відповідно до СНіН 2.04.02-84 "Водопостачання. Зовнішні мережі" на будівельному майданчику запроєктований тимчасовий водопровід від існуючого водопроводу. На будівельному майданчику вода витрачається на наступні потреби:

- виробничі - з пристроєм водорозбірної колонки;
- господарчо-побутові;
- робота душових установок;
- пожежогасіння.

Розрахунок потреби у воді будівельного майданчика приведений в розділі "Технології і організації будівельного виробництва"

Відповідно до СНіП 2.01.02-85 "Протипожежних норм проектування будівель і споруд" на будівельному майданчику передбачені наступні заходи пожежної безпеки:

- на території будівельного майданчика розташовують пожежний гідрант з радіусом дії 50 м;
- біля санітарно-побутових приміщень, навісу і закритого складу встановлені пожежні щити з пінними вогнегасниками ОПХ -10;

## **5.2 Основні рішення по охороні праці і техніці безпеки в технологічній карті на зведення надземної частини будівлі.**

Роботи на будівельному майданчику проводяться відповідно до вимоги ДБН А.3.2-2-2009 "Техніка безпеки в будівництві".

Згідно цьому нормативному документу при веденні робіт по цегляній кладці дотримані наступні вимоги:

- при переміщенні і подачі на робоче місце вантажопідйомними кранами цеглини застосовані піддони, контейнери і вантажозахватні механізми, що виключають падіння вантажу при підйомі.

- при кладці стінів будівель на висоту до 0,7м від робочого наздогнала і відстані від його рівня за стіною, що зводилася, до поверхні землі (перекриття) більш 1,3м застосовані засоби колективного захисту (пристрої, що захищають або уловлюючі) і запобіжні пояси.

- заборонена кладка зовнішніх стінів завтовшки до 0,75м в положенні стоячи на стіні. При товщині стінів більш 0,75м дозволено проводити кладку із стіни, застосовуючи запобіжний пояс, закріплений за страхувальний пристрій.

- заборонена кладка стінів за проектом подальшого поверху без установки конструкцій міжповерхового переkritтя, що несуть, а також майданчиків і маршів в сходових клітках.

- при кладці стінів заввишки більш 7м застосовані захисні козирки по периметру будівлі, що задовольняють наступним вимогам:

- ширина козирків не менше 1,5м, і вони встановлені з ухилом до стіни так, щоб кут, що утворюється між нижньою частиною стіни будівлі і поверхнею козирка, був  $110^\circ$ , а зазор між стіною будівлі і настилом козирка не перевищував 50мм;

- захисні козирки витримують рівномірно розподілене снігове навантаження, встановлене для даного кліматичного району і зосереджене навантаження не менше 1600Н (160кгс), прикладену в середині прольоту;

- перший ряд захисних козирків має суцільний настил на висоті не більш 6м від землі і зберігається до повного закінчення кладки стінів, а другий ряд, виготовлений суцільним або сітчастим з осередком не більш 50x50мм, -установлюється на висоті 6-7м над першим поряд, а потім по ходу кладки переставляється через кожні 6-7м.

Робочі, зайняті на установці, очищенні або знятті захисних козирків, працюють із запобіжними поясами. Ходити по козирках, використовувати їх як подмостей, а також складати на них матеріали заборонено.

Без пристрою захисних козирків допускається вести кладку стін заввишки до 7м з позначенням небезпечної зони по периметру будівлі.

Знімати тимчасові кріплення елементів карниза або облицювання стін тільки після досягнення розчином міцності, встановленої проектом.

Робочі місця, розташовані на відстані менш 3 м один від одного, розділені захисними екранами.

**Заходи безпеки при веденні монтажних робіт.** При веденні монтажних робіт враховані наступні вимоги:

На ділянці (захватке), де ведуться монтажні роботи, заборонено виконання інших робіт і знаходження сторонніх осіб.

При зведенні будівлі заборонено виконувати роботи, пов'язані із знаходженням людей в одній секції (захватке) на поверхах, над якими проводиться переміщення, установка і тимчасове закріплення елементів збірних конструкцій або устаткування.

Способи строповки елементів конструкцій і устаткування забезпечують їх подачу до місця установки в положенні, близькому до проектного.

Вмонтовувані елементи під час підйому утримуються від розгойдування і обертання гнучкими відтяжками.

Заборонено перебування людей на елементах конструкцій під час їх переміщення або підйому.

Під час перерв в роботі заборонено залишати підняті елементи конструкцій і устаткування на вазі.

Заборонено виконувати монтажні роботи на висоті у відкритих місцях при швидкості вітру більш 15м/с і більш, при ожеледиці, грозі або тумані, що виключає видимість в межах фронту робіт.

Заборонено знаходження людей під вмонтовуваними елементами до їх установки в проектне положення і закріплення.

Монтаж конструкцій кожного подальшого ярусу будівлі проводиться тільки після надійного закріплення всіх елементів попереднього ярусу (ділянки) згідно проекту.

Монтаж сходових маршів і майданчиків (метал. балки і з/б проступі) здійснюється одночасно з монтажем конструкцій будівлі. На змонтованих сходових маршах негайно встановлюються огорожі.

### **5.3 Розрахункова частина**

#### **5.3.1 Розрахунок природного освітлення**

Розрахунок природного освітлення виконуємо в приміщенні № 36 - муфельна. Приміщення має розміри в плані 5,74x7,58 м, загальна площа приміщення  $S = 43,5 \text{ м}^2$ . Висота приміщення  $H=3,0$  м. Забарвлення стін - світла, стелі - світла.

#### **Розрахунок бічного, природного освітлення**

а) Приймаємо одностороннє бічне освітлення за планом (згідно архітектурно - конструктивного рішення)

б) Визначуваний розряд робіт - IV і по ньому значення коефіцієнта природної освітленості  $e_{\min}=1,5 \times 0,85=1,275\%$ . Характеристика зорових робіт - середній точності.

в) Визначаємо відношення довжини приміщення до ширини:

$$L/B = 7,58/5,74= 1,32$$

г) Визначаємо відношення ширини приміщення до висоти від рівня умовної робочої поверхні до верхнього краю вікна  $B/H_p$ :

$$H_p = 3,0 - 0,3 = 2,7 \text{ м, тоді: } V/H_p = 5,74/2,7 = 2,13$$

д) По відносинах  $L/V$  і  $V/H_p$  визначаємо значення світлової характеристики вікна  $Q_0$ . Шляхом інтерполяції отримуємо:  $Q_0 = 10,71$

є) Визначаємо значення загального коефіцієнта світлопропускання матеріалу вікна по ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»:

$$\tau = \tau_1 \times \tau_2 = 0,9 \times 0,75 = 0,675$$

ж) Визначаємо площу підлоги і стелі:  $S_{\text{під (стл)}} = L \times B = 43,5 \text{ м}^2$

з) Визначаємо площу стін:

$$S_{\text{стн}} = 2 \times (L+B) \times H = 2 \times (7,58+5,74) \times 3,0 = 79,92 \text{ м}^2$$

и) Визначаємо коефіцієнти віддзеркалення колірної обробки від підлоги

$\rho_{\text{пол}}$  стелі  $\rho_{\text{під}}$  і стін  $\rho_{\text{стн}}$ :

$\rho_{\text{під}}$  для темного  $\rho = (0,1-0,2)$ ;

$\rho_{\text{стл}}$  для світлого  $\rho = (0,5-0,6)$ ;

$\rho_{\text{стн}}$  для світлого  $\rho = (0,5-0,6)$ .

к) Визначаємо середневзважений коефіцієнт віддзеркалення:

$$\rho_{\text{ср}} = (\rho_{\text{під}} \times S_{\text{під}} + \rho_{\text{стл}} \times S_{\text{стл}} + \rho_{\text{стн}} \times S_{\text{стн}}) / (S_{\text{під}} + S_{\text{стл}} + S_{\text{стн}}) = \\ = (0,1 \times 43,5 + 0,5 \times 43,5 + 0,5 \times 79,92) / (43,5 + 43,5 + 79,92) = 0,39$$

л) Визначаємо коефіцієнт  $R$ , що враховує підвищення коефіцієнта природної освітленості завдяки віддзеркаленню:

$R$  при  $V/H_p = 2,13$   $\rho_{\text{ср}} = 0,39$  і при  $L/B = 1,32 \Rightarrow$  приймаємо  $R = 2,2$

м) Визначаємо площу світлоотворів:

$$F_{\text{сп}} = (e_{\text{min}} \times Q_0 \times S_{\text{під}} \times K_3 \times K_{3д}) / (100 \times \tau \times R) = \\ = (1,275 \times 10,71 \times 43,5 \times 1,2 \times 1) / (100 \times 0,675 \times 2,2) = 6,35 \text{ м}^2$$

де:  $K_3$  - коефіцієнт запасу, залежний від ступеня забрудненості повітряного середовища приміщення, який для громадських приміщень  $K_3 = 1,2$ ;

$K_{3д}$  - коефіцієнт, що враховує затінювання вікон протистоячими будівлями,  $K_{3д} = 1$

н) Визначаємо необхідне число вікон при площі вікна  $F_o=1,4 \times 1,6=2,24$  м<sup>2</sup>, отримуємо:

$$n = F_{\text{сп}} / F_o = 6,35 / 2,24 = 2,83 \text{ шт}$$

Отже, згідно розрахунку і архітектурно-конструктивного рішення приймаємо 3 вікна.

### 5.3.2 Розрахунок штучного освітлення

1. Характеристика приміщення за умовами навколишнього середовища – нормальне;

2. Тип світильника – люмінесцентне, спосіб проводки – прихована;

3. Мінімальна допустима освітленість  $E_{\text{min}} = 150$  лк (табл.2);

4. Визначаємо по запиленій і по загазованості необхідний коефіцієнт запасу  $K_o = 1,5$ ;

5. Встановлюємо відстань між світильниками

$$L_{\text{св}} = 1,5 \cdot H_p = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ м}$$

6. Визначаємо кількість світильників:

$$L_{\text{пом}} / L_{\text{св}} = 7,7 / 1,8 = 4 \text{ шт}$$

Приймаємо 2 ряди світильників по 4 світильників в ряду, всього 8 світильників

7. Визначуваний показник приміщення:

$$t = (L \times B) / (H_p \times (L + B)) = 7,58 \times 5,74 / (3 \times (7,58 + 5,74)) = 1,2$$

8. По колірній обробці приміщень визначаємо коефіцієнти віддзеркалень стелі  $I_{\text{стл}}' = 0,7$  і стін  $I_{\text{стн}} = 0,7$ ;

9. По показнику приміщення, типу світильників і коефіцієнту віддзеркалення визначуваний коефіцієнт використання світлового потоку  $K_4 = 0,485$

10. Визначаємо площу приміщення

$$S_{\text{прм}} = L \times B = 43,5 \text{ м}^2$$

11. Визначуваний розрахунковий світловий потік однієї лампи:

$$F_{\text{рас}} = (E \times K_3 \times S_{\text{прм}}) / (N \times K_4) = (150 \times 1,2 \times 43,5) / (4 \times 0,485) = 5342 \text{ лм}$$

12. По напрузі в мережі і світловому потоку визначаємо табличне значення світлового потоку і потужності ламп: приймаємо лампу ЛЕЦ –100 .

13. Визначаємо дійсну освітленість:

$$E_{\text{д}} = (F_{\text{рас}} \times K_4 \times N) / (S_{\text{прм}} \times K_3) = (5300 \times 0,485 \times 4) / (43,5 \times 1,2) = 150 \text{ лк}$$

14. Визначаємо потужність освітлювальної установки:

$$W_y = W_L \times N = 65 \times 4 = 260 \text{ Вт}$$

15. По потужності визначаємо силу струму, по якій вибираємо переріз плавкого запобіжника:

$$I_{\text{в}} = 1,2 \times (W_y / V_c) = 1,2 \times [(260 / 220)] = 1,4 \text{ А}$$

## **6. НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ**

### **6.1 Основні напрямки в розрахунку міцності плоских залізобетонних згинальних конструкцій (плит перекриттів)**

Існуючі методи розрахунку міцності плоских залізобетонних конструкцій (плит перекриттів) можна розділити на три основні групи.

До першої групи належить розрахунок міцності виділених з плити плоских залізобетонних елементів одиничного розміру по ширині на дію зусиль, прикладених до його бічних сторін. При цьому зусилля, прикладені до бічних сторін виділеного елемента, визначаються з розрахунку плити чисельними методами, зокрема, методом скінченних елементів. Цей напрямок в розрахунку було розроблено вітчизняними і зарубіжними фахівцями, а також прийнято в ряді міжнародних нормативних документів [4, 5, 6].

До другої групи відноситься розрахунок міцності плит в цілому по пластичних лініях зламу методом граничної рівноваги. [7]

Нарешті, до третьої групи належить розрахунок міцності плит по стрижневій системі, де плита поділяється на окремі смуги балочного типу [8].

В даний час розрахунок монолітних багатоповерхових будинків каркасно-стінової конструктивної системи проводиться, як правило, методом скінченних елементів за допомогою спеціальних комп'ютерних програм [9, 10, 11].

При цьому розрахунок міцності плоских плит перекриттів і стін проводиться по виділених плоских елементах на дію зусиль, прикладених до бічних сторін виділеного плоского елемента, отриманих із статичного розрахунку конструктивної системи. Тому, в першу чергу, очевидно повинна бути розглянута ця методика розрахунку.

## 6.2. Розрахунок міцності плит по виділеним плоским елементам

### Плоскі елементи

Розглядаються виділені з плити плоскі елементи з одиничними розмірами по ширині, по бічних сторонах яких уздовж осей  $X$  і  $Y$  діють згинальні моменти  $M_x$  і  $M_y$ , крутний момент  $M_{xy}$  та поперечні сили  $Q_x$  і  $Q_y$  (рис. 1.1).

Зусилля  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_{xy}$ ,  $Q_x$  і  $Q_y$  визначають в загальному випадку з розрахунку плити методом скінченних елементів і вони являють собою значення на одиницю довжини (ширини) елемента.

Поздовжнє армування здійснюється ортогонально розташованими арматурними стрижнями в напрямках осей  $X$  і  $Y$ , що відповідають прийнятій системі координат.

### Умови міцності

Плоскі залізобетонні елементи перекриттів і стін каркасно-стінових конструктивних систем багатопверхових монолітних будівель в загальному випадку працюють під впливом згинаючих і крутних моментів, поздовжніх, зсувних та поперечних сил [12, 13]. Разом з тим в нормативних документах з проектування залізобетонних конструкцій методи розрахунку міцності плоских залізобетонних елементів на зазначену комбінацію силових впливів мало представлені.

Розглядаються в граничному стані ортогонально армовані плоскі елементи, напрямки арматури в яких збігається з напрямком координатних осей. Приймається, що в арматурі розвиваються тільки нормальні напруження. Згідно з дослідженнями Н.І. Карпенко вплив дотичних напружень на величину межі текучості дуже малий [14].

Виділимо з розглянутого елемента квадратний елемент з одиничними розмірами по ширині, по бічних сторонах яких у взаємно перпендикулярних напрямках уздовж осей  $X$  і  $Y$  діють згинальні моменти  $M_x$  і  $M_y$ , крутний момент  $M_{xy}$ , і поперечні сили  $Q_x$  і  $Q_y$  (рис. 6.2).

Уявімо плоский елемент що складається з двох шарів - арматурного шару, що включає розтягнуту арматуру, і бетонного шару, що включає бетон над тріщинами (рис. 6.2). Від дії згинальних моментів  $M_x$  і  $M_y$  і крутних моментів  $M_{xy}$  в кожному з цих шарів по бічних гранях виникають поздовжні зусилля  $N_x = \frac{M_x}{z}$ ,  $N_y = \frac{M_y}{z}$  і зсувні сили  $N_{xy} = \frac{M_{xy}}{z}$ , де  $z$  - відстань між центрами арматурного і бетонного шарів (плече пари сил).

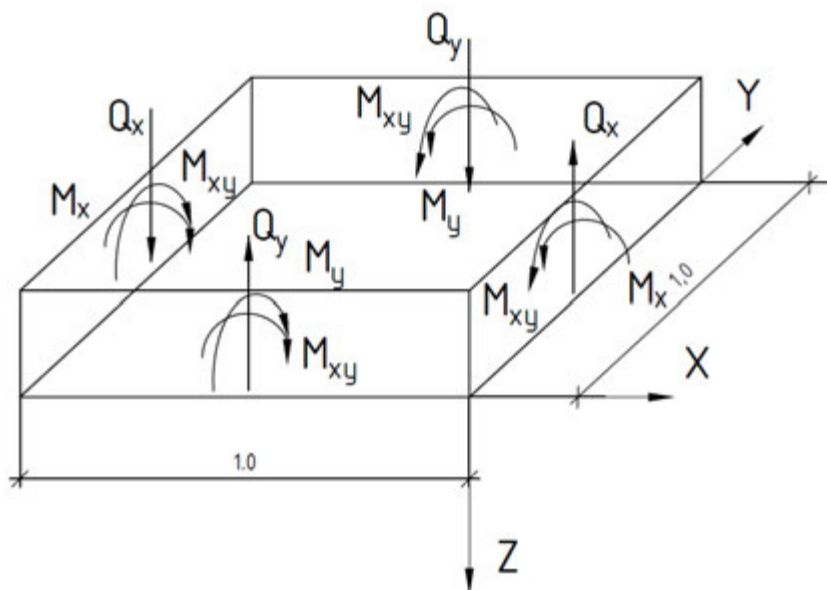


Рис. 6.1. Схема зусиль, що діють на виділений плоский елемент одиничної ширини

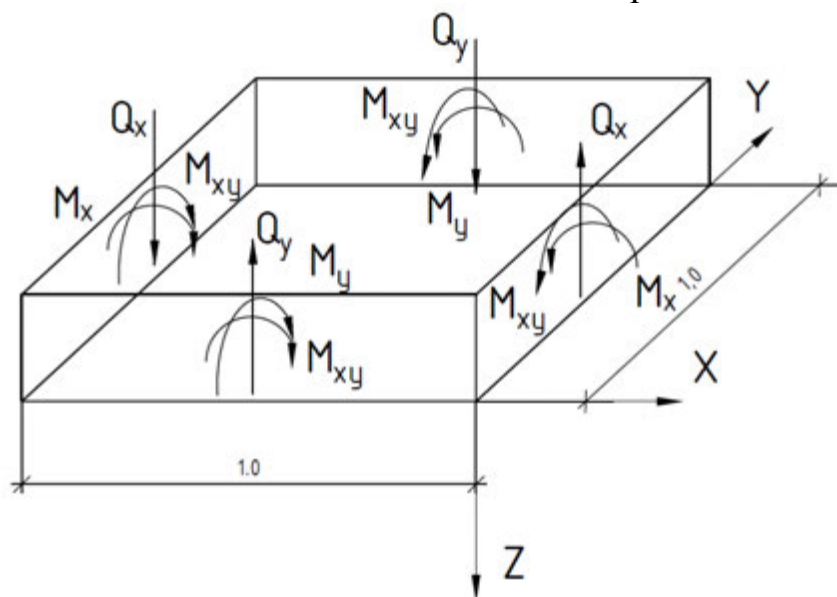


Рис. 6.2. Схема зусиль, що діють в бетонному і арматурному шарях виділеного плоского елемента плити

Виділимо з плоского арматурного шару похилим перерізом трикутну призму (рис. 6.3) з похилою гранню, що збігається з лінією зламу, довжиною, що дорівнює  $l,0$  з кутом нахилу по відношенню до однієї з ортогональних граней, рівним  $\alpha$ . Довжина ортогональних граней становить відповідно  $l \cos \alpha$  і  $l \sin \alpha$ . За ортогональними гранями призми діють поздовжні розтягуючі зусилля  $N_x$  і  $N_y$  і зсувні (дотичні) зусилля  $N_{xy}$  від зовнішнього навантаження. По похилій грані призми діють осьові зусилля в ортогонально розташованій поздовжній арматурі  $N_{sx}$  та  $N_{sy}$ . Дотичними зусиллями, що діють впоперек арматурних стержнів, нехтуємо.

Величини  $N_x$ ,  $N_y$ ,  $N_{xy}$ , та  $N_{sx}$ ,  $N_{sy}$  являють собою розподілені зусилля на одиницю довжини елемента.

Рівняння рівноваги внутрішніх і зовнішніх сил, що діють на виділений трикутний елемент, мають вигляд:

у напрямку осі X:

$$N_x \cos \alpha + N_{xy} \sin \alpha = N_{sx} \cos \alpha \quad (6.1)$$

У напрямку осі Y:

$$N_y \sin \alpha + N_{xy} \cos \alpha = N_{sy} \sin \alpha \quad (6.2)$$

Після перетворень рівняння для арматурного шару можуть бути представлені:

$$N_{sx} = N_x + N_{xy} \operatorname{tg} \alpha \quad (6.3)$$

$$N_{sy} = N_y + N_{xy} \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (6.4)$$

Враховуючи те, що елемент знаходиться в граничному стані, арматура  $A_x$  і  $A_y$  в тріщині по лінії зламу тече, перепишемо (6.3) і (6.4) у вигляді :

$$A_{sx} R_s \geq K n_x + K n_{xy} \operatorname{tg} \alpha ; \quad A_{sy} R_s \geq K n_y + K n_{xy} \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} ,$$

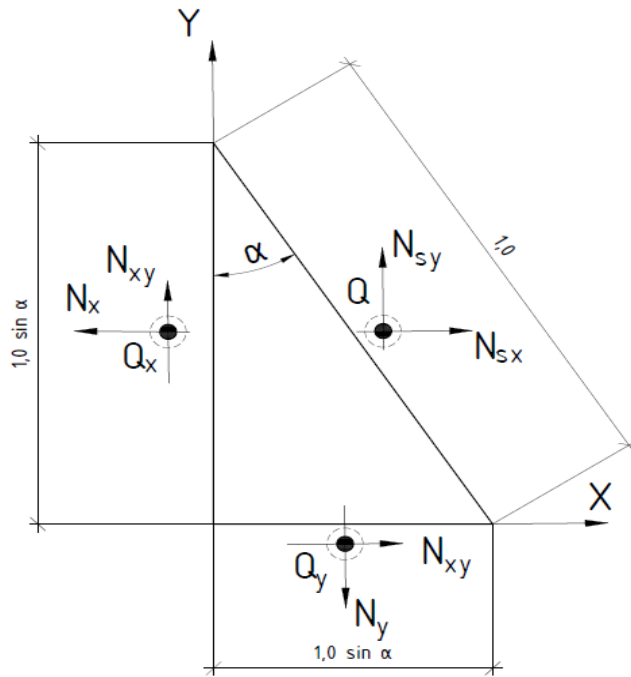


Рис. 6.3 Схема зусиль, що діють на виділений плоский елемент з похилим перерізом

Сумуємо праві і ліві частини цих виразів і виносимо за дужки.

В результаті отримаємо:

$$(A_{sx} + A_{sy})R_s = N_x + N_y + N_{xy}(tg\alpha + 1/tg\alpha) \quad (6.5)$$

Мінімальна сумарна витрата арматури при заданих величинах зусиль реалізується при мінімумі виразу  $tg\alpha + 1/tg\alpha$ , який досягається при  $\alpha = \pm 45^\circ$ . В цьому випадку :

$$A_{sx}R_s = N_x + N_{xy};$$

$$A_{sy}R_s = N_y + N_{xy}$$

Розв'язуючи систему відносно  $tg\alpha$ , отримуємо:

$$tg\alpha = \pm \sqrt{(N_{sx} - N_x) \sqrt{(N_{xy} - N_y)}}$$

Останній вираз збігається з отриманим А.А. Гвоздьовим іншим шляхом висловлення для  $\alpha$  [4].

Згідно з основною теоремою граничної рівноваги, в граничному стані з усіх статично допустимих полів внутрішніх зусиль дійсним є те, що утворює максимум зовнішніх навантажень. Якщо прийняти, що  $N_x$ ,  $N_y$  та  $N_{xy}$ ,

змінюються пропорційно одному параметру  $K$ , то умови міцності можна записати в узагальненому вигляді:

$$A_{sx} R_s \geq K n_x + K n_{xy} \operatorname{tg} \alpha ; \quad A_{sy} R_s \geq K n_y + K n_{xy} \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}, \quad (6.6)$$

де  $n$  - зусилля від одиничного навантаження.

Гранична рівновага настає при:

$$K \Rightarrow \max \quad (6.7)$$

Умова (6.7) разом з обмеженнями (6.6) є узагальненою умовою міцності скінченного елемента в термінах математичного програмування.

Аналогічні умови міцності виводяться для бетонного шару.

$$N_{bx} = N_x + N_{xy} \operatorname{tg} \alpha ; \quad N_{by} = N_y + N_{xy} \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} ; \quad (6.8)$$

$$N_x + N_{xy} \operatorname{tg} \alpha \leq N_{bx,ult} ; \quad N_y + N_{xy} \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \leq N_{by,ult} \quad (6.9)$$

У зв'язку з тим, що плити перекриття відносяться, як правило, до слабоармованих елементів, ці умови майже завжди виконуються. Звісно, їх слід враховувати в сумнівних випадках, наприклад, коли діють значні стискаючі зусилля.

Складемо праві і ліві частини нерівностей (6.6) і поділимо їх на  $K$ .

В результаті отримаємо:

$$(A_{sx} + A_{sy}) / K \geq n_x + n_y + n_{xy} (\operatorname{tg} \alpha + 1 / \operatorname{tg} \alpha). \quad (6.10)$$

Умова (6.7) виконується тоді, коли права частина (6.10) досягає мінімуму, а це знову приводить нас до  $\alpha = \pm 45^\circ$ . Це, однак, не означає того, що у всіх випадках потрібно приймати таке значення  $\alpha$ . Воно стосується лише скінчених елементів, що знаходяться в граничній рівновазі. Зрозуміло, що не всі вони знаходяться в цьому стані.

Вирішуючи задачу відшукання граничної рівноваги конструкції, а не тільки її скінченного елемента, методами математичного програмування, в число змінних задачі слід включати  $\alpha$  кожного скінченного елемента [15,16].

При цьому, до елементів, що знаходяться в граничному стані будуть відноситися ті, у яких  $\alpha = \pm 45^\circ$ .

При обліку в арматурі не тільки осьових, а й дотичних сил, осьові зусилля в арматурі можуть бути визначені з введенням поправочних коефіцієнтів  $-N_{sx} \cdot \lambda_x$  і  $N_{sy} \cdot \lambda_y$  [4, 14], де значення  $\lambda_x$  і  $\lambda_y$  при однаковій арматурі в напрямку осей X та Y з деяким округленням числових коефіцієнтів визначають за формулами:

$$\lambda_x = \frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha \cdot 0,1}; \quad (6.11)$$

$$\lambda_y = \frac{1}{1 + \operatorname{ctg}^2 \alpha \cdot 0,1} \quad (6.12)$$

Для бетонного шару отримаємо аналогічні рівняння:

$$N_{bx} = N_x + N_{xy} \cdot \operatorname{tg} \alpha; \quad (6.13)$$

$$N_{by} = N_y + N_{xy} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \quad (6.14)$$

Та умови міцності:

$$N_x + N_{xy} \cdot \operatorname{tg} \alpha \leq N_{bx,ult}; \quad (6.15)$$

$$N_y + N_{xy} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \leq N_{by,ult} \quad (6.16)$$

Граничні зусилля, які сприймаються бетонним шаром  $N_{bx,ult}$  і  $N_{by,ult}$  можна визначати, виходячи з критерію міцності бетону при плоскому напруженому стані при впливі поздовжніх зусиль  $N_x$  і  $N_y$  та зсувних (дотичних) зусиль  $N_{xy}$  [4, 5].

Однак, з огляду на умовності цих критеріїв по відношенню до реальних конструкцій і для спрощення розрахункового підходу, пропонується умови міцності по бетону висловлювати окремо для нормальних зусиль і зсувних зусиль:

$$N_x \leq R_b \cdot b \cdot x; \quad (6.17)$$

$$N_y \leq R_b \cdot b \cdot x; \quad (6.18)$$

$$N_{xy} \leq 0,3R_b \cdot b \cdot x, \quad (6.19)$$

де  $x$  - висота стиснутої зони бетону,

$b$  - одинична ширина елемента, що розглядається.

Остання умова впливає з опору шару бетону по похилих смугах між діагональними тріщинами, представлена за аналогією з умовою міцності залізобетонного елемента по похилій смугі на дію поперечних сил.

При поділі елемента на окремі шари виявляється необхідним визначити відстань між центром бетонного шару і арматурного шару. В цьому випадку зазвичай приймають прямокутну епюру напружень в стисненій зоні бетону і значення  $z$  визначають за формулою  $z = h_0 - 0,5 \cdot x$ , а висоту стиснутої зони  $x$  визначають з рівняння рівноваги поздовжніх сил в стисненій зоні бетону і розтягнутій арматурі  $x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}$ . В першому наближенні значення  $z$  можна прийняти рівним  $z = 0,8 \cdot h_0$ .

Можна, не розділяючи плоский виділений елемент на окремі шари розтягнутої арматури і бетону над тріщинами, безпосередньо з рівнянь рівноваги моментів у виділеному трикутному елементі отримати подібні вирази для повних моментів, що діють в нормальних перерізах:

$$M_{x,tot} = M_x + M_{xy} \cdot \operatorname{tg} \alpha ; \quad (6.20)$$

$$M_{y,tot} = M_y + M_{xy} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} ; \quad (6.21)$$

або умова міцності:

$$M_x + M_{xy} \cdot \operatorname{tg} \alpha \leq M_{x,ult} ; \quad (6.22)$$

$$M_y + M_{xy} \cdot \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \leq M_{y,ult} , \quad (6.23)$$

тут  $M_{x,ult}$  і  $M_{y,ult}$  - граничні моменти, які сприймаються нормальними перерізами в напрямку  $X$  і  $Y$ , які визначаються за загальними правилами розрахунку нормальних перерізів залізобетонних елементів. Однак, при цьому має також задовольнятися умова (6.19).

Як розрахунковий кут нахилу в першому наближенні приймають кут нахилу перерізу, за яким діють тільки нормальні зусилля, а дотичні зусилля дорівнюють нулю (переріз, за яким утворюються діагональні тріщини).

При використанні зусиль в окремих шарах елемента з рівняння рівноваги (6.8) отримаємо

$$\operatorname{tg}2\alpha = 2 \cdot \frac{N_{xy}}{N_x - N_y}, \quad (6.24)$$

а, виражаючи  $\operatorname{tg}2\alpha$  через  $\operatorname{tg}\alpha$ ,

$$\operatorname{tg}2\alpha = \frac{2\operatorname{tg}\alpha}{1 - \operatorname{tg}^2\alpha},$$

отримаємо:

$$\operatorname{tg}\alpha = -\frac{1}{2} \cdot \frac{N_x - N_y}{N_{xy}} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{N_x - N_y}{N_{xy}}\right)^2 + 1}. \quad (6.25)$$

Таким чином, кут нахилу  $\alpha$  визначається в залежності від співвідношення  $\frac{N_x - N_y}{N_{xy}}$ .

При використанні безпосередньо моментів отримаємо аналогічні залежності:

$$\operatorname{tg}2\alpha = 2 \cdot \frac{M_{xy}}{M_x - M_y}, \quad (6.26)$$

$$\operatorname{tg}\alpha = -\frac{1}{2} \cdot \frac{M_x - M_y}{M_{xy}} + \sqrt{\left(\frac{1}{2} \cdot \frac{M_x - M_y}{M_{xy}}\right)^2 + 1} \quad (6.27)$$

Тут кут нахилу  $\alpha$  визначається в залежності від співвідношення  $\frac{M_x - M_y}{M_{xy}}$ .

Кут  $\alpha$ , відповідний мінімуму загальної кількості арматури в напрямі X та Y, може бути знайдений також із умови

$$\frac{d(N_{sx} + N_{sy})}{d(\operatorname{tg}\alpha)} = 0. \quad (6.28)$$

Підставляючи в рівняння (6.28) значення  $N_{sx}$  та  $N_{sy}$  з формул (6.3) і (6.4), ми знову отримуємо  $tg\alpha = 1$  і кут  $\alpha = 45^0$ .

В цьому випадку зусилля  $N_{sx}$  та  $N_{sy}$  визначають по формулам:

$$N_{sx} = N_x + N_{xy}, \quad (6.29)$$

$$N_{sy} = N_y + N_{xy}, \quad (6.30)$$

А зусилля  $M_{x,tot}$  і  $M_{y,tot}$  - по формулам :

$$M_{x,tot} = M_x + M_{xy}; \quad (6.31)$$

$$M_{y,tot} = M_y + M_{xy}. \quad (6.32)$$

Можна бачити, що при такому підході зусилля, які повинні бути сприйняті арматурою в кожному напрямку X і F, дорівнюють сумі нормального зусилля у відповідному напрямку і загального зсувного зусилля. В результаті зусилля, які сприймаються арматурою в кожному напрямку, виходять різними, в залежності від величини нормального зусилля у відповідному напрямку. При відсутності нормальних діючих зусиль  $N_x$  і  $N_y$  зусилля, які сприймаються арматурою  $N_{sx}$  і  $N_{sy}$ , виходять однаковими, а при відсутності зсувної сили  $N_{xy}$  вони пропорційні чинним нормальним зусиллям  $N_x$  і  $N_y$ .

Вирішуючи спільно рівняння (6.3) і (6.4), (6.13) і (6.14), (6.20) і (6.21) щодо  $tg\alpha$ , отримуємо рівняння:

$$(N_{sx} - N_x) \cdot (N_{sy} - N_y) - N_{xy}^2 = 0; \quad (6.33)$$

$$(N_{bx} - N_x) \cdot (N_{by} - N_y) - N_{xy}^2 = 0; \quad (6.34)$$

$$(M_{x,tot} - M_x) \cdot (M_{y,tot} - M_y) - M_{xy}^2 = 0 \quad (6.35)$$

Виходячи з отриманих рівнянь можуть бути встановлені наступні умови міцності.

По зусиллям в розтягнутій арматурі

$$(N_{sx,ult} - N_x) \cdot (N_{sy,ult} - N_y) - N_{xy}^2 \geq 0; \quad (6.36)$$

$$N_x \leq N_{sx,ult}; \quad (6.37)$$

$$N_y \leq N_{sy,ult} \quad (6.38)$$

По зусиллям в бетоні:

$$(N_{bx,ult} - N_x) \cdot (N_{by,ult} - N_y) - N_{xy}^2 \geq 0; \quad (6.39)$$

$$N_x \leq N_{bx,ult}; \quad (6.40)$$

$$N_y \leq N_{by,ult} \quad (6.41)$$

По моментам [17]:

$$(M_{x,ult} - M_x) \cdot (M_{y,ult} - M_y) - M_{xy}^2 \geq 0; \quad (6.42)$$

$$M_x \leq M_{x,ult}; \quad (6.43)$$

$$M_y \leq M_{y,ult}. \quad (6.44)$$

В цьому випадку частина зусиль в арматурі  $N_{sx1}$  і  $N_{sy1}$ , із загальних зусиль  $N_x$  і  $N_y$ , повинна сприймати діючі нормальні зусилля  $N_x$  і  $N_y$ , тобто  $N_{sx1} = N_x$  і  $N_{sy1} = N_y$ , а інша частина зусиль в арматурі  $N_{sx2} = N_{sx} - N_x$  і  $N_{sy2} = N_{sy} - N_y$  визначається з загального рівняння:

$$N_{sx2} \cdot N_{sy2} = N_{xy}^2,$$

з довільним розподілом в напрямках X та Y.

В результаті зусилля в арматурі отримують різні значення в напрямку X і Y, пропорційні нормальним зовнішнім зусиллям при відсутності зсувних зусиль, а довільний розподіл, що відповідає наведеним вище рівнянням, при наявності тільки зсувних зовнішніх зусиль.

Таким чином, існують різні підходи до розрахунку міцності плоского виділеного елемента плити на дію згинальних моментів  $M_x$  і  $M_y$  і крутних моментів  $M_{xy}$ .

По-перше, проводиться поділ плоского елемента на окремі шари (арматурний і бетонний) і кожен шар розраховується окремо на дію поздовжніх  $N_x$  і  $N_y$  та зсувних  $N_{xy}$  зусиль в цьому шарі, або плоский елемент в цілому розраховують на дію згинальних і крутних моментів  $M_x$ ,  $M_y$  і  $M_{xy}$ .

По-друге, розрахунок проводиться з урахуванням кута нахилу діагонального перерізу  $\alpha$ , що характеризує можливий стан діагональної тріщини, або виходячи з мінімуму сумарної кількості поздовжньої арматури

в двох ортогональних напрямках, що відповідає куту  $\alpha = 45^\circ$ , або виходячи з узагальненого рівняння незалежно від кута нахилу діагонального перерізу.

Що стосується розрахунку плоского виділеного елемента на дію поперечних сил  $Q_x$  і  $Q_y$ , то розрахунок можна проводити незалежно для кожного напрямку  $X$  і  $Y$ , розглядаючи відповідні положення похилих перерізів (рис. 6.4),

$$Q_x \leq Q_{x,ult} = Q_{bx} + Q_{swx}; \quad (6.45)$$

$$Q_y \leq Q_{y,ult} = Q_{by} + Q_{swy}; \quad (6.46)$$

Або виходячи з рівноваги зовнішніх і внутрішніх поперечних сил в трикутному елементі, виділеному з плоского елемента діагональним перерізом:

$$Q_x \cdot \cos \alpha + Q_y \cdot \sin \alpha \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (6.47)$$

Або з рівняння взаємодії поперечних зусиль, діючих в двох ортогональних напрямках

$$\left( \frac{Q_x}{Q_{x,ult}} \right)^2 + \left( \frac{Q_y}{Q_{y,ult}} \right)^2 \leq 1. \quad (6.48)$$

У формулах (6.45) - (6.48):

$Q_{x,ult}$ ,  $Q_{y,ult}$  - граничні значення поперечних сил, що сприймаються виділеним плоским елементом в напрямках  $X$  та  $Y$ ,

$Q_{bx}$ ,  $Q_{by}$ ,  $Q_b$  - поперечні сили, що сприймаються бетоном,

$Q_{swx}$ ,  $Q_{swy}$ ,  $Q_{sw}$  - поперечні сили, що сприймаються поперечною арматурою.

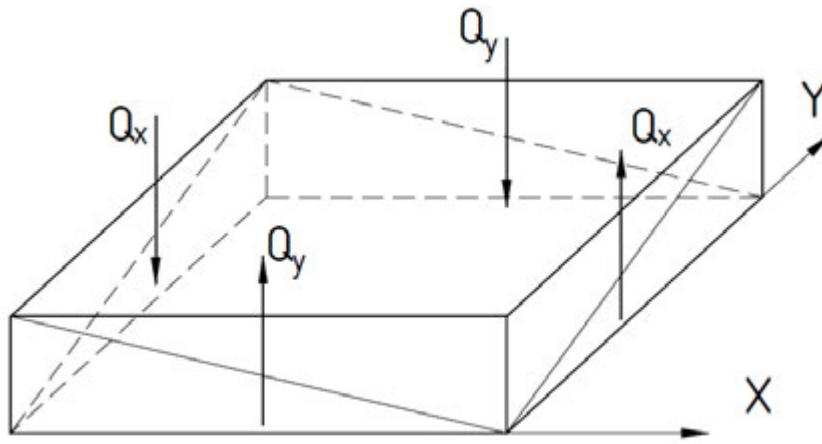


Рис. 6.4. Схема зусиль при розрахунку на дію поперечної сили

Значення поперечних сил  $Q_{bx}$ ,  $Q_{by}$  і  $Q_b$  можна приймати рівними мінімальному значенню поперечної сили, що сприймається бетоном, і рівному  $0,5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ , а значення поперечних сил  $Q_{sx}$ ,  $Q_{sy}$ ,  $Q_{sw}$  - рівними мінімальному значенню поперечної сили, який сприймається поперечною арматурою, і рівному  $R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot h_0$  в відповідному напрямі. Тут  $A_{sw}$  - площа перерізу поперечної арматури на одиницю довжини сторони виділеного плоского елемента.

Розглядаючи різні підходи до розрахунку міцності виділених плоских елементів на сумісну дію згинаючих і крутних моментів, слід визнати, що найбільш простим і зручним для практичного використання є розрахунок міцності виходячи з узагальненого рівняння рівноваги моментів незалежно від кута нахилу діагонального перерізу. Але цей підхід має і деякі недоліки в тому, що при сумісній дії згинаючих і крутних моментів зберігається відома невизначеність в назначенні граничних зусиль і відповідно армування плоского елемента в двох взаємно перпендикулярних напрямках. Для усунення цієї невизначеності можна рекомендувати вводити в узагальнене рівняння граничні згинаючі моменти пропорційно діючим згинаючим моментам від зовнішнього навантаження.

При цьому, очевидно, зручніше і простіше проводити розрахунок без поділу плоского елемента на окремі шари розтягнутої арматури і стиснутого

бетону виходячи з розгляду узагальненого рівняння рівноваги, що зв'язує безпосередньо згинаючі і крутні моменти.

Розрахунок з урахуванням кута нахилу діагонального перерізу дає більш точне, однак, і більш складне рішення, тим більше, що визначення кута нахилу діагонального перерізу виходячи з розрахунку плоского елемента як суцільного пружного тіла дає не зовсім правильні результати, і для більш точного рішення потрібно враховувати взаємодію зусиль в тріщині.

Що стосується розрахунку виходячи з мінімуму сумарної кількості поздовжньої арматури в двох ортогональних напрямках, то цей метод доцільно застосовувати для підбору арматури.

Розглядаючи різні підходи до розрахунку міцності плоского виділеного елемента на дію поперечних сил, можна зробити висновок що найбільш зручний і простий для практичного застосування є розрахунок виходячи з рівняння взаємодії поперечних зусиль у двох ортогональних напрямках.

Розрахунок виходячи з рівноваги зовнішніх і внутрішніх поперечних сил в трикутному елементі, виділеному з плоского елемента діагональним перерізом, вимагає визначення кута нахилу цього перерізу, а розрахунок незалежно для кожного ортогонального напрямку хоча і найбільш простий, однак недостатньо надійний.

### **6.3. Розрахунок міцності плит по пластичних лініях зламу**

При розрахунку плита розглядається як система плоских ланок, розділених пластичними лініями зламу, за якими здійснюється поворот недеформованих ланок плити під дію зовнішнього навантаження.

Розрахунок проводиться з умови рівності роботи зовнішніх і внутрішніх сил.

Робота зовнішніх сил визначається як добуток рівномірно розподіленого навантаження і сумарного вертикального переміщення плити.

Робота внутрішніх сил визначається як добуток граничних моментів, які сприймаються плитою по лініях зламу і кутів повороту ланок плити по цих лініях зламу.

В даному випадку розглядаються плоскі плити перекриття, що спираються на колони (рис. 6.5).

При рівномірному навантаженні по всій площі плити в середній панелі, що знаходиться між чотирьох ближніх опор (колон), утворюється система пластичних ліній зламу, включаючи лінії зламу, прямуючі по осям опор (колон), взаємно перпендикулярні лінії зламу, розташовані між опорами в прольоті, і лінії зламу під кутом  $45^\circ$ , розташовані у опор (колон).

Використовуючи методику, приведену в попередньому розділі, отримуємо наступне рівняння рівноваги:

$$\frac{q \cdot l_1 \cdot l_2 (l_1 + l_2)}{16} = \frac{1}{2} \cdot M'_{1,ult} + \frac{1}{2} \cdot M'_{2,ult} + M_{1,ult} + M_{2,ult}, \quad (6.49)$$

де  $l_1$  і  $l_2$  - крок опор (колон);

$M_{1,ult}$  і  $M_{2,ult}$  - граничні моменти, що сприймаються прольотними перерізами;

$M'_{1,ult}$  і  $M'_{2,ult}$  - граничні моменти, що сприймаються над опорними перерізами.

На основі цього рівняння отримуємо розрахункову умову:

$$q \leq \left( M_{1,ult} + M_{2,ult} + \frac{1}{2} M'_{1,ult} + \frac{1}{2} M'_{2,ult} \right) \cdot \frac{16}{l_1 \cdot l_2 \cdot (l_1 + l_2)}. \quad (6.50)$$

Граничні моменти  $M_{ult}$  визначаємо за загальними правилами, наведеними в попередньому розділі.

Для квадратної сітки опор (колон) при  $l_1 = l_2 = l$ ,  $M_{1,ult} = M_{2,ult} = M_{ult}$  і  $M'_{1,ult} = M'_{2,ult} = M'_{ult}$  розрахункова умова має вигляд

$$q \leq (2M_{ult} + M'_{ult}) \cdot \frac{8}{l^3}. \quad (6.51)$$

Розрахункову умову (6.51) можна виразити через одиничні моменти в вигляді:

$$m = \frac{q \cdot l^2}{8} \leq 2 \cdot \frac{M_{ult}}{l} + \frac{M'_{ult}}{l} = 2 \cdot m_{ult} + m'_{ult}. \quad (6.52)$$

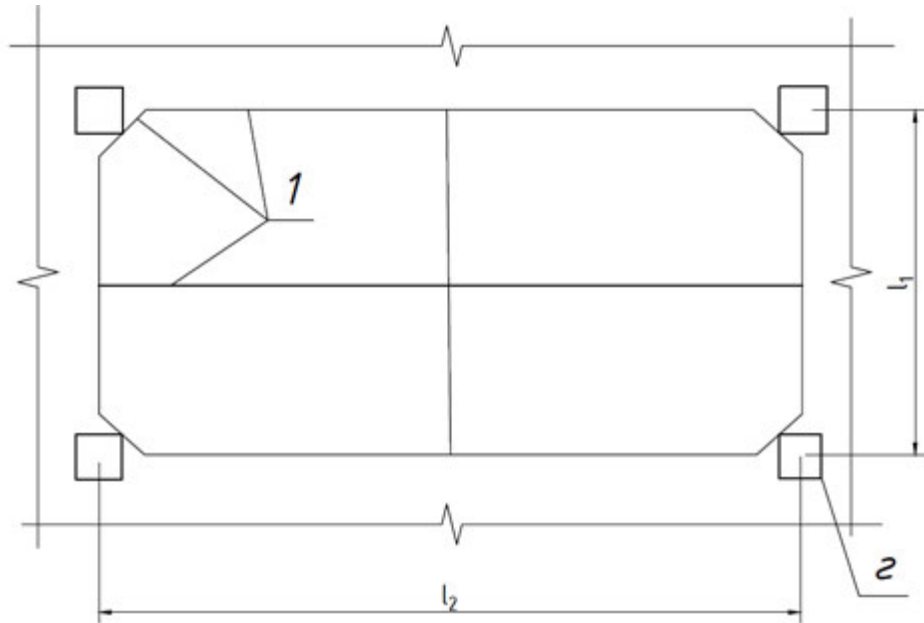


Рис. 6.5. Схема пластичних ліній зламу (1) плити з зосередженими опорами (2)

#### 6.4. Розрахунок міцності плит по виділеним лінійним елементам

Розрахунок міцності плит по виділеним лінійним елементам проводиться на основі стрижневий моделі. У цьому випадку плита поділяється на умовні ригелі, розташовані в двох взаємно перпендикулярних напрямках, шириною, яка дорівнює відстані між центрами прольотів, а умовний ригель в свою чергу поділяється на надколонні і міжколонні смуги.

З статичного розрахунку рамної стрижневої системи визначаються згинальні моменти та поперечні сили, що діють в умовних ригелях на опорі і в прогоні, які розподіляються за спеціальними правилами між надколонною і міжколонною смугами.

Розрахунок міцності надколонних і міжколонних смуг проводиться як окремих лінійних елементів на дію відповідних згинальних моментів і поперечних сил по загальним правилам розрахунку лінійних залізобетонних елементів з умов:

$$M_{on1} \leq M_{on1,ult} ;$$

$$M_{on2} \leq M_{on2,ult} ;$$

$$M_{np1} \leq M_{np1,ult} ;$$

$$M_{np2} \leq M_{np2,ult}$$

Де  $M_{on1}, M_{on2}, M_{np1}, M_{np2}$  - згинаючі моменти на опорі і в прольоті для надколонної і міжколонної смуг, отримані із статичного розрахунку замінюючої рамної системи;

$M_{on1,ult}, M_{on2,ult}, M_{np1,ult},$  - граничні значення згинаючих моментів, що сприймаються виділеними залізобетонними лінійними елементами по нормальним перерізам.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ЗА КМР

Магістерська кваліфікаційна робота на тему «**Проектування побутово-адміністративного корпусу заводу у м. Павлоград**» складається зі 138 сторінок тексту, 10 листів графічних креслень, розміщених у додатках та переліку використаних джерел із 39 найменування. Під час навчання авторкою КМР було опубліковано тези доповідей за матеріалами міжнародних науково-технічних конференцій під номером [39].

За результатами виконаної роботи можна зробити **наступні висновки:**

→ розроблені об'ємно-планувальне та архітектурно-конструктивне рішення будівлі побутово-адміністративного корпусу;

→ виконаний аналітичний розрахунок та конструювання залізобетонних конструкцій: монолітної плити перекриття, сходового маршу, колони;

→ побудований інженерно-геологічний розріз, що базується на параметрах інженерно-геологічних умов будівельного майданчика;

→ виконаний аналітичний розрахунок та конструювання стрічкового фундаменту під несучу зовнішню стіну;

→ розроблений будгенплан, наведені прив'язки руху кранів, складування конструкцій і матеріалів, місця влаштування тимчасових будівель і споруд, та тимчасових доріг;

→ розроблена технологічна карта на улаштування надземної частини будівлі;

→ розроблений календарний графік виробництва будівельно-монтажних та спеціальних робіт, наведені методи виконання основних будівельно-монтажних робіт. Загальна тривалість будівництва складає 9 місяців.

**Темою науково-дослідної роботи є узагальнення існуючих методів розрахунку несучої здатності залізобетонних плоских плит перекриттів, побудова розрахункових схем та алгоритмів їхнього розрахунку.**

**Встановлено, що:**

1) Розрахунок міцності плит на основі плоского виділеного елемента дозволяє найбільш повно і всебічно оцінювати опір плит, комплексно враховуючи згинальні моменти в двох напрямках і крутний момент. При цьому такий метод дозволяє проводити розрахунок плит різної конфігурації, при різних схемах навантаження і спирання.

2) Недоліком такого підходу є необхідність застосування чисельного методу розрахунку (методу скінченних елементів), який може бути реалізований тільки за допомогою спеціальних комп'ютерних програм.

3) Розрахунок міцності плит на основі заміни лінійних елементів відрізняється великою простотою і наочністю, оскільки заміна плоскої плити системою лінійних елементів дозволяє використовувати звичайні методи розрахунку залізобетонних елементів за нормальними і похилими перерізами, що широко застосовуються в інженерній практиці та наведені в нормативних документах.

4) Основний недолік цього методу полягає в достатній умовності виділення в плиті лінійних елементів і поділу зусиль між надколонною і міжколонною смугами. Крім того, цей метод можна застосовувати тільки для регулярної або тієї, що мало відрізняється від регулярної конструктивної систем. Слід зазначити, що метод замінючих лінійних елементів широко використовуваний в практиці будівництва і має високу надійність [6, 18, 19].

5) Розрахунок міцності плит на основі методу граничної рівноваги по пластичним лініям зламу дозволяє в максимальному ступені враховувати пластичну роботу плити в цілому. При цьому такий підхід дозволяє отримати розрахункові рівняння і розрахункові умови в замкнутій алгебраїчній формі, безпосередньо зв'язує навантаження і граничні зусилля в плиті.

6) Недоліком цього методу є необхідність пошуку найбільш небезпечних ліній зламу і побудова розрахункових залежностей, особливо при складних нерегулярних схемах завантаження і спирання. При цьому в

розрахункові умови вводяться сумарні значення граничних зусиль в двох ортогональних напрямках незалежно від їх співвідношення, що вимагає введення додаткових обмежень. В цілому, цей метод, з огляду на пластичну роботу елемента по всій довжині ліній зламу, дещо перебільшує несучу здатність елемента. Крім того, введення в розрахунок безпосередньо навантаження на плиту цей метод не дозволяє оцінювати опір елементів виходячи із статичного розрахунку всієї конструктивної системи.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5:2016 - [Чинний з 2017-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).
2. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення: ДБН А.3.2-2-2009 - [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2006. – (Державні будівельні норми).
3. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006 [Чинний з 2014-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2013. – (Державні будівельні норми).
4. Карпюк В. М. Розрахункові моделі силового опору прогінних залізобетонних конструкцій у загальному випадку напруженого стану : монографія / В. М. Карпюк. – Одеса : ОДАБА, 2014. – 352 с.
5. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6–98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01–84\* і EN 1992–1–1 (Eurocode 2) / В. М. Бабаєв, А. М. Бамбура, О.М. Пустовойтова та ін. ; за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.
6. Iakovenko I., Kolchunov V., Lyamar I. (2017). Rigidity of reinforced concrete structures in the presence of different cracks. MATEC Web of Conferences. 6<sup>th</sup> International Scientific Conference «Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings». Transbud-2017. Kharkiv, Ukraine, April 19–21, 2017. Vol. 0216, 12 p.
7. Iakovenko I., Kolchunov V. (2017). The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. Journal of Applied Engineering Science, vol. 15(2017)3, article 455, pp. 366–375. (In English), doi:10.5937/jaes15-14662
8. Павліков А. М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії :

монографія / Андрій Миколайович Павліков. – Полтава : ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2007. – 259 с.

9. Кочкаръов Д. В. Нелінійний опір залізобетонних елементів і конструкцій силовим впливам : монографія / Д. В. Кочкаръов. – Рівне : О. Зень, 2015. – 384 с.

10. Городецкий А. С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А. С. Городецкий, В. С. Шмуклер, А. В. Бондарев. – Киев–Харьков, 2003. – 889 с.

11. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Еврезов. — К. : Изд-во «Факт», 2005. – 344 с.

12. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-07-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).

13. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

14. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

15. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги: ДБН В.1.1-7:2016. - [Чинний з 2017-01-06]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2016. – (Державні будівельні норми).

16. Конструкції будинків і споруд. Східці залізобетонні і бетонні. Технічні умови: ДСТУ Б.В.2.6-56:2008 – [Чинний з 2010-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2009. – (Державний стандарт України).

17. Планування та забудова територій: ДБН Б.2.2-12:2019. - [Чинний з 2019-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми).

18. Будинки і споруди. Будинки адміністративного і побутового призначення: ДБН В.2.2-28:2010. - [Чинний з 2011-01-10]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – (Державні будівельні норми).

19. Визначення класу наслідків(відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва: ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013 .-[Чинний з 2014-01-07]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2014. – (Державний стандарт України).

20. Організація будівельного виробництва: ДБН А.3.1-5:2016. – [Введені в дію з 2017-01-01]. – К. : Держбуд України, 2016. – 11 с. – (Державні будівельні норми України).

21. Системи управління охороною здоров'я та безпекою праці. Вимоги: ISO 45001:2018

22. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. ДСТУ Б В.1.2. – 3:2006 – [Чинний з 2007-01-01]. – К. : Мінгеріонбуд України.

23. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019.–[Чинний з 2019–08–01]. – К. : ДП «УкрНДНЦ», 2019. – (Державний стандарт України).

24. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. – [Чинний від 2011-12-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 201 с.

25. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6–31:2021. – [Чинний від 2022-09-01]. – К. : Мінрегіон України, 2022. – 23 с.

26. Бакулін Є.А. Інженерний захист та підготовка територій : навч. посіб.; за ред. канд. техн. наук Бакуліна Є.А. / Є.А. Бакулін, І.А. Яковенко, В.М. Бакуліна. – К. : НУБіП України, 2020. – 212 с.

27. Методичні вказівки до виконання курсового проєкту з дисципліни «Основи і фундаменти» підготовки фахівців ОС «Бакалавр» за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» /укл. : О.В. П'ятков, Є.А. Бакулін. – К. : НУБіП України, 2023. – 85 с.

28. Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання : навчальний посібник / М.С. Барабаш, П.М. Кір'язєв, О.І. Лапенко, М.А. Ромашкіна. – К. : НАУ, 2018. – 492 с.

29. Дудар, І. Н. Технологія будівельного виробництва (курсове та дипломне проєктування) : навчальний посібник / І.Н. Дудар, О.М. Лівінський, Т.В. Прилипко. – Вінниця : ВНТУ, 2018. – 75 с.

30. Куценко А.Г. Будівельна механіка : навчальний посібник / А.Г. Куценко, М.М. Бондар, В.В. Яременко – К.: Центр учбової літератури, 2019. – 704 с.

31. Парфентьєва І.О. Основи та фундаменти : навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія / І.О. Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. – Луцьк : ЛНТУ, 2017. – 296с.

32. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284

33. Якименко О. В. Технологія будівельного виробництва: конспект лекцій для студентів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти, спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / О. В. Якименко, Н. Г. Морковська, А. О. Жигло. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2021. – 215 с.

34. Бакулін Є.А. Деформації як індикатори небезпек та ризику руйнування експлуатованих будівель /Є.А. Бакулін // Будівництво України. – 2013. – №5. – С. 2– 5.

35. Дмитренко Є.А. Врахування сумісної роботи дисків покриттів зі збірного залізобетону у складі пролітних згинальних металевих конструкцій / Є.А. Дмитренко, М.А. Андрієвська, І.А. Яковенко // Сучасні будівельні конструкції з металу та деревини. – 2024. – Вип. № 28. – С. 128–139. <https://doi.org/10.31650/2707-3068-2024-28-128-139>

36. Колчунов В.І. Аналітична модель зчеплення та нелінійна податливість арматурних зв'язків при розкритті дискретних тріщин у

залізобетонних конструкціях / В.І. Колчунов, І.А. Яковенко, Є.А. Дмитренко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2016. – Вип. 32. – С. 183 – 196.

37. Яковенко І. А. Експериментальні дослідження міцності і тріщиностійкості у залізобетонних складених конструкціях / І. А. Яковенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 319–328.

38. Yakovenko I., Dmytrenko Y., Bakulina V. Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks. In: Bieliatynskyi A., Breskich V. (eds) Safety in Aviation and Space Technologies. Lecture Notes in Mechanical Engineering (LNME). Springer, Cham. – 2022. – P.107–120. [https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9\\_10](https://doi.org/10.1007/978-3-030-85057-9_10)

39. Бакулін Є.А., **Жаданюк Н.О.** Підсилення та заміна перекриттів // Збірник тез доповідей XI Міжнародної науково-технічної конференції «Крамаровські читання» з нагоди 117-ї річниці від дня народження доктора технічних наук, професора, віцепрезидента УАСГН Крамарова Володимира Савовича (1906-1987) 22-23 лют. 2024 р., м. Київ : МОН України, Національний університет біоресурсів і природокористування України / Орган. ком. гол. орг. ком. С. М. Ніколаєнко [та ін.]. - К. : Видавничий центр НУБіП України, 2024. - С. 369 - 373





# ДОДАТКИ