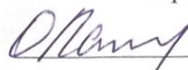


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Керівник проекту

 О. І. Лапенко

“ 14 ” 12 2021 р.

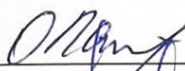
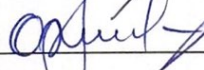

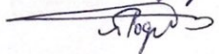
**ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ**  
(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ  
“МАГІСТР”

Тема: «Дослідження ефективності залізобетонних плит по профільованому  
настилу при зведенні цегляної будівлі»

Виконав: ХАЛЛАЛ Махлі Сафі  
Керівник: професор Лапенко Олександр Іванович

Консультанти з розділів:

Керівник дипломного проекту		Лапенко О.І.
Охорона праці		Федина В.П.
Охорона навколишнього середовища		Гай А.Є.
Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД):		Родченко О.В.

Київ 2021

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ

Кафедра комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів

Керівник проекту  
*О. І. Лапенко*  
«04» 10 2021 р.

ЗАВДАННЯ  
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

Студенту ХАЛЛАЛ Махді Сафі  
Курс 2 група \_\_\_\_\_  
Спеціальність Промислове і цивільне будівництво  
Шифр 192

1. **Тема проекту:** «Дослідження ефективності залізобетонних плит по профільованому настилу при зведенні цегляної будівлі»

2. **Спеціальна частина, НДР** аналіз сучасного стану використання профнастилу в сталезалізобетонних конструкціях \_\_\_\_\_

Тему проекту затверджено наказом ректора університету

Від «04. 10 2021 р. За № 2122/см

### 3. Вихідні данні до проекту

#### 3.1. Характеристику будинку

##### 3.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність

\_\_\_\_\_

##### 3.1.2. Матеріал головних конструкцій

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

##### 3.1.3 Інші загальні дані

#### 3.2. Навантаження *зовнішній природний вплив (сніг, вітер, та ін.) згідно ДБН В.1.2-2-2006*

\_\_\_\_\_

#### 3.3. Район будівництва *м. Ірпінь*

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

#### 3.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 3.1. – Піщані ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина $\gamma$ , т/м <sup>3</sup>	Щільність $\gamma_s$ , т/м <sup>3</sup>	Природна вологість ґрунту $W$ , %	Глибина залягання підшви шару

Таблиця 3.2. – Глиняні ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина $\gamma$ , т/м <sup>3</sup>	Щільність $\gamma_s$ , т/м <sup>3</sup>	Природна вологість ґрунту $W$ , %	Межа розкачування $W$ , %	Межа текучості $W$ , %	Глибина залягання підшви шару

Грунтові води на відмітці \_\_\_\_\_ м.

Особливі умови \_\_\_\_\_

3.5. Топографічна характеристика будівельного майданчика ситуаційний план

3.6. Джерела постачання будівництва головними матеріалами та засобами їх транспортування заводи будівельної індустрії м. Києва, перевезення автомобільним транспортом

3.7. Строки будівництва \_\_\_\_\_

3.8. Додаткові данні \_\_\_\_\_

**4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту**

4.1. Вступ Місце розташування, навколишня забудівля, район будівництва

4.2. Аналітичний огляд \_\_\_\_\_

4.3. Архітектурний розділ \_\_\_\_\_

Обсяг графічного матеріалу 3 листа

4.4. Розрахунково-конструктивний розділ \_\_\_\_\_

Обсяг графічного матеріалу 1 листа

4.5. Основи і фундаменти \_\_\_\_\_

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4.6. Технічна експлуатація будинку \_\_\_\_\_

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4.7. Технологія будівництва (ремонт) \_\_\_\_\_

Обсяг графічного матеріалу — лист

4.8. Організація будівництва \_\_\_\_\_

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4.9. Охорона праці \_\_\_\_\_

4.10. Охорона навколишнього середовища \_\_\_\_\_

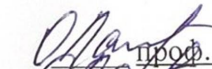
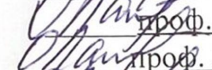
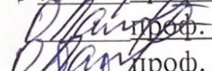
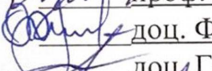
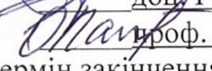
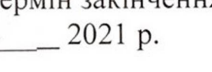

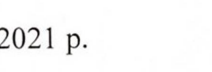
4.11. Науково-дослідницька частина \_\_\_\_\_

Обсяг графічного матеріалу 2 лист

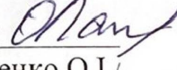
5. Додатки \_\_\_\_\_

### Консультанти по проекту

- Архітектурна частина
- Розрахунково-конструктивна частина
- Технічна експлуатація
- Технологія будівництва (ремонту)
- Організація будівництва
- Охорона праці
- Охорона навколишнього середовища
- Науково-дослідна частина

 проф. Лапенко О.І.  
 проф. Лапенко О.І.  
 проф. Лапенко О.І.  
 проф. Лапенко О.І.  
 проф. Лапенко О.І.  
 доц. Федина В.П.  
 доц. Гай А.Є.  
 проф. Лапенко О.І.

Дата видачі завдання «04» 10 2021 р., термін закінчення дипломного проекту і надання його до захисту «14» 12 2021 р.

Керівник дипломного проекту   
/ Лапенко О.І./

Завдання до виконання прийняв «04» 10 2021 р.

Студент 

/ Халлал Махді Сафі /

## ЗМІСТ

Вступ.....	
1. Аналітичний огляд.....	
2. Архітектурний розділ.....	
3. Розрахунково-конструкційний розділ	
3.1 Розрахунок плити перекриття ПК 65-12-8.....	
3.2 Розрахунок несучої цегляної стіни 640мм.....	
3.3 Розрахунок сходового маршу ЛМ 27.12.14.....	
3.4 Розрахунок сходової клітини 2ЛПФ 28.13.....	
4. Основи і фундаменти	
4.1. Загальні відомості	
4.2. Влаштування стрічкового монолітного залізобетонного фундаменту.	
4.3. Організація і технологія будівельного процесу з влаштування вертикальної опалубки	
4.4. Бетонування	
4.5. Демонтаж опалубки	
4.6. Геологічні умови	
4.7. Розрахунок фундаменту 12-и поверхового житлового будинку	
5. Технічна експлуатація	
6. Організація будівництва	
6.1. Будівельний генеральний план	
6.2. Організація будівництва	
6.3. Зведення будинку	
6.4. Земляні роботи	
6.5. Прокладання інженерних мереж	
6.6. Виконання робіт в зимових умовах	
6.7. Вказівки по контролю за якістю спорудження будівлі	
6.8. Геодезичне забезпечення будівництва	
6.9. Розрахунок площ складів	
6.10. Вибір будівельного крана	
6.11. Технологічна схема виконання основних робіт	

## 7. Технологія будівництва

### 7.1. Вступ

### 7.2. Загальні відомості

### 7.3. Матеріали для даної роботи портландцемент

### 7.4. Інструменти, приладдя, інвентар

### 7.5. Технологічний процес

### 7.6. Організація праці і робочого місця

### 7.7. Нормування

### 7.8. Загальні положення з охорони праці для муляра.

## 8. Охорона праці

### 8.1. Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів

### 8.2. Профілактика небезпечних та шкідливих виробничих факторів

### 8.3. Заходи з пожежної та вибухової безпеки

### 8.4. Інструкція по техніці безпеки при виконанні монтажних робіт на будівельному майданчику

## 9. Охорона навколишнього середовища

### 9.1. Вимоги нормативних документів

### 9.2. Охорона водних об'єктів

### 9.3. Охорона ґрунту

## 10. Науково- дослідна робота. Аналіз сучасного стану використання профнастилу в сталезалізобетонних конструкціях

### 10.1. Загальні відомості про сталезалізобетонні плити з профільованим настилом

### 10.2. Сполучення сталі й бетону для їх раціональної роботи в сталезалізобетонних конструкціях. Класифікація сталезалізобетонних конструкцій

### 10.3. Особливості сумісної роботи сталі й бетону в сталезалізобетонних конструкціях

### 10.4. Основи розрахунку сталезалізобетонних конструкцій

## Висновки

## Список використаної літератури

## 1. Аналітичний огляд

При розрахунку будь-яких будівельних конструкцій вирішуються три основні задачі: статична, тобто визначають внутрішні зусилля в конструкції; геометрична, тобто встановлюють співвідношення між переміщеннями і деформаціями і, нарешті, фізична, тобто визначають закон, за яким деформації залежать від внутрішніх напружень. Для пружних матеріалів ці закони визначаються простими рівняннями з курсу опору матеріалів. Це статичні умови рівноваги, фізичний закон у вигляді закону Гука і геометричний закон у вигляді гіпотези плоских перерізів. За цими законами можна нескладно визначити деформації, напруження та прогини в заданій конструкції, виготовленій з пружного матеріалу.

Однак у залізобетонних конструкціях закони для пружних матеріалів не завжди застосовні. Властивості залізобетону і його складових свідчать про те, що цей матеріал далекий від пружного. Розрахунок залізобетонних конструкцій як пружних елементів можливий лише при дуже невеликих навантаженнях. При експлуатаційних навантаженнях ( $0,5 \div 0,6R_{\max}$ ) бетон не підкорюється закону Гука (діаграма  $\sigma - \varepsilon$  має нелінійний характер і залежить від часу); виявляється несправедливою гіпотеза плоских перерізів; з'являються тріщини, бетон втрачає суцільність, класичні методи опору матеріалів виявляються неприйнятними. Тому при розробці методів розрахунку залізобетонних конструкцій широко використовують дослідні дані, отримані в результаті спеціальних експериментів. І майже вся теорія розрахунку залізобетонних конструкцій будується тільки на експериментальній основі з введенням припущень і відомих математичних залежностей.

### 1.1. Три стадії напруженого стану залізобетонних елементів при згині

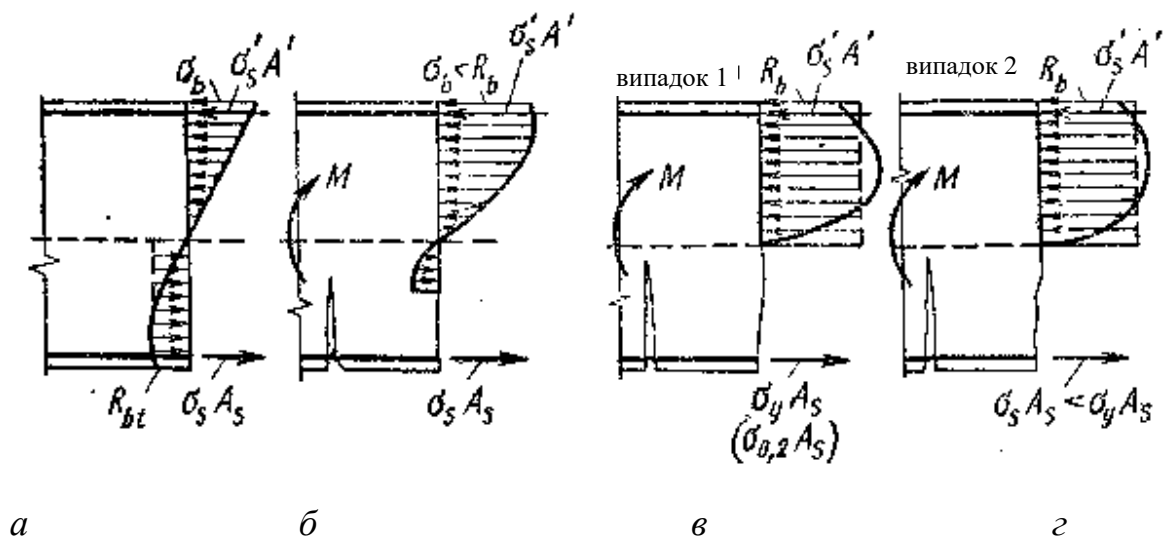
Досліди показують, що при завантаженні залізобетонної балки відбуваються специфічні явища, які можна уявити як різні стадії напруженого стану залізобетонного елемента, що згинається. У міру зростання навантаження в балці виникають тріщини по нормальних і похилих перерізах. Причиною перших є нормальні напруження, других – головні напруження, що з'являються



у похилих перерізах. Руйнування цієї балки може відбуватися як по нормальних, так і по похилих перерізах. Розглянемо послідовність розвитку напружень у залізобетонній балці по нормальних перерізах. Розсічемо умовно балку посередині і будемо уявляти в місці розрізу розвиток нормальних напружень по всій висоті перерізу. Розрізняють у теорії розрахунку залізобетонних балок три характерні стадії.

**I стадія.** При малих навантаженнях напруження в бетоні й арматурі невеликі, деформації мають пружний характер, епюри нормальних напружень у стиснутій і в розтягнутій зоні бетону мають форму трикутника (рис.2.1, а).

Ця стадія називається пружною стадією роботи. Зі збільшенням навантаження в розтягнутому бетоні виникають непружні деформації, напруження досягають міцності бетону на розтяг  $R_{bt}$ . Цей стан I стадії покладено в основу розрахунку тріщиностійкості залізобетонних елементів. При подальшому збільшенні навантаження в перерізі утворюються тріщини, починається друга стадія напруженого стану.



**Рис.1.1 – Послідовні стадії розвитку напружено-деформованого стану:**

а – I стадія – пружна; б – II стадія – робота з тріщинами; в – III стадія – руйнування по арматурі; з – III стадія – руйнування по бетону

**II стадія.** Після появи тріщин розтягуючі зусилля в перерізі сприймаються в основному арматурою і частково бетоном над тріщиною. Між тріщинами бетон працює на розтяг, і напруження в арматурі за довжиною зменшуються в міру віддалення від тріщини (рис.1.1, б). Епюра напружень у стиснутій зоні бетону

викривляється і має вигляд параболічної форми. По цій стадії, названій роботою з тріщинами або експлуатаційною стадією, виконується розрахунок прогинів та ширини розкриття тріщин у залізобетонних елементах.

**III стадія** – стадія руйнування (рис.1.1, в, г). Досвід свідчить, що руйнування залежить від кількості й виду арматури. При невеликому відсотку армування (1% і менше) руйнування відбувається в основному по розтягнутій зоні, по арматурі. З розвитком пластичних деформацій в арматурі розкриваються інтенсивно тріщини в розтягнутій зоні бетону і відбувається руйнування стиснутої зони бетону. Епюра напружень у стиснутій зоні бетону ще більше викривляється. Руйнування має м'який пластичний характер. Даний випадок руйнування має назву випадку 1.

У другому випадку руйнування першим втрачає свої міцнісні властивості бетон, напруження в нижній розтягнутій арматурі можуть не досягати межі плинності і її міцнісні властивості використовуються не повністю. Таке руйнування має крихкий характер і, як правило, має місце в перерізах з надлишковим вмістом арматури (2,5% і більше). Дані конструкції називаються переармованими.

Стадія III покладена в основу розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів у діючих нормах [7].

Усі зазначені стадії у завантаженому елементі протікають безупинно, і поділ їх на окремі етапи розглядається в теорії розрахунку залізобетонних конструкцій тільки умовно.

## **1.2. Існуючі методи розрахунку залізобетонних конструкцій**

До початку застосування залізобетону (кінець XIX ст..) інженери мали у своєму розпорядженні найпростіші методи розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням пружних властивостей матеріалів. В основу міцнісної характеристики перерізу було покладено значення напруження, що допускається за умови безпечної експлуатації конструкції. Принципи такого розрахунку були закладені Навьє в 1826 р. Метод розрахунку з використанням напружень, що

допускаються, мав вигляд:  $[\sigma] = R/k$ , де  $k$  – узагальнений коефіцієнт запасу. За цим методом розраховувались і залізобетонні конструкції. В основу цього методу прийнята друга стадія напружено-деформованого стану залізобетонного елемента, що згинається, тобто розглядається трикутна епюра стискаючих напружень у стиснутій зоні бетону і використовується закон Гука і гіпотеза плоских перерізів, розтягнута зона бетону в розрахунку не враховується. Весь переріз залізобетонного елемента замінюється приведеним перерізом

$$A_{red} = A_b + \alpha(A_s + A'_s), \quad (1.1)$$

де  $A_b$  – площа всього перерізу;  $\alpha$  – коефіцієнт приведення,  $\alpha = E_s/E_b$ ;  $E_s$  і  $E_b$  – модуль пружності арматури і бетону;  
 $A_s$ ,  $A'_s$  – площа перерізу розтягнутої і стиснутої арматур.

Застосування методу розрахунку по напруженнях, що допускаються, мало ряд недоліків, що призводило до неточних чи помилкових результатів. Так, неврахування нелінійних властивостей деформування бетону не дозволяло визначити дійсні напруження в бетоні й арматурі; прийняття трикутної епюри напружень у стиснутій зоні бетону давало занижене значення несучої здатності елементів, що згинаються; напруження, що допускаються, знижували міцнісні характеристики матеріалів. Проте даний метод використовувався довго і проіснував аж до 1938 р., коли на зміну йому прийшов більш прогресивний і теоретично обґрунтований метод розрахунку по руйнівних зусиллях. Хоча окремі елементи і передумови методу розрахунку по напруженнях, що допускаються, використовуються навіть на сучасному етапі розрахунку залізобетонних конструкцій.

У результаті великих експериментальних досліджень, виконаних А.Ф.Лолейтом, Я.В.Столяровим, М.Я.Штаерманом, А.А.Гвоздьовим та іншими, був розроблений метод, що враховує пружньо-пластичні властивості залізобетону, і був включений у норми проектування в 1938 р. Цей метод звався розрахунком по руйнівних зусиллях. В основу даного методу була покладена вже не друга, а третя стадія напружено-деформованого стану елемента, при цьому епюра напружень у стиснутій зоні приймалася прямокутна, напруження в бетоні й арматурі досягали своїх граничних значень. Метод дозволяв визначати повну

величину руйнівного навантаження і призначати загальний для всього перерізу коефіцієнт запасу  $k$ .

Величина навантаження, що допускається, знаходилася шляхом ділення зусилля, що руйнує, на цей коефіцієнт ( $M = Mp/k$ ,  $N = Np/k$ ). Цей метод більш об'єктивно відтворював дійсну роботу перерізів, підтверджувався експериментально і був кроком вперед у теорії розрахунку залізобетонних конструкцій. Несучу здатність перерізу для елемента, що згинається, визначали за формулою

$$M_{ser} = R_s A_s \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) = R_b b x \left( h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (1.2)$$

де  $R_s$ ,  $R_b$  – граничні міцнісні характеристики арматури і бетону;

$x$  – висота стиснутої зони бетону;

$h_0$  – робоча висота перерізу.

До недоліків методу розрахунку по руйнівних зусиллях слід віднести введення єдиного коефіцієнта запасу  $k$ , що не міг враховувати різні особливості роботи як вихідних матеріалів, так і зовнішніх навантажень.

Розрахунки прогинів, утворення і розкриття тріщин як у методі розрахунку по напруженнях, що допускаються, так і в методі розрахунку по руйнівних зусиллях детально не розглядалися і мали наближений характер.

На зміну двом попереднім методам, починаючи з 1955 р., приходять більш сучасний і більш обґрунтований метод розрахунку по граничних станах. Цей метод є фактично розвитком методу по руйнівних зусиллях. Сутність нового методу полягає в тому, що в ньому чітко встановлюються задані граничні стани конструкцій (чи то за міцністю, чи то за деформативністю, чи то за тріщиноутворенням і т.д.) і вводиться система розрахункових коефіцієнтів (не один, а багато), що гарантують конструкцію від настання цих станів при самих несприятливих сполученнях навантажень і найменших значеннях міцнісних характеристик матеріалів. Іншими словами, які великі не були б навантаження і які б малі не були міцнісні характеристики бетону й арматури, заданий граничний стан не наступить. Міцність перерізів у цьому методі визначається також за третьою стадією, але безпека роботи конструкції під навантаженням

оцінюється не одним коефіцієнтом запасу, а цілою системою науково обґрунтованих коефіцієнтів. Конструкції, запроєктовані за методом граничного стану, виходять, як правило, більш економічні, ніж запроєктовані з використанням інших методів.

Розглянемо докладно прийнятий в існуючих Державних будівельних нормах метод розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами [1, 7].

### 1.3. Метод розрахунку за граничними станами

Відповідно до діючих будівельних норм залізобетонні конструкції розраховують за методом граничних станів. Під граничним станом розуміють такий стан конструкції, після досягнення якого подальша експлуатація стає неможливою унаслідок втрати здатності протидіяти зовнішнім навантаженням або одержанням неприпустимих переміщень чи місцевих ушкоджень. Існує дві групи граничних станів: I – за несучою здатністю; II – за придатністю до нормальної експлуатації.

*Розрахунок по першій групі* виконують для запобігання руйнування (розрахунок по міцності), утрати стійкості (розрахунок на поздовжній вигин, перекидання, ковзання), утомлене руйнування (розрахунок на витривалість).

*Розрахунок по II групі* граничних станів проводять для недопущення розвитку надмірних деформацій (прогинів, кутів поворотів), появи тріщин, обмеження ширини розкриття тріщин у бетоні і т.п.

Такий метод розрахунку гарантує, що за період нормальної експлуатації будинку чи споруди не наступить жодний з граничних станів. Конструкції розраховують за цими станами у стадії експлуатації, виготовлення, збереження, транспортування і монтажу.

Відповідно до розглянутого методу всі типи навантажень поділяються на три види: *постійні, тимчасові й особливі*. До *постійних навантажень* відносяться: власна вага конструкцій, тиск ґрунту чи води на підпірні стінки, греблі, гідротехнічні споруди, а також зусилля попереднього напруження; до *тимчасових навантажень* відносяться вітрові, снігові, а також дуже великий

клас корисних навантажень від устаткування, складування матеріалів, людей, транспортних засобів, розміщення меблів, приладів, технологічного оснащення, стелажів для книг і т.п. Тимчасові навантаження у свою чергу підрозділяються на *тимчасові тривалої дії* і *тимчасові нетривалої дії (короткочасні)*. Так, внутрішні цегельні перегородки відносяться до тимчасових навантажень тривалої дії, а вага технологічного матеріалу і людей до навантажень нетривалої дії. Окремі види тимчасових навантажень підрозділяються на два типи (частина тривалої дії, а частина нетривалої дії). Так, снігове навантаження може мати частину тривалого характеру дії, а частину короткочасної дії. Для III снігового району 30% від загальної ваги приймається тривалої дії, а 70% – нетривалої. Тимчасові навантаження від мостових кранів також мають частину загального навантаження тривалої дії і частину нетривалої дії (50÷60% тривалої дії, інша частина нетривалої).

До *особливих навантажень* відносяться сейсмічні (землетрус, виверження вулканів), вибухові (різке порушення технологічного процесу чи результат воєнних дій – бомбардування, артобстріли, вплив ударної хвилі від вибуху бомби), різке деформування земної поверхні (наявність підроблювальних територій, карстові явища, вплив мурди осідання ґрунту).

Усі типи навантажень (постійні, тимчасові й особливі) вводяться в розрахунок тільки у певному сполученні. Існує два види сполучень – *основне* й *особливе*. В *основне* включаються постійні й тимчасові навантаження, в *особливе* входять постійні, тимчасові тривалого характеру й одна з особливих.

Слід відзначити ще одну важливу особливість у визначенні навантажень. Усі навантаження в методі розрахунку по граничних станах підрозділяються на *нормативні* й *розрахункові*, зв'язок між якими встановлюється:

$$q = \gamma_f \cdot q_{ser}, \quad (1.3)$$

де  $q$  – розрахункове навантаження;

$\gamma_f$  – коефіцієнт надійності по навантаженню, що встановлюється для кожного виду навантаження самостійно ( $\gamma_f = 1,1$  для власної ваги залізобетонних конструкцій,  $\gamma_f = 1,2 \div 1,3$  для тимчасових корисних навантажень,  $\gamma_f = 0,9$  для ваги підпірних стін і т.п.);

$q_{ser}$  – нормативне навантаження, установлене за результатами багатопланового аналізу її значення, або за паспортними даними, або по геометричних розмірах і середній густині речовини, або за наведеними у нормах значеннями.

Важливе значення має задання міцнісних характеристик матеріалів у методі розрахунку за граничними станами. У нормах [6, 7] міцнісні характеристики матеріалів (опір бетону й арматури) також, як і навантаження, поділяються на *нормативні* й *розрахункові*. Співвідношення між ними має наступний вигляд:

$$R = \frac{R_{ser}}{\gamma_i}, \quad (1.4)$$

де  $R_{ser}$  – нормативний опір матеріалу;

$R$  – розрахунковий опір;

$\gamma_i$  – коефіцієнт надійності, практично завжди більший одиниці для першої групи граничних станів і рівний одиниці для другої групи граничних станів.

Розрахунковий опір матеріалів (бетону й арматури) завжди менше нормативного, тобто з метою підвищення надійності розрахунку дійсні міцнісні характеристики матеріалів штучно занижуються.

Нормативний опір бетону встановлюється на підставі серії дослідів бетонних стандартних кубиків даного класу і статистичної обробки отриманих результатів. Клас бетону визначають за формулою

$$B = \bar{R}(1 - \chi\nu), \quad (1.5)$$

де  $\bar{R}$  – середнє значення міцності (марка бетону);

$\chi$  – число стандартів (показник надійності);

$\nu = \frac{\sigma}{R}$  – коефіцієнт варіації міцності.

У математичній статистиці за допомогою  $\chi\sigma$  чи  $\chi\nu$  оцінюється імовірність повторення значень тимчасового опору, менших  $R$  (клас бетону). Якщо прийняти  $\chi = 1,64$ , то імовірність повторення значень міцності бетону менших від  $R$  буде не більше ніж у 5% . При цьому досягається нормована забезпеченість не менше

0,95. І хоча теоретичні дані не завжди збігаються з експериментальними значеннями, проте в нормах прийнята така методика визначення міцності бетону.

Нормативну призьмову міцність бетону визначають за емпіричною формулою

$$R_{b,ser} = B (0,77 - 0,00125B) , \quad (1.6)$$

але не менше  $0,72B$ .

У нормах наводяться тільки два міцнісні параметри бетону:  $R_{b,ser}$  – опір осьовому стиску призм і  $R_{bt,ser}$  – опір осьовому розтягу. При цьому  $R_{bt,ser}$  визначається за формулою Фере

$$R_{bt,ser} = 0,5k\sqrt[3]{B^2} , \quad (1.7)$$

де  $k = 0,7$  для бетонів низьких класів і  $k = 0,8$  для бетонів класу В40 і вище.

Розрахунковий опір бетону для розрахунку за першою групою граничних станів визначають діленням нормативного опору (формула (2.4)) на відповідні коефіцієнти надійності по бетоні – при стиску  $\gamma_{bc} = 1,3$ , при розтягу  $\gamma_{bt} = 1,5$ ; допускається приймати  $\gamma_{bt} = 1,3$  якщо виконується контроль міцності бетону на розтяг.

При розрахунку конкретних залізобетонних конструкцій, які працюють у заданих складних умовах, допускається коригувати розрахунковий опір бетону шляхом множення цієї величини на коефіцієнти умов роботи ( $\gamma_{b1}, \gamma_{b2}, \gamma_{b3}, \gamma_{b4}, \gamma_{b5}$  і т.д.). Дані коефіцієнти можуть як підвищувати розрахункові опори, так і знижувати їх. Значення цих коефіцієнтів наводяться в нормах [6, 7]

При розрахунку конструкцій за другою групою граничних станів коефіцієнти надійності  $\gamma_{bc} = \gamma_{bt} = 1$ , коефіцієнти умов роботи в більшості випадків також приймають рівними 1 або меншими за одиницю.

Нормативний опір арматури  $R_{s,ser}$  установлюють з урахуванням статистичної мінливості міцності з довірчою імовірністю 0,95 і приймають рівним для стержньової арматури фізичній границі текучості  $\sigma_y$  чи умовній границі текучості  $\sigma_{0,2} = 0,8\sigma_u$ , де  $\sigma_u$  – тимчасовий опір арматури при розтязі. Для високоміцної арматури найчастіше нормативний опір арматури приймають рівним тимчасовому опору  $\sigma_u$ .



Розрахункові опори арматури на розтяг і стиск при розрахунку за першою групою граничних станів знаходять за формулою

$$R_s = R_{s, ser} / \gamma_s, \quad (1.8)$$

де  $\gamma_s$  – коефіцієнт надійності по арматурі, для А240С, А300С  $\gamma_s = 1,05$ ; для А400С  $\gamma_s = 1,1$ ; для В<sub>p</sub>-I  $\gamma_s = 1,1$ ; для В-II, В<sub>p</sub>-II, К-7, К-19  $\gamma_s = 1,2$ .

Розрахункові опори арматури стиску  $R_{sc}$  при врахуванні сил зчеплення арматури з бетоном приймають рівними відповідним розрахунковим опорам при розтязі, але не більше 400 МПа (виходячи з граничної стискальності бетону), для високих класів арматури допускається приймати  $R_{sc} = 500$  МПа.

При розрахунку елементів на дію поперечної сили розрахункові опори арматури знижуються введенням коефіцієнта умов роботи  $\gamma_{sl} = 0,8$ , позначають цей опір величиною  $R_{sw}$ .

Крім того, розрахункові опори арматури  $R_s$ ,  $R_{sc}$  і  $R_{sw}$  слід множити на додаткові коефіцієнти умов роботи:  $\gamma_{s3}$ ,  $\gamma_{s4}$  – при багаторазовому прикладанні навантаження;  $\gamma_{s5}$  – у зоні передачі напруження на бетон;  $\gamma_{s6}$  – для високоміцної арматури, що працює при напруженнях вище умовної границі текучості.

Таким чином, підводячи підсумок існуючим міцнісним параметрам бетону й арматури, можна зробити висновок про те, що для бетонів існують у нормах тільки дві міцнісні характеристики  $R_b$ ,  $R_{bt}$ , а для арматури три –  $R_s$ ,  $R_{sc}$ ,  $R_{sw}$ . Слід строго розрізняти нормативні і розрахункові опори бетону й арматури: нормативні опори – більші величини, а розрахункові опори – менші. Значення нормативних й розрахункових опорів бетону й арматури наведені в додатках I і II. При визначенні навантажень нормативні навантаження менші величини, а розрахункові – більші.

Загальний принцип розрахунку залізобетонних конструкцій за першою групою граничних станів зводиться до того, що переріз конструкцій буде мати необхідну міцність, якщо зусилля від зовнішніх розрахункових навантажень не перевищують зусиль, сприйманих перерізом при розрахункових опорах матеріалів з урахуванням коефіцієнтів умов робіт.

Умовно ця вимога може бути записана у вигляді

$$N(q_{ser}, v_{ser}, \gamma_f, \gamma_n, c) \leq T_{per}(s, R_{b,ser}, R_{s,ser}, \gamma_b, \gamma_{bt}, \gamma_s, \gamma_{sl}), \quad (1.9)$$

де  $N$  – зовнішнє зусилля, що залежить від постійних ( $q_{ser}$ ), тимчасових ( $v_{ser}$ ) навантажень і коефіцієнтів надійності за навантаженням ( $\gamma_f, \gamma_n, c$  – динамічний коефіцієнт);

$T_{per}$  – зусилля, сприймане перерізом і залежне від геометричних розмірів перерізу ( $s$ ), міцнісних параметрів бетону ( $R_{b,ser}$ ) і арматури ( $R_{s,ser}$ ) і відповідних коефіцієнтів надійності за матеріалами ( $\gamma_b, \gamma_{bi}, \gamma_s, \gamma_{si}$ ).

Розрахунок за другою групою граничних станів на тріщиноутворення і деформативність роблять як для звичайних елементів, так і для тих, до яких ставляться вимоги забезпечення підвищеної тріщиностійкості і мінімальної деформативності. Умовно ці вимоги можна записати у вигляді

$$\begin{aligned}M(N) &\leq M_{crc}(N_{crc}); \\a_{crc} &\leq [a_{crc}]; \\f &\leq [f],\end{aligned}\tag{1.10}$$

де  $M, N$  – зовнішні зусилля;

$M_{crc}(N_{crc})$  – зусилля, при якому з'являються тріщини;

$a_{crc}$  – розрахункова величина ширини розкриття тріщин;  $[a_{crc}]$  – припустима для даного елемента ширина розкриття тріщин,  $[a_{crc}] \leq 0,4\text{мм}$ ;

$f$  – розрахункова величина прогину;  $[f]$  – припустима нормами величина прогину; наприклад, для балок прольотом  $l < 6$  м  $[f] = 1/200 l$ ; при  $l > 7,5$   $[f] = 1/250 l$ , але не більше 3 см; для підкранових балок  $[f] = 1/600 l$  і т.п.

## 2. Архітектурний розділ

### 2.1. Загальні відомості

В проекті запроєктовано 12 поверховий житловий будинок на 132 квартири, та не житловим першим поверхом, що відведений під офісні приміщення.

Земельна ділянка відведена під забудову знаходиться в м. Ірпінь і являє собою пустир, що покритий трав'яною рослинністю, та окремими групами чагарників. Рел'єф ділянки рівний, абсолютні відмітки коливаються в межах 144,2-144,7м.

Запроектований будинок, згідно генерального плану, знаходяться на відстані понад 50м від існуючих будинків. Таке розташування та інженерно-геологічні властивості ґрунтів унеможливають вплив будівництва на існуючі будинки.

Під'їзд до житлового будинку здійснюється з вулиці, що проходить поруч, для пожежних машин передбачені під'їзди до всіх фасадів будинку.

Вхідні під'їзди в житловий будинок розміщено на тильному фасаді. Головні входи до офісів розміщені на лицьовому фасаді.

Відстані між житловими будинками прийняті згідно розрахункам інсоляції, протипожежним нормам (ДБН-360-92, п 3.13 та додаток 3.1, табл 1), особливостям відведеної території та забезпечують розташування благоустрою, під'їздів до будинку (у т. ч. протипожежних під'їздів).

Проектом передбачено комплексний благоустрій території з асфальтобетонними проїздами, прохідними доріжками, розміщення декоративних лав, світильників, урн для сміття. На території запроектовано ігровий майданчик та майданчики тимчасового зберігання автомобілів.

## **2.2. Об'ємно-планувальні рішення**

За відносну відмітку будинку  $\pm 0,00$  прийнято відмітку чистої підлоги 1-го поверху, що відповідає абсолютній відмітці 145,36м. Житлова частина будинку запроектована на 132 квартири і 12 офісних приміщень, та має чотири під'їзди. Будинок прямокутний в плані та має чотири еркерних виступи на головному фасаді.

Житло розміщено з 2-го по 12 поверхи. Висота типових поверхів - 3,00м., висота підвального поверху -2,55м. Вхід в будинок відбувається через під'їзди (розміщені на тильному фасаді), що мають тамбур. Офісні приміщення мають по два окремих входи. Центральний вхід розміщений на залізобетонній плиті, що простягається вздовж всього головного фасаду і має ширину від 3,00(в еркерних зонах) до 3,78м, на рівні  $\pm 0,00$ м з зовнішнім ухилом 1% для відводу дощової води, і яка опирається на залізобетонні стовпчики. Чорновий вхід до офісних приміщень відбувається через під'їзди. Сполучення між поверхами відбувається за допомогою чотирьох пасажирських ліфтів та маршових сходів.

На кожному поверсі, в ліфтовому холі, знаходиться електрощитова та щитова телефонного вузла. Вхід до підвалу знаходиться відразу після вхідного тамбура в кожному під'їзді. Входи до квартир розміщені в ліфтових холах. При необхідності, в під'їздах можна облаштувати кімнату для конс'єржа. Планування квартир зроблене з врахуванням принципу функціонального зонування. Орієнтація житлових кімнат відповідає нормативним вимогам інсоляції. Як результат: відсутні прохідні кімнати та санвузли не мають спільних перегородок зі спальними кімнатами. Натомість, санвузли межують з кухнями, що спрощує конструкцію водопроводу, каналізації та вентиляції будинку.

В будинку запроектовані одно, двох та трикімнатні квартири. Кожна з квартир має хоча б один балкон. Виключенням є однокімнатні квартири, що мають по два спарених балкони (кухні та спальної кімнати). Двох та трикімнатні квартири мають роз'єднані санвузли, однокімнатні ж оснащені об'єднаним санвузлом.

Офісні приміщення, що знаходяться під двох та трикімнатними квартирами мають два відокремлених туалети, чоловічий та жіночий. Ті ж, що знаходяться під однокімнатними - один спільний туалет.

Підвальний поверх має виключно технічне призначення. Для ремонту та обслуговування інженерних систем будинку.

Горище відсутнє.

### **2.3. Зовнішнє оздоблення**

Для надання будинку красивого зовнішнього вигляду та для зниження намокання стін під час атмосферних опадів (що також впливає на теплопровідність стіни), для зведення зовнішніх несучих стін, проектом передбачається використання лицевальної цегли високої якості в чистовій кладці. Цокольна частина будинку та перший поверх оздоблюються морозостійкою керамічною плиткою (Gress), що кріпиться до стіни клеєвою суміш'ю Ceresit C117. Для захисту цегляної кладки парапета на даху будинку, він покривається мідними ковпаками, що, для більшої надійності, запаюються між собою. Так само накриваються ліфтові стояки.

Огорожа балконів та бетонного помосту на головному фасаді металева. Вертикальні елементи труби  $d30$ , горизонтальні-металева профільна труба  $30 \times 60$ , що накривається пластмасовою накладкою. Для запобігання втратам тепла, балконні плити утеплені піносклом, та зашпатлевані.

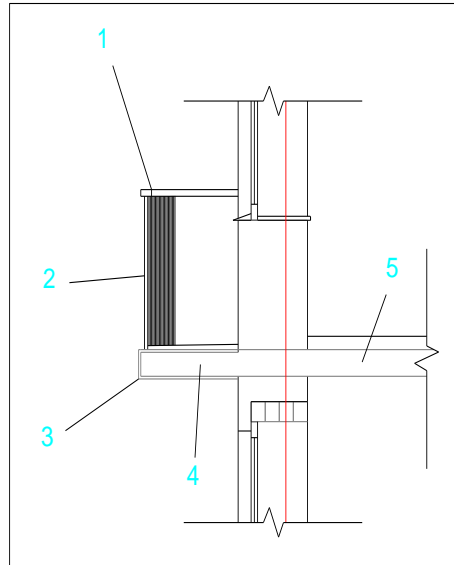


Рис. 2.1. Фрагмент конструктивного рішення балкону: 1-пластиковий парпет; 2-металева огорожа; 3-утеплювач; 4-балконна плита; 5-плита перекриття.

#### 2.4. Внутрішнє оздоблення

Внутрішнє оздоблення квартир: стіни – тепла штукатурка, безпіщанка, водоемульсійна фарба; підлоги - цементна стяжка, (прихожа, санвузли та кухня-керамічна плитка, коридор та спальні кімнати-паркетна дошка), стелі – безпіщанка, водоемульсійна фарба. Внутрішнє оздоблення місць загального користування: стіни та підлоги тамбура та ліфтового холу 1-го поверху-керамічна плитка; стіни ліфтового холу та сходової клітини типових поверхів - декоративна штукатурка, підлоги – керамічна плитка.

Вхідні двері залізні і оздоблені шкірозамінником з м'якою підкладкою.

Внутрішньоквартирні двері виготовлені з ДВП та шпоновані.

Вікна металопластикові.

Можливі зміни в внутрішньому оздобленні квартир в залежності від побажань замовника та власників квартир.

## 2.5. Конструктивні рішення

Будинок спирається на залізобетонний стрічковий фундамент завтовшки-640мм.,глибина закладання-2,90м(1,74м,від рівня землі).

Оскільки міжосьові відстані в плані:1-14=79,040м і А-Г=13,880м, виникла необхідність в температурному та сейсмічному шві. Даний шов (100мм завширшки ) розміщений по середині довжини будинку і ділить його на дві ідентичні секції.

Відмітка підлоги підвалу -2,55м.Для фундаменту застосовується бетон В25-В30 класу W4 по водопроникності.

Стіни підвалу та першого поверху монолітні залізобетонні В25-В30,завтовшки 640мм.

Плити перекриття збірні залізобетонні,товщина-220мм.Клас бетону В30.Як діафрагми жорсткості використовуються стіни ліфтів,сходових клітин,а також внутрішньо квартирні перегородки.

Товщина цегляних стін:

зовнішні несучі	-640мм
внутрішні несучі	-640мм
між секційні	-380мм(подвійна)
шахта ліфта	-380мм
перегородки	-150мм

Просторова система створена залізобетонними стінами першого поверху,та цегляними стінами і залізобетонними плитами перекриття забезпечує стійкість та жорсткість секцій будинку в кожному напрямку.

Зовнішні та внутрішні стіни підвалу та першого поверху,монолітні армовані. Гідроізоляція підземної частини стін рулонна. Спочатку стіна обробляється праймером, потім наклеюється один шар рубероїду 4мм та геобар'єр.

Сходи залізобетонні. Ліфтові шахти являються нерозрізною частиною будинку.

Зовнішні та внутрішні стіни з 2-го по 12-й поверхи,цегляні.

Будинок має безгорищний дах. Перекриття останнього поверху утеплене 150мм шаром піноскла, над яким нанесена цементно-пісчана стяжка завтовшки 100мм, що вкрита трьома шарами руберойду по 4мм кожен (останній з гранітною присипкою). Ліфтові шахти виходять на дах, де закінчуються технічними кімнатами, в яких знаходяться ліфтові мотори з редукторами та головний щит управління роботи ліфта.

На першому поверсі житлових будинків розташовані приміщення офісів. Тимчасові навантаження на переkritтя вбудованих офісів – 200кг/м<sup>2</sup>, тимчасові навантаження на типових житлових поверхах – 150кг/м<sup>2</sup>.

Згідно ДБН клас відповідальності будинків - II. Значення коефіцієнта надійності - 1,0. Величина горизонтального переміщення верха корпусів 1/500H (висота будинку).

Під бетонною стяжкою підлоги підвалу завтовшки 80мм є гравійна висипка товщиною 100мм. Кожен сантехнічний стояк, на випадок аварійної ситуації, в підвалі має вигрібний приямок з погрузним насосом, що з'єднаний з централізованою каналізацією.

## **2.6. Технологічні рішення**

Даний проект передбачає зведення несучих огорожувальних стін з однорядної цегляної кладки без використання утеплювача. Опір теплопередачі забезпечується товщиною огорожувальної стіни в 640мм. В даному випадку дві проблеми (забезпечення несучої здатності та опір теплопередачі) вирішується одним технологічним рішенням.

Технологічна частина проекту житлових будинків з вбудованими приміщеннями розроблена відповідно до:

- ДБНВ 2.2-9-99 "Громадські будівлі та споруди";
- архітектурно-будівельних креслень.

Вбудовані приміщення в житловому будинку розташовані на першому поверсі. Загалом це 12-офісних приміщень.

Будинок запроектований під індивідуальну систему опалення квартир та офісних приміщень. Двох та трикімнатні квартири мають розділені санвузли, а однокімнатні, мають один сумісний санвузол. Офісні приміщення, що розміщені

під двох та трикімнатними квартирами, мають два окремих туалети, чоловічий та жіночий. А ті, що під однокімнатними-один спільний туалет.

Підвальне приміщення має виключно технічне призначення. Для обслуговування та ремонту інженерних систем будинку.

Проект передбачає оснащення будинку домофоном, але при необхідності, на першому поверсі можливо облаштувати кімнату для консьєржа.

Проект передбачає використання сепарованої системи відведення вод, які розділені на:

дощова вода;

мильна вода;

чорні води.

Дощова вода з даху збирається в ливневі системи, та стікає в відстійники-уловлювачі піску після чого дощова вода переливається в зливний канал d110, що проходить в середині стіни, поруч з вентканалами і потрапляє через сифон до об'єднувального відстійника.

Мильна вода збирається з усіх сантехнічних точок крім унітазів і зливається, спочатку до деграсатора, а потім в об'єднувальний відстійник.

Чорні води з унітазів зливаються окремо і потрапляють до трикамерника, де фекальні зтоки перероблюються бактеріями і потім перетікають до об'єднувального відстійника де зливні стоки перемішуються, перш ніж потрапити до централізованої каналізації міста.

Всі ці сантехнічні системи обов'язково мають вентиляційні відгалудження з труб того ж діаметра, що і основна система.

## **2.7. Стоянки для легкових автомобілів**

Автостоянку запроектовано на 41 місце та призначено для зберігання легкових автомобілів, що належать громадянам.

За розрахунковий автомобіль прийнятий легковий автомобіль середнього класу з максимальними габаритними розмірами 4,8x2,0м., з мінімальним радіусом розвороту 6,0м.

## **3. Розрахунково-конструктивний розділ**



В дипломному проєкті виконуємо розрахунки чотирьох несучих конструкцій:

багатопустотна плита перекриття, несуча зовнішня стіна, фундамент та маршові сходи.

### 3.1. Розрахунок плити перекриття ПК 65-12-8

**Вихідні дані.** В проєкті будинку використовуватимуться плити двох типорозмірів, вибираємо плиту з найбільшим прольотом (між осями 1-2).

Габаритні розміри плити та основні технічні характеристики:

довжина	6480мм
ширина	1190мм
висота	220мм
власна вага	2.35т
максимально допустиме навантаження	0.8т. × 1м <sup>2</sup>

Дані для проектування:

бетон

$$B30(R_b = 17.0 \text{ МПа} = 1.7 \text{ кН} / \text{см}^2; R_{bt} = 1.2 \text{ МПа} = 0.12 \text{ кН} / \text{см}^2)$$

$$\gamma_{b2} = 0.9 \text{ -коєф.}$$

Повздовжня робоча арматура А400С, у якої  $R_s = 375 \text{ МПа} = 37.5 \text{ кН} / \text{см}^2$

Арматура хомутів і конструктивна арматура з дроту Вр-1

#### **Розрахунковий проліт плити.**

$$l_b = l_2 - b - 2m - 2C / 2 = 6480 - 240 - 2 \times 0 - 2 \times 200 / 2 = 6040 \text{ мм}$$

Опалубкова довжина плити

$$l_{on} = l_2 - b - 2m = 6480 - 240 - 2 \times 0 = 6240 \text{ мм}$$

## Розрахунковий поперечний переріз плити.

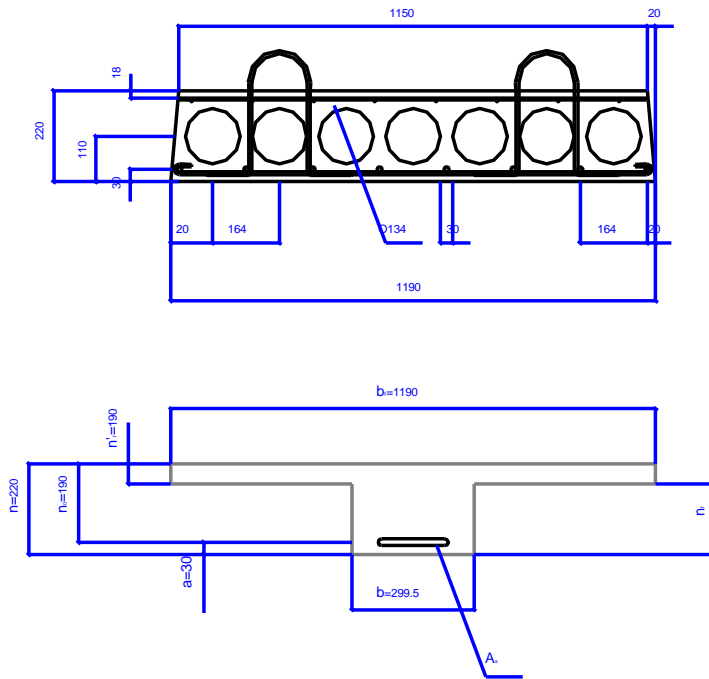


Рис.3.1 Поперечний перетин плити перекриття ПК 66-12-8, та приведений поперечний перетин.

Круглий переріз порожнин приводимо до еквівалентного прямокутного зі стороною

$$h_1 = 0,9 \times 135,0 = 121,5 \text{ мм}$$

де 0,9-співвідношення сторони квадрата до діаметра кола, при їх однаковій площі.

Тоді

$$h'_f = \frac{h - h_1}{2} = \frac{220 - 121,5}{2} = 49,25 \text{ мм}$$

Приймаємо:

$$a = 30 \text{ мм}; h_0 - a = 220 - 30 = 190 \text{ мм}$$

$$b = b_f - n \times h_1 = 1150 - 7 \times 121,5 = 299,5 \text{ мм}$$

де n-кількість круглих отворів в плиті=7шт.

## Статичний розрахунок плити.

З початку визначаємо яке розподілене навантаження діє на плиту. Воно складається з максимально допустимого навантаження на плиту, що допускається заводом виробником, та навантаженням від власної ваги.

$$q = q_{\max} + q_b = 7.848 + 3.503 = 11.351 \text{ кН/м} (1157.08 \text{ кг/м})$$

де  $q_{\max}$  – максимально допустиме навантаження на плиту

$$q_{\max} = 0,8 \text{ т} \times \text{м}^2 (7,848 \text{ кН/м})$$

$$q_b \text{ – навантаження від власної ваги } q_b = 3,503 \text{ кНм}$$

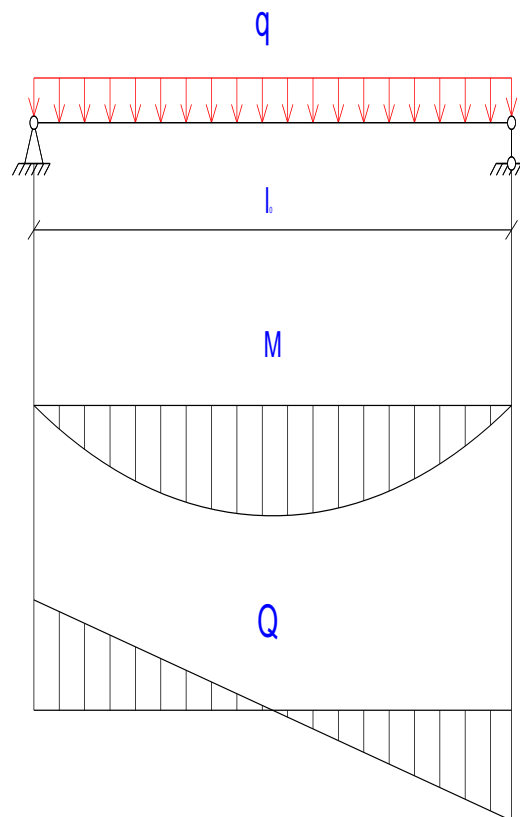


Рис.3.2 Розрахункова схема плити перекриття.

$$M = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{11.351 \times 6.140^2}{8} = 53.491 \text{ кНм}$$

$$Q = \frac{q \times l}{2} = \frac{11.351 \times 6.140}{2} = 34.847 \text{ кН}$$

**Визначення моменту інерції еквівалентного перерізу.**

$$I_{z1} = \frac{115 \times 10^3}{12} = 9583.3 \text{ см}^4$$

$$I_{z2} = \frac{29.95 \times 10^3}{12} = 2495.8 \text{ см}^4$$

$$I_{z1} = I_{z1} + a^2 F = 9583.0 + 5.5^2 (115 \times 4.925) = 26716.17 \text{ см}^4$$

$$I_{z2} = I_{z1} + a^2 F = 2495.8 + 5.3^2 (29.95 \times 17.075) = 17965.56 \text{ см}^4$$

$$I_{red} = I_{z1} + I_{z2} = 26716.17 + 17965.56 = 44681.746 \text{ см}^4$$

### Розрахунок міцності нормального перерізу.

Визначення положення нейтральної осі.

$$M_f = R_b \times \gamma_{b2} \times b_f' \times h_f' (h_0 - 0.5 h_f') = 1.7 \times 0.9 \times 115.0 \times 4.925 (19 - 0.5 \times 4.925) = 14330.632 \text{ кН} \times \text{см}$$

Оскільки  $M_f > M$  ( $143.306 \text{ кНм} > 53.491 \text{ кНм}$ ), то нейтральна вісь проходить у межах висоти полиці, у цьому випадку розрахунок виконують як для прямокутного перерізу шириною  $b_f' = 1150 \text{ мм}$

$$A_o = \frac{M}{R_b \times \gamma_{b2} \times b_f' \times h_0^2} = \frac{5349.1}{1.7 \times 0.9 \times 115.0 \times 19^2} = 0.0842 \leq A_y = 0.407$$

$$\text{Для } A_y = 0.0842 \quad \eta = 0.956$$

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \eta \times h_0} = \frac{5349.1}{37.5 \times 0.956 \times 19} = 7.853 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо 8Ø12 А400С (9,048 см<sup>2</sup>) і розташовуємо в кожному ребрі плити по одному стержню.

### Розрахунок міцності похилих перерізів.

Погонне навантаження  $q = 11.351 \text{ кН} / \text{м} (0,1149 \text{ кН} / \text{см})$

Приймаємо, конструктивно, діаметр поперечної арматури з умов зварювання

$$d_{sw} \geq 0.25 \times d_s = 0.25 \times 12 = 3.0 \text{ мм}$$

$$\text{кількість каркасів} - 4 \text{ шт.}, \text{ тоді } A_{sw} = 4 \times 0.126 = 0.504 \text{ см}^2$$

$$R_{sw} = 270 \text{ МПа} = 27.0 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\text{Крок хомутів } S \leq h / 2 = 11$$

Приймаємо  $S = 10.0 \text{ см}$ , звідси

$$E_s = 17 \times 10^4 \text{ МПа},$$

$$E_b = 32.5 \times 10^3 \text{ МПа},$$

$$\varphi_{b2} = 2.0; \varphi_{b3} = 0.6$$

Перевіряємо інтенсивність зусилля в хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \times (1 + \varphi_f) \times R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b}{2} = \frac{0.6 \times (1 + 0.0959) \times 0.12 \times 0.9 \times 29.95}{2} = 1.063$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \times R_{sw}}{S} = \frac{0.504 \times 27.0}{10} = 1.36 \text{ кН / см}$$

$$\varphi_f = 0.75 \times \frac{3h_f' \times h_f'}{b \times h_0} = 0.75 \times \frac{3 \times 4.925 \times 4.925}{29.95 \times 19.0} = 0.0959 \leq 0.5$$

Отже умова  $q_{sw} \geq 1.063$  виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0.3 \times \varphi_{b1} \times \varphi_{w1} \times R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5d\mu_w = 1 + 5 \times 5.23 \times 0.00168 = 1.0439$$

$$d = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17.0 \times 10^4}{32.5 \times 10^3} = 5.23$$

де

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \times S} = \frac{0.504}{299.5 \times 10} = 0.00168$$

$$Q = 34.847 \text{ кН} < 0.3 \times 0.83 \times 1.0439 \times 1.7 \times 0.9 \times 29.95 \times 19.0 = 226.308 \text{ кН}$$

Умова виконується, тобто переріз плити достатній.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b$$

$$Q_{b\min} = \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0$$

$$\varphi_n = 0$$

$$Q_{b\min} = 0.6 \times (1 + 0.0959 + 0) \times 0.12 \times 0.9 \times 29.95 \times 19.0 = 40.41 \text{ кН}$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2}{C}$$

де

$$C = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f) \times R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2}{q}} = \sqrt{\frac{2 \times (1 + 0.0959) \times 0.12 \times 0.9 \times 29.95 \times 19.0^2}{0.1135}} =$$

$$= 150.157 \text{ см}$$

Тоді

$$Q_{b1} = (2.0 \times (1 + 0.0959 + 0) \times 0.12 \times 0.9 \times 29.95 \times 19.0^2) / 150.157 = 17.04 \text{ кН}$$

Приймаємо

$$Q_{b1} = 40.41 \text{ кН} > Q = 34.847 \text{ кН}$$

Це означає, що немає необхідності в хомутах! Вони можуть бути додані, виключно заради технологічного рішення складання каркасу плити.

Перевіряємо міцність похилого перерізу

$$Q < Q_b + Q_{sw}$$

$$Q = 11.351 \text{кН}$$

$$Q_b + Q_{sw} = 40.41 + 0 = 40.41 \text{кН}$$

$$11.351 \text{кН} < 40.41 \text{кН}$$

Отже умова виконується! Тобто міцність по похилих перерізах забезпечена.

### **Визначення втрат попереднього напруження в арматурі.**

Спосіб натягу арматури-електротермічний.

Перші втрати:

$$\Delta Q_{sp(1)} = \Delta Q_{sp(2)} + \Delta Q_{sp(3)} + \Delta Q_{sp(4)}$$

Втрати від релаксації в арматурі

$$\Delta Q_{sp1} = 0.03 Q_{sp} = 0.03 \times 360 = 10.8 \text{МПа}$$

$$Q_{sp} = 0.9 \times R_{sn} = 0.9 \times 400 = 360.0 \text{МПа}$$

Втрати від температурного перепаду

$$\Delta Q_{sp2} = 0$$

Втрати від деформації форми арматури

$$\Delta Q_{sp3} = 0$$

Втрати від деформації анкерів теж

$$\Delta Q_{sp4} = 0$$

Тоді

$$\Delta Q_{sp(1)} = \Delta Q_{sp1} = 10.8 \text{МПа}$$

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням перших втрат:

$$P_{(1)} = A_{sp} \times (Q_{sp} - \Delta Q_{sp(1)}) = 9.047 \times (360 - 10.8) \times 10^{-3} = 315.92 \text{кН}$$

Визначаємо другі втрати:

- від усадки бетону

$$\Delta Q_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \times E_s = 0.0002 \times 17 \times 10^4 = 34.0 \text{МПа}$$

де  $\varepsilon_{b,sh}$  - деформація усадки бетону, для бетонів марки < В35, приймається

$$\varepsilon_{b,sh} = 0.0002$$

- від повзучості бетону

$$\Delta Q_{sp6} = \frac{0.8 \times \varphi_{b,cr} \times \alpha \times Q_{bp}}{1 + \alpha \times \mu_{sp} \times (1 + e_{opl} \times y_s \times A_{red} / I_{red}) \times (1 + 0.8 \times \varphi_{b,cr})} =$$

$$= \frac{0.8 \times 2.3 \times 5.23 \times 7.65}{1 + 5.23 \times 0.00839 \times (1 + 11.035 \times 11.035 \times 1125.087 / 44681.746) \times (1 + 0.8 \times 2.3)} = 48.853 \text{ МПа}$$

де  $y_s$  – відстань між центрами ваги напруженої арматури поперечним перетином  $e_{opl} = 11.035 \text{ см}$ .

$\varphi_{b,cr}$  - коеф. ,повзучості бетону. При В30 і вологості 40-70%,

$$\varphi_{b,cr} = 2.3$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{17 \times 10^4}{32.5 \times 10^3} = 5.23$$

$$\mu_{sp} = \frac{A_{sp}}{A} = \frac{9.047}{115 \times 4.92 + 29.95 \times 17.075} = 0.00839$$

$$Q_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \times e_{opl}^2}{I_{red}} - \frac{M_{gn} \times e_{opl}}{I_{red}} =$$

$$= \frac{315.92}{1125.087} + \frac{315.92 \times 11.037^2}{44681.746} - \frac{1526.19 \times 11.037}{44681.746} = 0.765 \text{ кН / см}^2 (7,65 \text{ МПа})$$

де  $A_{red} = b'_f \times h'_f + b_f \times h_f + A_{sp} \times \alpha =$   
 $= 115.0 \times 4.925 + 29.95 \times 17.075 + 0 + 9.047 \times 5.23 = 1125.087 \text{ см}^2$

площа приведенного перетину.

$$e_{opl} = y_0 - a = 14.037 - 3.0 = 11.037 \text{ см}$$

$y_0$  - відстань від центра ваги приведенного перерізу, до нижньої грані

$$y_0 = 14.037 \text{ см}$$

$$M_{gn} = \frac{q_w \times l_0^2}{8} \times 1.2 = \frac{2.35 \times 6.58^2 \times 1.2}{8} = 15.26 \text{ кНм} - \text{це}$$

згинальний момент від власної ваги

Сумарні втрати.

$$\Delta Q_{sp(2)} = \Delta Q_{sp1} + \Delta Q_{sp5} + \Delta Q_{sp6} = 10.8 + 34.0 + 48.853 = 93.653 \text{ МПа} < 100.0 \text{ МПа}$$

Отримані втрати виявились меншими за 100МПа.Тоді зусилля в арматурі з врахуванням всіх втрат

$$P_{(2)} = A_{sp} \times (Q_{sp} - \Delta Q_{sp(2)}) = 9.047 \times (360 - 93.65) \times 10^{-1} = 240.66 \text{ кН}$$

**Розрахунок плити на розкриття тріщин.**

Розрахунок проводиться виходячи з умови

$$a_{crc} \leq a_{crc.ult}$$

де  $a_{crc.ult}$  - гранично допустима ширина розкриття тріщин згідно нормативних документів. Яка дорівнює 0,3мм при тривалій дії навантаження і 0,4мм при короткочасному навантаженні.

Ширину розкриття нормальних тріщин визначаємо по формулі:

$$a_{crc} = \varphi_1 \times \varphi_2 \times \varphi_3 \times \psi_s \times Q_s / E_s \times l_s$$

де  $\varphi_1$  - коеф., що враховує тривалість дії навантаження. При нетривалому навантаженні він  $\varphi_1=1.0$ , а при тривалій дії навантаження  $\varphi_1=1.4$

$\varphi_2$  - коеф., що враховує профіль арматури  $\varphi_2=0.5$

$\varphi_3$  - коеф., що враховує вид навантаження. Для зігнутих елементів  $\varphi_3=1.0$ , а для розтягнутих  $\varphi_3=1.2$

$Q_s$  - збільшення напружень в поздовжній арматурі, в перетині з тріщинами від зовнішнього навантаження:

$$Q_s = \frac{M - P_{(2)} \times z}{A_{sp} \times z} = \frac{5349.1 - 240.66 \times 13.3}{9.047 \times 13.3} = 17.82 \text{ кН} / \text{см}^2$$

де  $M$  - момент, що причиняє розкриття тріщин  $M = 5349,1 \text{ кН} \cdot \text{см}$

$z$  - плече внутрішньої пари сил  $z = 0.7 \times h_0 = 13.3 \text{ см}$   $z = 0.7 \times h_0 = 13.3 \text{ см}$ .

$l_s$  - базова відстань між тріщинами:

$$l_s = 0.5 \times \frac{A_{bf}}{A_{sp}} \times d_s = 0.5 \times \frac{511.395}{9.047} \times 1.2 = 33.912 \text{ см}$$

Приймається не менше ніж  $10d_s$  і  $10 \text{ см}$  та не більш ніж  $40d$  і  $40 \text{ см}$ .

$A_{bf}$  - площа перетину розтягнутого бетону:

$$A_{bf} = h_f \times b_f = 17.075 \times 29.95 = 511.396 \text{ см}$$

$\psi_s$  - коеф., що враховує нерівномірність розподілення деформацій розтягнутої арматури поміж тріщинами, визначається по формулі:

$$\psi_s = 1 - 0.8 \times Q_{s.crc} / Q_s$$

де  $Q_{s.crc}$  - збільшення напружень в розтягнутій арматурі.

Оскільки  $M = M_{crc}$  тоді  $\psi_s = 1$



Маємо

$$a_{crc} = 1.4 \times 0.5 \times 1.0 \times 1.0 \times 178.82 / (17 \times 10^4) \times 330 = 0.242 \text{ мм}$$

Отже умова виконується, оскільки

$$a_{crc} = 0.242 \text{ мм} < a_{crc,ult} = 0.3 \text{ мм}$$

**Розрахунок на жорсткість.**

Повну кривизну визначаємо за формулою

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4$$

Оскільки в нашому випадку

$$h_f' = 49.25 < 0.3 \times h_0 = 5.7 \text{ см}$$

то кривизну від тривалого навантаження  $\left(\frac{1}{r}\right)_3$  допускається визначати за

формулою

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M}{\varphi_c \times b \times h_0^3 \times E_{b,red}} = \frac{5349.1}{0.2066 \times 29.95 \times 19^3 \times 14666.66} = 0.859 \times 10^{-5} (0.660 \times 10^{-5*})$$

де  $\varphi_c$  – коеф.  $\varphi_c = 0.21 (0.24^*)$

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b) \times h_f'}{b \times h_0} = \frac{(115.0 - 29.95) \times 4.925}{29.95 \times 19.0} = 0.736$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{b \times h_0} = \frac{9.047 (12.315^*)}{29.95 \times 19.0} = 0.0158 (0.0216^*)$$

$$a_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{d,red}} = \frac{17 \times 10^4}{14666.666} = 11.590$$

де  $E_{s,red} = \frac{E_s}{\Psi_s} = \frac{17 \times 10^4}{1} = 17 \times 10^4 \text{ МПа}$

$$E_{b,red} = \frac{R_{bn}}{\varepsilon_{b1,red}} = \frac{22.0}{0.0015} = 14666.66 \text{ МПа}$$

$\varepsilon_{b1,red} = 0.0015$  - при тривалому навантаженні.

$$\mu \times a_{s2} = 0.0158 \times 11.590 = 0.183 (0.294^*)$$

$$e_s = \frac{M}{P} + e_{sp} = \frac{5349.1}{597.168} + 7.8 = 16.757 (14.381^*)$$

де  $P = (Q_{sp} \times \gamma_{sn} - Q_{su}) \times A_{sp}$  - зусилля обтиску

$\gamma_{sp} = 1.1$  – коеф. точності натягу арматури

$Q_{sp}$  – попереднє напруження з врахуванням перших втрат.

$$Q_{sp} = 0.9 \times R_{sn} = 0.9 \times 400 = 360 \text{ МПа}$$

$Q_{sn} = 330 \text{ МПа}$  - для стержневої арматури

$$P = (360 \times 1.1 - 330) \times 9.048(12.315^*) = 597.168(812.79^*) \text{ МПа}$$

Тоді

$$\frac{e_s}{h_0} = \frac{16.757}{19.0} = 0.88 (0,756^*)$$

Таким чином отримуємо значення  $\varphi_c$ , якщо  $\frac{e_s}{h_0} = 0.88 (0,756^*)$ , а

$$\mu \times a_{s2} = 0.183(0.294^*) \text{ в зоні де } \varphi_f = (0.00 \div 0.199) \text{ , маємо } \varphi_c = 0.2066(0,2688^*)$$

Тепер розраховуємо кривизну:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{Q_{sb} - Q'_{sb}}{E_s \times h_0} = \frac{82.853 - 41.98}{17 \times 10^4 \times 19.0} = 0.000000611 \text{ см}^{-1}$$

де  $Q_{sb}$  - значення втрат попереднього натягу від усадки бетону

$$Q_{sb} = \Delta Q_{sp5} + \Delta Q_{sp6} = 34.0 + 48.853 = 82.853 \text{ МПа}$$

$Q'_{sb}$  - значення втрат попереднього натягу від повзучості бетону

$$Q'_{sb} = \Delta Q_{sp5} + \Delta Q'_{sp6}$$

$Q'_{sp6}$  - знаходимо при:

$$\begin{aligned} Q'_{bp} &= \frac{P_{(2)}}{A_{red}} + \frac{P_{(2)} \times e_0 \times y_b}{I_{red}} - \frac{M_{gn} \times y_b}{I_{red}} = \\ &= \frac{240.66}{1125.087} + \frac{240.66 \times 11.037^2 \times 7.962}{44681.746} - \frac{1526.19 \times 7.962}{44681.746} = 0.0125 \text{ кН / см}^2 (0.125 \text{ МПа}) \end{aligned}$$

де  $y_b$  – відстань від центра ваги перетину, до верхньої грані

$$y_b = H - y_0 = 22.0 - 14.0375 = 7.962 \text{ см}$$

Тоді

$$\begin{aligned} \Delta Q'_{sp6} &= \frac{0.8 \times \varphi_{b,cr} \times \alpha \times Q'_{bp}}{1 + \alpha \times \mu_{sp} \times (1 + e_{opl} \times y_s \times A_{red} / I_{red}) \times (1 + 0.8 \times \varphi_{b,cr})} = \\ &= \frac{0.8 \times 2.3 \times 5.23 \times 0.125}{1 + 5.23 \times 0.00839 \times (1 + 11.035 \times 11.035 \times 1125.087 / 44681.746) \times (1 + 0.8 \times 2.3)} = 7,98 \text{ МПа} \end{aligned}$$

Звідси

$$Q'_{sb} = \Delta Q_{sp5} + \Delta Q'_{sp6} = 34,0 + 7,98 = 41,98 \text{ МПа}$$

Перевіряємо чи виконується рівність:

$$0.859 \times 10^{-5} + 0.611 \times 10^{-6} = 0.92 \times 10^{-5} \geq \frac{P_1 \times e_0}{E_{b1} \times I_{red}} = \frac{597168 \times 7.8}{12.5 \times 10^3 \times 44681.74} = 0.868 \times 10^{-5}$$

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}} = \frac{32.5 \times 10^3}{1 + 1.6} = 12.5 \times 10^3 \text{ МПа}$$

Отже  $0.92 \times 10^{-5} \geq 0.868 \times 10^{-5}$  умова виконується.

Вираховуємо повну кривизну

$$\frac{1}{r} = \left( \frac{1}{r} \right)_3 - \left( \frac{1}{r} \right)_4 = (0.859 - 0.0611) \times 10^{-5} = 0.797 \times 10^{-5} \text{ см}$$

Тоді повний прогин буде

$$f = \frac{5}{48} \times \frac{1}{r} \times l^2_p = \frac{5}{48} \times 0.797 \times 10^{-5} \times 614^2 = 0.312 \text{ см}$$

Умова виконується оскільки він не перевищує  $l / f = 250$

### 3.2. Розрахунок несучої стіни

**Вихідні дані:**

цегла М-125

розчин М-100

згідно ДБН кладка при даних складових М-20

висота стіни  $L = 34.12\text{м}$

висота поверху  $H = 3.0\text{м}$

товщина стіни  $h = 640\text{мм}$

навантаження від перекриття другого поверху

$$P = 63586.64 / 2 = 31793.32\text{кг}$$

навантаження від вище лежачих поверхів

$$G = \frac{9 \times 63586.64}{2} + \frac{49518.132}{2} + 32.0 \times 12.7 \times 0.64 \times 1800.0 = 779071.746\text{кг}$$

з них тимчасові  $150.0\text{кг} / \text{м}^2 \times 12.7\text{м} \times 6.06\text{м} \times 11\text{пов.} = 126987.3\text{кг}$

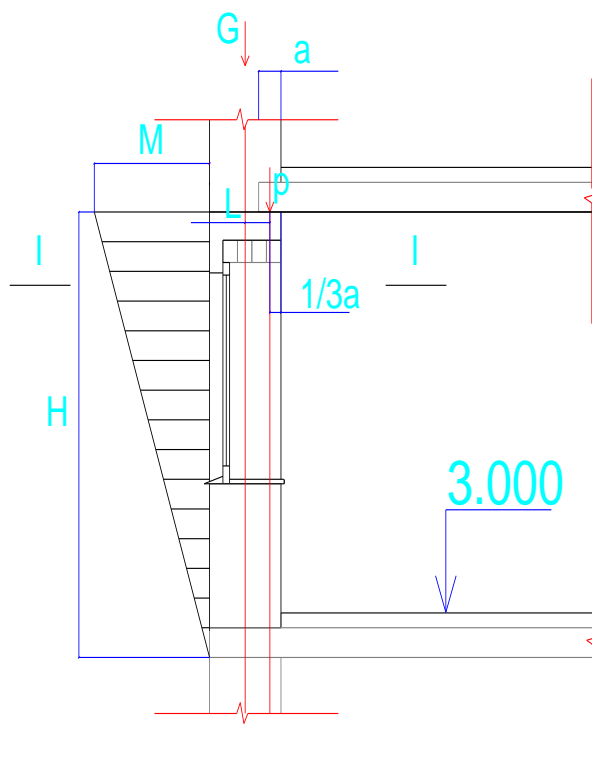


Рис.3.3 Схема прикладених навантажень на несучу стіну, та епюра згинального моменту  $M$

**Повздовжня сила.**

$$N = G + P = 779071.746 + 31793.32 = 810865.066 \text{кз}$$

**Згинальний момент.**

$$M_1 = \frac{2}{3} \times P \times e = \frac{2}{3} \times 31793.32 \times 31.933 = 676.843 \text{т/см}$$

де  $e = h/2 - a/3 = 640/2 - 200/3 = 319.333 \text{мм}$  - значення ексцентриситету.

**Ексцентриситет повздовжньої сили.**

$$e_{01} = M / N = 676.843 / 810.865 = 0.83 \text{см}$$

тоді загальний ексцентриситет з врахуванням випадкового

$$e_{01} = 0.83 + 2.0 = 2.83 \text{см}$$

$$y = h/2 = 640/2 = 320 \text{мм} = 32,0 \text{см}$$

При  $e_{01} = 2.83 \text{см} < 0.7y = 22.4 \text{см}$  В цьому випадку розрахунок на розкриття тріщин можна не проводити!

**Міцність кладки позацентрово стиснутого елемента.**

Міцність кладки позацентрово стиснутого елемента визначається по формулі

$$N_1 \leq m_q \times \varphi_1 \times R \times A_c \times \omega = 1 \times 1 \times 200 \times 6.496 \times 1.046 = 1358.96 \text{ т}$$

де  $R$  - розрахунковий опір кладки на стиск =  $20.0 \text{кз} / \text{см}^2$

$A_c$  - площа стиснутої частини перетину

$$A_c = A \times \left(1 - \frac{2 \times e_0}{h}\right) = 7.161 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.0297}{0.64}\right) = 6.496 \text{м}^2$$

де  $A$  - площа поперечного перетину стіни  $12.7 \times 0.64 - (1.51 \times 0.64) = 7.161 \text{м}^2$

$\omega$  - коеф., що визначається за формулою:

$$\omega = 1 + e_0 / h = 1 + 0.0297 / 0.64 = 1.046 < 1.45$$

Умова виконується!

$\varphi_1$  - коеф., повздовжнього згину

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2$$

Для визначення коеф. повздовжнього згину елемента для всього

перетину  $\varphi$  і стиснутого перетину  $\varphi_c$ , необхідно визначити гнучкість

елемента  $\lambda_h$  і гнучкість стиснутої частини перетину  $\lambda_{hc}$ , а також пружну характеристику кладки в 1-1

$$\lambda_h = 2H_0 / 3h = 2 \times 3 / (3 \times 0.69) = 3.125$$

$$\lambda_{hc} = 2H_0 / 3h_c = 2H_0 / (3 \times (h - 2e_0)) = 2 \times 3 / (3 \times (0.64 - 2 \times 0.0297)) = 3.444$$

Пружна характеристика  $d$  приймається за ДБН і дорівнює 1000,0

По таблиці, що наведена нижче визначаємо  $\varphi = 1$  та  $\varphi_c = 1$

Гнучкість		Коефіцієнт повздовжнього вигину при пружних характеристиках кладки						
$\lambda_h$	$\lambda_{hc}$	1500	1000	750	500	350	200	
4	14	1	1	1	0,98	0,94	0,90	
6	21	0,98	0,96	0,95	0,91	0,88	0,86	
8	28	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80	0,70	
10	35	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72	0,60	

$$m_q = 1 - \eta \frac{N_q}{N} \times \left( 1 + \frac{1.2 \times e_{0q}}{h} \right) = 1$$

Оскільки  $\eta = 0$  коеф., при  $\lambda_{hc} = 3.44$

$N_q$  - постійні та тривалі навантаження

$N$  - всі навантаження

$e_{0q}$  - ексцентриситет від тривалих навантажень.

Отже несуча здатність кладки перевищує навантаження на неї.

$$1358960.0 \text{ кг} > 810865.0 \text{ кг}$$

### **Розрахунок на горизонтальне навантаження (вітрове навантаження).**

Згідно норм розрахунку на вітрове навантаження, поперечні стіни, разом з прилеглими ділянками повздовжніх стін розглядаються як вертикальні консолі двотаврового, таврового та швелерного перетину, що затиснені в ґрунт і працюють під тиском вітру на згин.

Інтенсивність нормативного і розрахункового тисків,  $\omega^n$  та  $\omega$  відповідно, визначається за ДБН «Навантаження і впливи».

Вихідні дані.

Будинок має жорстку конструкційну схему. Перев'язка звичайна. Відстань між поперечними стінами  $l_{cm} = 79,92 \text{ м}$ . Перекриття збірне залізобетонне.

Повна висота будинку  $H = 37.46 \text{ м}$ . Висота поверхів  $3.0 \text{ м}$ .

Район будівництва відноситься до II-го вітрового району.

Інтенсивність тиску вітру на повздовжню стіну по висоті споруди показано на малюнку.

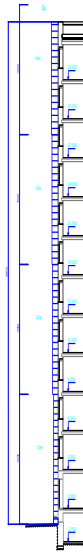


Рис.3.4 Інтенсивність тиску вітру  $q_s$ , по висоті будинку, на повздовжню стіну.

**Тиск вітру на  $1m^2$ .**

Визначимо по ДБН

- для висоти до 10м

$$\omega_{10} = (\omega_0 \times l_1 + \omega_0 \times c_x) \times 1 \times 1.4 = (0.30 \times 0.8 + 0.30 \times 0.6) \times 1 \times 1.4 = 0.59 kH / m^2$$

- для висоти до 20м

$$\omega_{20} = (0.3 \times 0.8 + 0.3 \times 0.6) \times 1.25 \times 1.4 = 0.73 kH / m^2$$

- для висоти до 30м

$$\omega_{30} = (0.3 \times 0.8 + 0.3 \times 0.6) \times 1.375 \times 1.4 = 0.81 kH / m^2$$

- для висоти до 40м

$$\omega_{40} = (0.3 \times 0.8 + 0.3 \times 0.6) \times 1.5 \times 1.4 = 0.89 kH / m^2$$

**Знаходимо розрахунковий тиск вітру на рівні перекриттів.**

Вони складають відповідно:

- для 12-го поверху

$$W_{12} = \omega_{40} \times h_{nos} \times l_{cm} = 0.89 \times 4.55 \times 39.91 = 161.615 kH$$

- для 11-го поверху

$$W_{11} = \omega_{40} \times h_{nos} \times l_{cm} = 0.89 \times 3.0 \times 39.91 = 106.559 kH$$

- для 10-го поверху

$$W_{10} = \omega_{30} \times h_{nos} \times l_{cm} = 0.81 \times 3.0 \times 39.91 = 96.981 kH$$

- для 9-го поверху

$$W_9 = \omega_{30} \times h_{нов} \times l_{см} = 0.81 \times 3.0 \times 39.91 = 96.981 kH$$

- для 8-го поверху

$$W_8 = \omega_{30} \times h_{нов} \times l_{см} = 0.81 \times 3.0 \times 39.91 = 96.981 kH$$

- для 7-го поверху

$$W_7 = \omega_{20} \times h_{нов} \times l_{см} = 0.733 \times 3.0 \times 39.91 = 87.762 kH$$

- для 6-го поверху

$$W_6 = \omega_{20} \times h_{нов} \times l_{см} = 0.733 \times 3.0 \times 39.91 = 87.762 kH$$

- для 5-го поверху

$$W_5 = \omega_{20} \times h_{нов} \times l_{см} = 0.733 \times 3.0 \times 39.91 = 87.762 kH$$

- для 4-го поверху

$$W_4 = \omega_{10} \times h_{нов} \times l_{см} = 0.59 \times 3.0 \times 39.91 = 70.640 kH$$

- для 3-го поверху

$$W_3 = \omega_{10} \times h_{нов} \times l_{см} = 0.59 \times 3.0 \times 39.91 = 70.640 kH$$

- для 2-го поверху

$$W_2 = \omega_{10} \times h_{нов} \times l_{см} = 0.59 \times 3.0 \times 39.91 = 70.640 kH$$

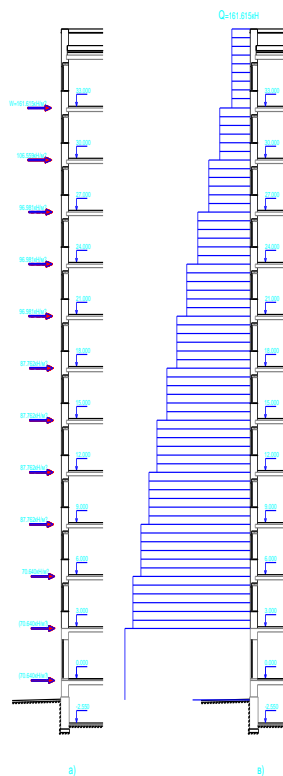


Рис.3.5 а) вітрове навантаження,по поверхам,на поперечну стіну;б) еюра поперечних сил  $Q$  по висоті поперечної стіни.

### Розміри стін та простінків





$$1 = 3$$

$$J_1 = \frac{(18.353^3 \times 0.64) \times 0.473}{12} = 155.948 \text{ м}^4$$

$$J_{z1} = 155.948 + 18.353 \times 0.64 \times 6.67^2 = 678.511 \text{ м}^4$$

2

$$J_2 = J_{z2} = \frac{12.7^3 \times 0.64}{12} = 109.247 \text{ м}^4$$

4

$$J_4 = \frac{1.51^3 \times 0.64}{12} = 0.183 \text{ м}^4$$

$$J_{z4} = 0.183 + 1.945^2 \times (0.64 \times 1.51) = 3.839 \text{ м}^4$$

$$J = J_{z1} + J_{z2} + J_{z3} - J_{z4} = 155.948 + 109.247 + 155.948 - 3.839 = 417.303 \text{ м}^4$$

**Визначаємо додаткові зусилля стиску в кладці простінку II-го поверху, найближчого до поперечної стіни.**

$$N_{B1} = \frac{M_{B1} \times A_{HT} \times y}{J} \times \left(1 - \frac{X}{S_i}\right) = \frac{21888.716 \times 1.0304 \times 6}{417.303} \times \left(1 - \frac{3.4}{17.903}\right) = 262.698 \text{ кН}$$

**Додаткові напруження стиснення в кладці простінку від вітрового навантаження**

$$Q_{B1} = \frac{N_{B1}}{A_{HT}} = \frac{262.698}{1.0304} = 254.948 \text{ кПа} (0.254 \text{ МПа})$$

$0.254 \text{ МПа} > 0.1 \text{ МПа}$  Потрібно врахувати при аналізі міцності кладки!

**Розрахункова поперечна сила в поперечній стіні в перетині II-го пов.**

$$Q_{12} = 161.615 \text{ kH}$$

$$Q_{11} = 161.615 + 106.559 = 268.174 \text{ kH}$$

$$Q_{10} = 161.615 + 106.559 + 96.981 = 365.155 \text{ kH}$$

$$Q_9 = 161.615 + 106.559 + 96.981 + 96.981 = 462.136 \text{ kH}$$

$$Q_8 = 161.615 + 106.559 + 96.981 + 96.981 + 96.981 = 559.117 \text{ kH}$$

$$Q_7 = 161.615 + 106.559 + 96.981 + 96.981 + 96.981 + 87.762 = 646.879 \text{ kH}$$

$$Q_6 = 161.615 + 106.559 + 96.981 + 96.981 + 96.981 + 87.762 + 87.762 = 734.641 \text{ kH}$$

$$Q_5 = 161.615 + 106.559 + 96.981 + 96.981 + 96.981 + 87.762 + 87.762 + 87.762 = 822.403 \text{ kH}$$

$$Q_4 = 161.615 + 106.559 + 96.981 + 96.981 + 96.981 + 87.762 + 87.762 + 87.762 + 70.640 = 893.043 \text{ kH}$$

$$Q_3 = 161.615 + 106.559 + 96.981 + 96.981 + 96.981 + 87.762 + 87.762 + 87.762 + 70.640 + 70.640 = 963.683 \text{ kH}$$

$$Q_2 = 161.615 + 106.559 + 96.981 + 96.981 + 96.981 + 87.762 + 87.762 + 87.762 + 70.640 + 70.640 + 70.670 = 1034.323 \text{ kH}$$

$$Q_1 = 1104.963 \text{ kH}$$

**Розрахунковий опір сколюванню кладки по перев'язуючому шву, обтискувальною повздовжньою силою N, з коефіцієнтом перенавантаження 0,9.**

$$R_{iq} = \sqrt{R_{to} \times (R_{to} + Q_0)} = \sqrt{0.25 \times (0.25 + 0.028)} = 0,263 \text{ МПа}$$

$$\text{де } Q_0 = \frac{Q_{B1} \times \eta}{a \times b} = \frac{254.948 \times 0.9}{0.64 \times 12.7} = 28.229 \text{ кПа} (0,028 \text{ МПа})$$

**Головний розтягуючий опір в кладці поперечної сили.**

$$Q_{iq} = \frac{Q_{B1} \times \nu}{a \times b} = \frac{1034.323 \times 1.35}{0.64 \times 12.7} = 171,793 \text{ кПа} (0,171 \text{ МПа})$$

де  $Q_{B1}$  - роз. поперечна сила = 1034.323 кН

$\nu$  - коеф. нерівномірності дотичних напружень в перетині = 1,35

$$Q_{iq} (0.171.793 \text{ МПа}) < R_{iq} (0.263. \text{ МПа})$$

Отже поперечна стіна має достатню просторову жорсткість та міцність для сприйняття вітрового навантаження.

**Перерізуюча сила T в перемичках поперечних стін.**

$$T = \frac{Q_{B1} \times h_{nos} \times \eta}{b} = \frac{1034.323 \times 3.0 \times 1.35}{12.7} = 329.843 \text{ кН}$$

**Напруження  $Q_{to}$  та Q перемички віконного пройма поперечної стіни.**

$$Q_{tB} = \frac{3 \times T}{2 \times A} = \frac{3 \times 329.843}{2 \times (0.64 \times 0.54)} = 1431.610 \text{ кПа}$$

$$1.431 \text{ МПа} > 0.12 \text{ МПа} = R_{t\omega}$$

$$Q_{t\omega} = \frac{3 \times T}{A} \times \frac{C}{l} = \frac{3 \times 329.843}{(0.64 \times 0.54)} \times \frac{0.54}{1.43} = 1081.216 \text{ кПа}$$

$$1.081 \text{ МПа} > 0.25 R_{t\omega} = 0.25 \text{ МПа}$$

де  $C = 0.54 \text{ м}$  - висота перемичок.

**Отримані напруження в кладці перемичок поперечних стін більші за розрахунковий опір. Тому перемички необхідно армувати, або використовувати залізобетонні.**

**Приймаємо вибір залізобетонних перемичок.**

Марку перемичок підбираємо по величині згинального моменту і повздовжньої сили.

$$M = T \times l / 2 = 329.843 \times 1.43 / 2 = 235.837 \text{ кН} \times \text{м}$$

$$Q = T / 2 = 329.843 / 2 = 164.921 \text{ кН} \times \text{м}$$

**Перерізуюча сила Т в перемичках повздовжніх стін**

$$T = \frac{Q_{B1} \times h_{ног}}{2B} \times \left(1 - \frac{X}{S_i}\right)^2 = \frac{1034.323 \times 3.0}{2 \times 12.7} \times \left(1 - \frac{3.4}{17.903}\right)^2 = 80.169 \text{ кН}$$

**Напруження в кладці перемичок дверного проїому (на балкон) повздовжньої стіни при висоті перемички  $C = 0.54 \text{ м}$ .**

$$Q_{t\omega} = \frac{3 \times T}{2 \times A} = \frac{3 \times 80.169}{2 \times (0.64 \times 0.54)} = 347.955 \text{ кПа}$$

$$Q_{t\omega} = 0.347 \text{ МПа} > R_{t\omega} = 0.12 \text{ МПа}$$

$$Q_{tB} = \frac{3 \times T}{A} \times \frac{C}{l} = \frac{3 \times 80.169}{0.64 \times 0.54} \times \frac{0.54}{1.81} = 207.619 \text{ кПа}$$

$$Q_{tB} = 0.207 \text{ МПа} < R_{tB} = 0.25 \text{ МПа}$$

**Марку перемичок підбираємо по величині згинального моменту та поперечної сили.**

$$M = T \times l / 2 = 80.169 \times 1.81 / 2 = 72.552 \text{ кН}$$

$$Q = T / 2 = 80.169 / 2 = 40.084 \text{ кН}$$

**Підбір перемичок.**

Перемички підбираємо по каталогу з.б.в. Найближче більше навантаження 7200.0 кг. Обираємо перемичку з індексом 71. Мінімальна глибина обпирання 170мм. Визначаємо довжину перемички  $170 + 1510 + 170 = 1850 \text{ мм}$

Приймаємо плитну перемичку серії ЗПП 16-71

### 3.3 Розрахунок сходового маршу ЛМ 27.12.14.

Вихідні дані:

довжина  $l = 2700\text{мм}$   
 ширина  $b = 1200\text{мм}$   
 кут нахилу  $a = 30^\circ$   
 розмір сходинки  $150 \times 300\text{мм}$   
 клас бетону B25

$$R_b = 1.45\text{кН} / \text{см}^2; R_{bt} = 0.105\text{кН} / \text{см}^2; R_{bser} = 1.85\text{кН} / \text{см}^2; R_{bt.ser} = 0.16\text{кН} / \text{см}^2$$

$$\gamma_{u2} = 0,9$$

При виготовленні конструкції прийємо природне твердіння бетону  
 $E_b = 3.0 \times 10^3 \text{кН} / \text{см}^2$

Арматура каркасів класу А300;  $R_s = 28\text{кН} / \text{см}^2$ ;  $E_s = 20 \times 10^3 \text{кН} / \text{см}^2$

Для сіток арматури класу В500;  $R_s = 37.5\text{кН} / \text{см}^2$ ;  $E_s = 17 \times 10^3 \text{кН} / \text{см}^2$

Нормативне значення тимчасового навантаження -  $3.0\text{кН} / \text{м}^2$

Коеф. надійності  $\gamma_n = 0,95$

**Збір навантажень на сходовий марш та визначення внутрішніх зусиль в перетині елемента від зовнішнього навантаження.**

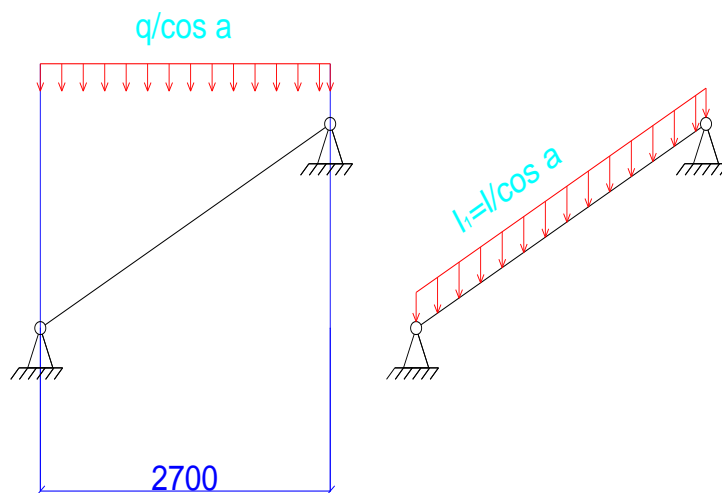


Рис.3.7 Розрахункова схема.

Власна вага сходового маршу по каталогу збірних залізобетонних конструкцій для житлового будівництва  $q_{г.г.} = 3.0\text{кН} / \text{м}^2$

Тимчасове навантаження для сходів житлового будинку

$$p_n = 3.0\text{кН} / \text{м}^2$$

Коеф. надійності по навантаженню

$$\gamma = 1,3$$

Розрахункове навантаження на 1м маршу в середині прольоту маршу

$$M = \frac{q \times l^2 \times \gamma_n}{8 \times \cos \alpha} = \frac{9.36 \times 2.7 \times 0.95}{8 \times \cos 30} = 9.094 \text{кНм}$$

Поперечна сила в опорі

$$Q = \frac{q \times l \times \gamma_n}{2 \times \cos \alpha} = \frac{9.36 \times 2.7 \times 0.95}{2 \times \cos 30} = 13.47 \text{кН}$$

### Розрахунок міцності по нормальним перетинам.

Згідно заводських форм назначаємо товщину плити  $h = 122 \text{мм}$ , а ширину  $b = 1200 \text{мм}$

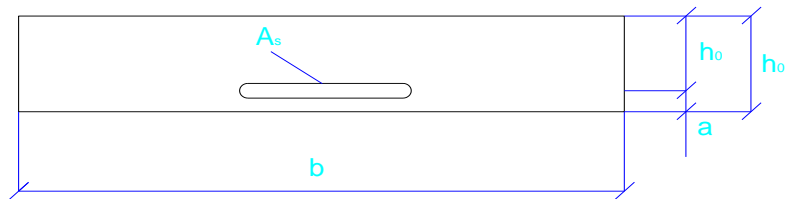


Рис.3.8 Приведений переріз плити

Розрахункова ділянка плити

Товщина захисного шару бетону  $a = 40 \text{мм}$

Розрахункова висота перетину  $h_0 = h - a_0 = 122 - 40 = 82 \text{мм}$

$$\text{Коеф. } a_0 = \frac{M}{R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2} = \frac{9.094}{1.45 \times 0.9 \times 120 \times 8.2^2} = 0.0863$$

Відносна висота стиснутої зони

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times a_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0863} = 0.09 \text{см}$$

Площа перетину арматури

$$A_s = \xi \times b \times h_0 \times \frac{R_b \times \gamma_{b2}}{R_s} = 0.09 \times 120 \times 8.2 \times \frac{1.45 \times 0.9}{28} = 4.127 \text{см}^2$$

Приймаємо 4AE12A300 з  $A_s = 4.52 \text{см}^2$

### Розрахунок міцності по нахиленим перетинам.

Перевіряємо виконання умови

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

де  $\varphi_{b2}$  - коеф., для важкого бетону  $\varphi_{b2} = 0.6$

$\varphi_n$  - коеф., що враховує вплив розрахункової сили, оскільки сходовий

марш проектується без попереднього обтиску, то  $\varphi_n = 0$

$$Q = 13.47 \text{кН} < 0.6 \times (1 + 0) \times 0.105 \times 0.9 \times 120 \times 8.2 = 55.792 \text{кН}$$

Умова виконується!

$$Q \leq 2.5 \times R_{bt} \times \gamma_{b2} \times h_0$$

$$Q = 13.47 \text{ кН} < 2.5 \times 0.105 \times 0.9 \times 120 \times 8.2 = 232.47 \text{ кН}$$

Умова виконується!

$$Q \leq \frac{\varphi_{b4} \times R_{bt} \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2}{2 \times h_0}$$

де  $\varphi_{b4}$  - коеф., що приймається для важкого бетону  $\varphi_{b4} = 1.5$

$$Q = 13.47 \text{ кН} < \frac{1.5 \times 0.105 \times 0.9 \times 120 \times 8.2^2}{2 \times 8.2} = 69.741 \text{ кН}$$

Умова виконується!

**Всі умови виконуються, отже міцність по нахилених перетинах забезпечена.**

Поперечні стержні каркаса встановлюємо виходячи з конструктивних міркувань з кроком

$$S = h / 2 = 122 / 2 = 6.1 \text{ мм.}$$

Приймаємо крок стержнів  $S = 60 \text{ мм.}$  в середині прольоту крок поперечних стержнів  $S = 150 \text{ мм.}$

Фактична довжина маршу

$$l_0 = l / \cos \alpha = 2.7 / \cos 30 = 3.03 \text{ м}$$

Визначаємо геометричні характеристики перетину.

Коеф., що дорівнює відношенню модулів пружності двох матеріалів

$$\alpha = \frac{E_{sp}}{E_b} = \frac{20000}{3000} = 6.67$$

Площа приведенного перерізу складатиме

$$A_{red} = A_b + \alpha \times A_s = 1464.0 + 6.67 \times 4.52 = 1494.148 \text{ см}^2$$

де  $A_b$  - площа перетину бетону:

$$A_b = b \times h = 120 \times 12.2 = 1464.0 \text{ см}$$

Статичний момент приведенного перетину осі I-I, що проходить по нижній границі перетину:

$$S_{red} = \frac{A_b \times h}{2} + \alpha \times A_s \times a_b = \frac{1464.0 \times 12.2}{2} + 6.67 \times 4.52 \times 4 = 9050.99 \text{ см}^3$$

Відстань від центра ваги перетину до найбільш розтягнутої грані:

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 9050.99 / 1494.148 = 6.057 \text{ см}$$

Відстань від центра ваги до найбільш стиснутої грані

$$y'_0 = h - y_0 = 12.2 - 6.057 = 6.142 \text{ см}$$

Момент інерції перетину відносно осі, що проходить через центр ваги даного перетину:

$$I_{red} = A_b \times (0.5 \times h - y_0)^2 + \frac{b \times h^3}{12} + \alpha \times A_s \times (y_0 - a_0)^2 =$$

$$1464.0 \times (0.5 \times 12.2 - 6.057)^2 + \frac{120 \times 12.2^3}{12} + 6.67 \times 4.52 \times (6.057 - 4)^2 = 9060.67 \text{ см}^4$$

Момент опору відносно осі I-I:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{9060.67}{6.057} = 1495.9 \text{ см}^3$$

Момент опору приведенного перетину відносно осі II-II

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{y'_0} = \frac{9060.67}{6.142} = 1475.198 \text{ см}^3$$

### Розрахунок на тріщиностійкість

Перевіримо виконання умови

$$M \leq M_{crc}$$

де  $M_{crc}$  - момент внутрішніх зусиль, що сприймається перетином, перед

утворенням тріщин  $M_{crc} = 3.769 \text{ кНм}$

$$M_{crc} = R_{bt.ser} \times \gamma_{b2} \times W_{b1}$$

Пластичний момент опору перетину

$$W_{b1} = \gamma \times W_{red} = 1.75 \times 1495.9 = 2617.825 \text{ см}^3$$

де  $\gamma$  - безрозмірний коеф.  $\gamma = 1,75$

$$M_{crc} = 0.16 \times 0.9 \times 2617.825 = 376.966 \text{ кН} \times \text{см} = 3.769 \text{ кНм}$$

Отже

$$M = 9.094 \text{ кНм} > M_{crc} = 3.769 \text{ кНм}$$

Умова не виконується! Необхідно провести розрахунок на розкриття тріщин.

### Розрахунок на розкриття тріщин

Розрахунок на розкриття тріщин зводиться до перевірки умови:

$$a_{crc} < [a_{crc}]$$

де  $[a_{crc}]$  - гранично допустима ширина розкриття тріщин, що забезпечує збереження арматури.

$a_{crc}$  - ширина розкриття тріщин

$$a_{crc} = \delta \times \eta \times \frac{Q_s}{E_s} \times 20 \times (3.5 - 100 \times \mu) \times \sqrt[3]{a}$$

де  $\delta$  - коеф. приймаємо для позацентрово стиснених та зігнутих елементів  $\delta = 1$

$\eta$  - коеф. приймаємо при стержневій арматурі  $\eta = 1$

$\mu$  - коеф. армування перетину

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} = \frac{4.52}{120 \times 8.2} = 0.00459 < 0.02$$

$Q_s$  - приріст напруження від дії зовнішнього навантаження

$$Q_s = \frac{M_{r1}}{A_{sp} \times z_1}$$

де  $M_{r1}$  - момент від постійного навантаження

$$M_{r1} = \frac{q_{nom} \times l^2}{8} = \frac{3.96 \times 3^2}{8} = 4.455 \text{ кНм}$$

$$q_{nom} = q_1 \times \gamma_f \times a = 3 \times 1.2 \times 1.1 = 3.96 \text{ кН} / \text{м}$$

Момент від повного нормативного навантаження.



$$M_{r2} = q_{ног} \times l^2 / 8$$

$$q_{ног} = (q_M + p_M) \times \gamma_f \times a = (3 + 3) \times 1.2 \times 1.1 = 7.2 \text{ кН / м}$$

$$M_{r2} = \frac{7.2 \times 3^2}{8} = 8.1 \text{ кНм}$$

де  $z_1$  - відстань від центра ваги площі перетину розтягнутої арматури до точки прикладання рівномірно розподіленого зусилля над тріщиною

$$z_1 = h_0 \times \left[ 1 - \frac{\xi_1^2}{2 \times (f + \xi_1)} \right]$$

$\xi_1$  - відносна висота стиснутої зони бетону

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5 \times (\delta_1 + \lambda)}{10 \times \mu \times a}} \leq 1$$

де  $\beta$  - коеф. що приймається для важкого бетону  $\beta = 1.8$

$\lambda$  - коеф.  $\lambda = 0$

$\delta_1$  - коеф., що визначається по формулі:

для постійного навантаження

$$\delta_1 = \frac{M_{r1}}{b \times h_0^2 \times R_{b.ser} \times \gamma_{b2}} = \frac{445.5}{120 \times 8.2^2 \times 1.85 \times 0.9} = 0.0331$$

для повного навантаження (постійне + тимчасове)

$$\delta_1 = \frac{M_{r2}}{b \times h_0^2 \times R_{b.ser} \times \gamma_{b2}} = \frac{810.0}{120 \times 8.2^2 \times 1.85 \times 0.9} = 0.0600$$

Тоді при постійних навантаженнях:

$$\xi_1 = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \times (0.0331 + 0)}{10 \times 0.005 \times 6.67}} = 0.303 < 1$$

$$z_1 = 8.2 \times \left[ 1 - \frac{0.21^2}{2 \times (0 + 0.21)} \right] = 7.34 \text{ см}$$

при повних навантаженнях (постійне + тимчасове)

$$\xi_1 = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5 \times (0.060 + 0)}{10 \times 0.005 \times 6.67}} = 0.270 < 1$$

$$z_1 = 8.2 \times \left[ 1 - \frac{0.17^2}{2 \times (0 + 0.17)} \right] = 7.50 \text{ см}$$

Приріст напружень:

$$Q_{s1} = \frac{M_{r1}}{A_s \times z_1} = \frac{445.5}{4.52 \times 7.34} = 13.42 \text{ кН / см}^2$$

$$Q_{s2} = \frac{M_{r2}}{A_s \times z_1} = \frac{810.0}{4.52 \times 7.34} = 24.41 \text{ кН / см}^2$$

Тоді

$$a_{crc1} = 1 \times 1 \times \frac{13.42}{20000} \times 20 \times (3.5 - 100 \times 0.005) \times \sqrt[3]{12} = 0.092 \text{ мм}$$

$$a_{crc2} = 1 \times 1 \times \frac{24.41}{20000} \times 20 \times (3.5 - 100 \times 0.005) \times \sqrt[3]{12} = 0.168 \text{ мм}$$

$$a_{crc} = a_{crc2} - a_{crc1} = 0.168 - 0.092 = 0.076 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0.2 \text{ мм}$$

Отже умова виконується! Тобто, ширина розкриття тріщин не перевищує гранично допустимої величини.

### Розрахунок деформацій

Розрахунок зводиться до перевірки умови

$$f \leq [f]$$

де  $[f]$  - гранично допустимий прогин елемента

$f$  - прогин елемента:

$$f = S \times \left(\frac{1}{r}\right) \times l_p^2$$

де  $S$  - коеф., що залежить від розрахункової схеми та виду навантаження.

При рівномірно розподіленому навантаженні  $S = 5/48$

$\left(\frac{1}{r}\right)$  - повна кривизна згинального елемента

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$  - кривизна від дії тимчасового навантаження

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{m.n}}{\varphi_{b1} \times E_b \times I_{red}} = \frac{337.5}{0.85 \times 3000 \times 9060.61} = 1.46 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

де  $M_{m.n}$  - згинальний момент від тимчасового навантаження

$$M_{m.n} = P \times \gamma_f \times l^2 / 8 = 3 \times 1 \times 3^2 / 8 = 3.375 \text{ кНм} = 337.0 \text{ кНсм}$$

$\varphi_{b1}$  - коеф., що враховує короткочасну повзучість бетону  $\varphi_{b1} = 0.85$

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$  - кривизна від дії постійного навантаження

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{n.n} \times \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \times E_b \times I_{red}} = \frac{337.5 \times 2}{0.85 \times 3000 \times 9060.61} = 2.92 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

де  $M_{n.n}$  - згинальний момент від постійного навантаження

$$M_{n.n} = q \times \gamma_f \times l^2 / 8 = 3 \times 1 \times 3^2 / 8 = 3.375 \text{ кНм} = 337.0 \text{ кНсм}$$

$\varphi_{b2}$  - коеф., що враховує тимчасовість повзучості бетону.

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

Тоді загальна кривизна буде

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 = (1.46 + 2.92) \times 10^{-5} = 4.38 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}$$

Прогин сходового маршу

$$f = \frac{5}{48} \times 4.38 \times 10^{-5} \times 300^2 = 41062.5 \times 10^{-5} = 0.41 \text{ см}$$

$$f = 0.41 \text{ см} < [f] = 3.0 \text{ см}$$

Умова виконується! Жорсткість елемента забезпечено.

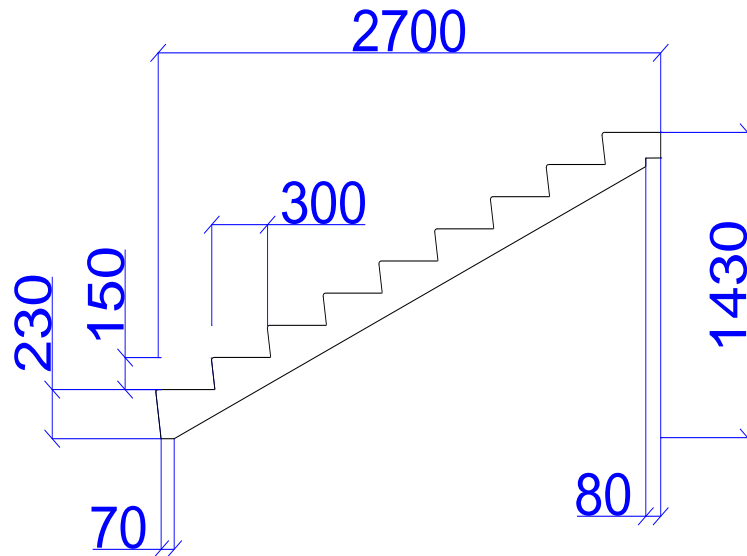


Рис.3.9 Сходовий марш ЛМ 27.12.14

### 3.4 Розрахунок сходової площадки 2ЛПФ 28.13.

Вихідні дані. Розраховується ребриста плита сходової площадки бетон класу В15

маса плити – 0,975т.

габаритні розміри(див. мал.):

ширина плити -1350мм

довжина – 2500мм

товщина – 60мм

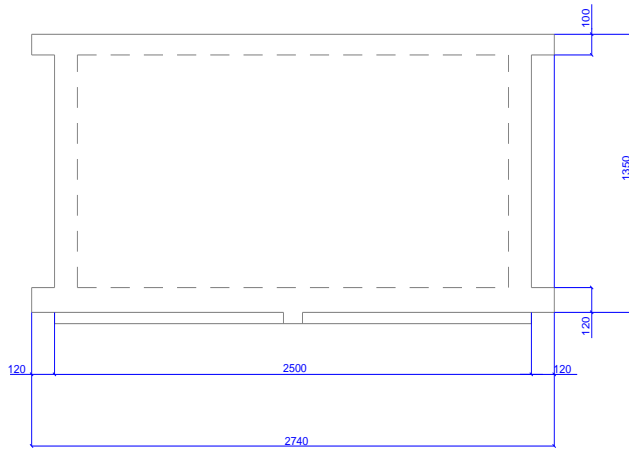


Рис.3.10 Сходовая площадка 2ЛПФ 28.13

Тимчасове нормативне навантаження –  $3 \text{ кН/м}^2$

Коеф. надійності по навантаженню  $\gamma_f = 1.2$

Арматура каркасів сталь А-11

Сітка зі сталі Вр-1

**Збір навантажень на сходовий марш та визначення внутрішніх зусиль в перетині елемента від зовнішнього навантаження.**

- власна нормативна вага плити

$$q = 0.06 \times 25000 = 1500 \text{ Н / м}$$

- розрахункова вага плити

$$q_p = 1500 \times 1.1 = 1650 \text{ Н / м}$$

- розрахункова вага лобового ребра

$$q_{lr} = (0.29 \times 0.11 + 0.07 \times 0.07) \times 25000 = 1012 \text{ Н / м}$$

- розрахункова вага крайнього пристінного ребра

$$q_{pr} = 0.8 \times 0.2 \times 25000 = 400 \text{ Н / м}$$

- тимчасове розрахункове навантаження

$$p = 3 \times 1.2 = 3.6 \text{ кН} / \text{м}^2$$

### Розрахунок на міцність полки плити.

Полку плити розраховуємо як балочний елемент з частковим защемленням на опорах. Розрахунковий проліт дорівнює відстані між ребрами 1,13м.

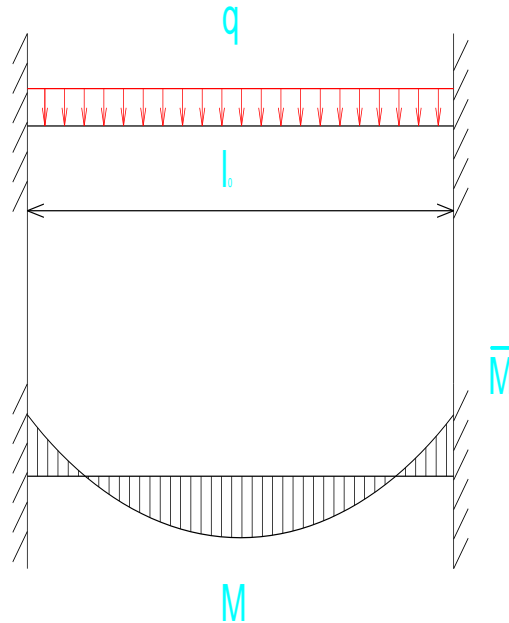


Рис.3.11 Розрахункова схема бокової полки плити.

При врахуванні утворення пластичного шарніра, згинальний момент в прольоті визначають за формулою, що враховує вирівнювання моментів:

$$M_s = \frac{q \times l}{16} = \frac{5250 \times 1.13}{16} = 370.78 (\text{кН} \times \text{м})$$

$$\text{де } q = (q + p) \times b = (1650 + 3600) \times 1 = 5250.0 (\text{кН} \times \text{м})$$

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

Тоді

$$a_m = \frac{M \times \gamma_n}{R_b \times \gamma_{b2} \times b \times h_0^2} = \frac{37078 \times 0.95}{8.5 \times 0.9 \times 100 \times 4^2} = 0.028$$

$$\text{Визначаємо } \eta = 0.98, \xi = 0.04$$

$$A_s = \frac{M \times \gamma_n}{\eta \times h_0 \times R_s} = \frac{37078 \times 0.95}{0.98 \times 4 \times 410 \times 100} = 0.219 (\text{см}^2)$$

Використовуємо сітку з арматури Ø3мм Вр-1 з кроком S=200мм на один метр довжини з відгином на опорах

$$A_s = 0.36(\text{см}^2)$$

### Розрахунок на міцність лобового ребра плити.

На лобове ребро діють як постійні, так і тимчасові навантаження.

$$q = \frac{(q_p + q^h) \times 1.5}{2} + q_{tr} = \frac{(1650 + 3600)}{2} + 1012 = 4949.5 \approx 4950(\text{Н} / \text{М})$$

де  $q^h$  - власна вага типових маршів по каталогу  $q^h = 3600(\text{Н} / \text{м})$

Тоді розрахункове навантаження на 1м довжини маршу

$$q = (q^h \times \gamma_f + p^h \times \gamma_{f2}) \times a = (3.6 \times 1.1 + 3 \times 1.2) \times 1.2 = 9.072(\text{кН} / \text{м})$$

де  $a$  - ширина сходового марша  $a = 1.2(\text{м})$

$p^h$  - тимчасове нормативне навантаження для сходів житлового будинку складає  $p^h = 3000(\text{Н} / \text{м}^2)$

$\gamma_f, \gamma_{f2}$  - коефіцієнти надійності по навантаженню  $\gamma_f = 1.1$  та  $\gamma_{f2} = 1.2$

$p_{ld}^h$  - тривало діюче тимчасове навантаження  $p_{ld}^h = 1000(\text{кН} / \text{м}^2)$

Поперечна сила на опорі

$$Q = \frac{q \times l}{2 \cos \alpha} = \frac{9.072 \times 3}{2 \times 0.867} = 15.69(\text{кН})$$

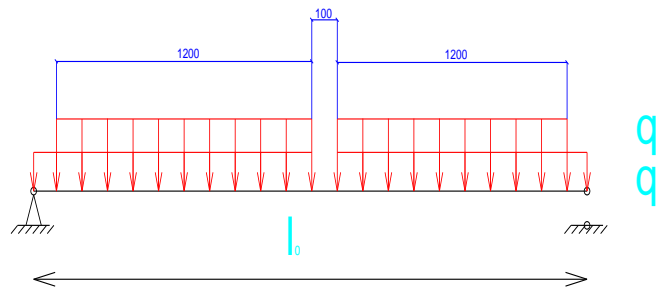


Рис. 3.12 Розрахункова схема передньої полки плити.

Тоді рівномірно розподілене навантаження від опорної реакції шарнірів

$$q_1 = \frac{Q}{a} = \frac{15.69}{1.2} = 13.078(\text{кН} / \text{м})$$

Визначаємо розрахунковий згинаючий момент в середині прольота ребра. Приймаємо, що  $q$  діє по всьому прольоту

$$M = \frac{(q + q_1) \times l_0^2}{8} = \frac{(4950 + 1307.8) \times 2.74^2}{8} = 5865 (H \times m)$$

Розрахункове значення поперечної сили з врахуванням  $\gamma_n = 0.95$

$$Q = \frac{(q + q_1) \times l \times \gamma_n}{2} = \frac{(4950 + 1307.8) \times 2.74 \times 0.95}{2} = 8134 (H)$$

де  $l$  - довжина площадка  $l = 2.74m$  (див. мал.)

Розрахунковий перетин лобового ребра є тавровим з полкою в стисненій зоні шириною  $b'_f = b \times h'_f + b_r = 6 \times 6 + 12 = 48 (см)$ . Оскільки ребро монолітно зв'язане з полкою, що сприяє з прийняттю моменту від консольного ступа, то розрахунок лобового ребра можна виконувати лише на дію згинального моменту  $M = 6904.6 (H \times m)$ . В відповідності з загальним порядком розрахунку згинальних елементів, визначаємо розміщення нейтральної осі за умовою при  $X = h \times f$

$$M \times \gamma_n = 5865 \times (100) \times 0.95 \leq R_b \times \gamma_{b2} \times b'_f \times h'_f \times (h_0 - 0.5 \times h'_f) = \\ = 8.5 \times (100) \times 0.9 \times 0.48 \times 6 \times (31.5 - 0.5 \times 6) = 6.28 \times 10^6 (H \times см)$$

Умова виконується! Нейтральна вісь проходить в полці.

$$A_0 = \frac{M \gamma_n}{\eta \times h_0 \times R_b \times \gamma_{b2}} = \frac{5865 \times (100) \times 0.95}{48 \times 31.5^2 \times 8.5 \times 100 \times 0.9} = 0.015$$

Знаходимо  $\eta = 0.993, \xi = 0.0117$

$$A_s = \frac{M \times \gamma_n}{\eta \times h_0 \times R_s} = \frac{5865 \times 100 \times 0.95}{0.993 \times 31.5 \times 280 \times 100} = 0.64 (см^2)$$

Приймають  $2\emptyset 10$  А-П  $A_s = 1.57 (см^2)$  із конструктивних міркувань.

Відсоток армування

$$\mu = (A_s / b_{h0}) \times 100 = 1.57 \times 100 / (12 \times 31.5) = 0.41 \%$$

Розрахунок нахиленого перетину лобового ребра на поперечну силу

$$Q = 8.134 (кН)$$

Вираховуємо проекцію нахиленого перетину на повздовжню вісь

$$B_b = \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{bt} \times \varphi_{b2} \times b \times h_0^2 = 2 \times 1.214 \times 0.75 \times 100 \times 12 \times 31.5^2 = \\ = 21.7 \times 10^5 (см)$$

$$\text{де } \varphi_m = 0; \varphi_f = \frac{0.75 \times (3 \times h'_f) \times h'_f}{b \times h_0} = \frac{0.75 \times (3 \times 6) \times 6}{12 \times 31.5} = 0.214 \leq 0.5$$

$$(1 + \varphi_f + \varphi_n) = (1 + 0.214 + 0) = 1.214 \leq 1.5$$

в розрахунковому нахиленому перетині

$$Q_b = Q_{sw} = Q / 2, \text{ тоді } c = B_b / (0.5 \times Q) = \frac{21.7 \times 10^5}{0.5 \times 8134} = 533 (см)$$

Це більше ніж  $2 \times h_0 = 2 \times 31.5 = 63 (см)$ , приймаємо  $c = 63 (см)$

Виразуємо

$$Q_b = B_b / c = 21.7 \times 10 \times 10^5 / 63 = 34.4 \times 10^3 = 34.4(\kappa H)$$

$$Q = 6.88(\kappa H)$$

як наслідок-поперечна арматура виходячи з розрахунків не обов'язкова.

З конструктивних міркувань приймаємо закриті хомути(враховуючи згинальний момент на консольному виступі із арматури  $\varnothing 6$ мм класу

A-1 з кроком 150мм.Консольний виступ для обпирання збірного залізо бетонного маршу армуємо сіткою С-2 із арматури А-1. Поперечні стержні цієї сітки з'єднують з хомутами каркаса ребра плити.

### Розрахунок на міцність поперечного перетину на дію згинального моменту.

Розрахунок проводиться виходячи із умови:

$$M = Q \times c \leq \sum R_{sp} \times A_{sp} \times z_{sp} + \sum R_{sw} \times A_{sw} \times z_{sw}$$

де  $M$  - момент від зовнішнього навантаження,що розміщене з одного боку від поперечного перетину,що розглядається,відносно осі перпендикулярно перетину площини дії зусилля.

$\sum R_{sw} \times A_{sw} \times z_{sw}$  та  $\sum R_{sp} \times A_{sp} \times z_{sp}$  - суми моментів відносно тієї ж осі, відповідно від зусиль в хомутах та в повздовжній арматурі.

$z_{sw}, z_{sp}$  - відстань від площин розміщення відповідно хомутів і повздовжньої арматури.

Величина  $\sum R_{sw} \times A_{sw} \times z_{sw}$  - при хомутах з постійною інтенсивністю визначається за формулою

$$\sum R_{sw} \times A_{sw} \times z_{sw} = 0.5 \times q_{sw} \times c^2 = 0.5 \times 33.02 \times 0.63^2 = 6.55(\kappa H / м)$$

де  $q_{sw} = \frac{R_{sw} \times A_{sw}}{S}$  - зусилля в хомутах на одиницю довжини в межах нахилоного перетину.

$c = 2 \times h_0 = 63(см)$  - довжина проєкції нахилоного перетину на повздовжню вісь елемента.

$$q_{sw} = \frac{175 \times 10^6 \times 0.283 \times 10^{-4}}{0.15} = 33017(H / м) = 33,02(\kappa H / м)$$

Величина  $z_{sp}$  приймається рівною

$$z_{sp} = h_0 - \frac{x}{2} = 0.313 - \left[ \frac{280 \times 10^6 \times 1.57 \times 10^{-4}}{8.5 \times 10^6 \times 0.48} \times \frac{0.12}{0.34} \times 0.5 \right] = 0.313(м)$$

$$\text{де } x = \frac{R_{sp} \times A_{sp} \times \gamma_{s5}}{R_0 \times b_f'}$$

$\gamma_{s5} = \frac{l_x}{l_{an}}$  - величина стиснутої зони бетону

$l_x$  - величина площадки обпирання плити на несучу стіну 120мм.



$l_{an}$  - довжина зони анкерів ненапруженої арматури

$$l_{an} = (\omega_{an} \times \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an}) \times d = (0.7 \times \frac{280 \times 10^6}{8.5 \times 10^6} + 11) \times 0.01 = 0.34(\text{м})$$

$\Delta\lambda_{an}$  - коеф., що визначається за ДБН

$$M = 8134 \times 0.63 = 5124(\text{Н} \times \text{м}) = 5,12(\text{кН} \times \text{м})$$

$$5,12(\text{кН} \times \text{м}) \leq 280 \times 10^3 \times 1.57 \times 10^{-4} \times 0.313 + 6.55 = 20.3(\text{кН} \times \text{м})$$

Міцність нахиленого перетину на дію згинального моменту забезпечено.

### Розрахунок на міцність другого повздовжнього (заднього) ребра плити.

Розрахунок проводиться аналогічно, але без врахування навантаження від сходового маршу.

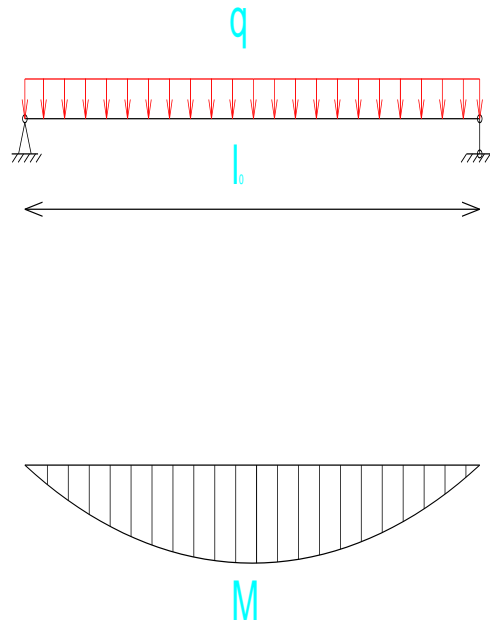


Рис. 3.13 Розрахункова схема заднього ребра плити.

На друге повздовжнє ребро діють постійне та тимчасове рівномірно розподілене навантаження від половини прольота полки від власної ваги

$$q = \frac{(1650 + 3600) \times 1.5}{2} + 350 = 4288(\text{Н} \times \text{м})$$

Визначаємо розрахунковий згинальний момент в середині прольота ребра.

$$M = \frac{q \times l_0^2}{8} = \frac{4288 \times 2.74^2}{8} = 4024 (H \times m)$$

Розрахункове значення поперечної сили з врахуванням  $\gamma_n = 0.95$

$$Q = \frac{q \times l \times \gamma_n}{2} = \frac{4288 \times 2.74 \times 0.95}{2} = 5580 (H)$$

Розрахунковий перетин лобового ребра являється тавровим з полицею в стиснутій зоні шириною

$$b'_f = b \times h'_f + b_r = 6 \times 6 + 10 = 46 (см)$$

Оскільки ребро монолітно зв'язане з полкою, то розрахунок повздовжнього ребра можна виконувати на дію лише згинального моменту  $M = 4024 (H \times m)$

У відповідності з загальним порядком розрахунку елементів, що згинаються, визначаємо положення нейтральної осі за умови  $x = h_f$

$$M \times \gamma_n \leq R_b \times \gamma_{b2} \times b'_f \times h'_f \times (h_0 - 0.5 \times h'_f)$$

$$4024 \times (100) \times 0.95 \leq 8.5 \times (100) \times 0.9 \times 48 \times 6 \times (16.5 - 0.5 \times 6)$$

$$382280.0 \leq 2974320.0$$

Умова виконується! Нейтральна вісь проходить в полиці.

$$A_0 = \frac{M \times \gamma_n}{b'_f \times h_0^2 \times R_b \times \gamma_{b2}} = \frac{4024 \times (100) \times 0.95}{48 \times 16.5^2 \times 8.5 \times (100) \times 0.9} = 0.038$$

звідси заходимо  $\eta = 0.99, \gamma_n = 0.02$

$$A_s = \frac{M \times \gamma_n}{\eta \times h_0 \times R_s} = \frac{4024 \times (100) \times 0.95}{0.99 \times 16.5 \times 280 \times (100)} = 0.835 (см^2)$$

Приймаємо з конструктивних міркувань 1Ø12 А-П,  $A_s = 1.13 (см^2)$

Процент армування

$$\mu = (A_s / b \times h_0) \times 100 = 1.13 \times 100 / 10 \times 18.5 = 0.61 \%$$

Розрахунок нахилоного перетину на дії поперечної сили

$$Q = 5580 (H)$$

Визначаємо проєкцію нахилоного перетину на повздовжню вісь

$$B_b = \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) \times R_{br} \times \varphi_{b2} \times b \times h_0^2 =$$

$$2 \times 1.49 \times 0.75 \times (100) \times 10 \times 16.5^2 =$$

$$= 6.08 \times 10^5 (H / см)$$

$$\text{де } \varphi_n = 0; \varphi_f = \frac{0.75 \times (3 \times h_f') \times h_f'}{b \times h_0} = \frac{0.75 \times (3 \times 6) \times 6}{10 \times 16.5} = 0.49$$

$$(1 + \varphi_1 + \varphi_n) = (1 + 0.49 + 0) = 1.49$$

в розрахунковому нахиленому перетині

$$Q_b = Q_{sw} = Q/2, \text{ тоді } c = B_b / 0.5 \times Q = \frac{21.7 \times 10^5}{0.5 \times 5580} = 777.7(\text{см})$$

що більше за  $2 \times h_0 = 2 \times 16.5 = 33(\text{см})$ , тоді

$$Q_b = B_b / c = 6.08 \times 10^5 / 33 = 18.42 \times 10(H) = 18,4(\text{кН})$$

тобто, поперечна арматура, згідно розрахункам не потрібна. З конструктивних міркувань приймаємо хомути  $\emptyset 6$  класу А-1 з кроком 150мм. (В даному випадку це стержневі хомути).

Розрахунок на міцність нахиленого перетину на дію згинального моменту. Розрахунок проводимо виходячи з умови

$$M = Q \times c \leq \sum R_{sp} \times A_{sp} \times z_{sp} + \sum R_{sw} \times A_{sw} \times z_{sw}$$

Величина  $\sum R_{sp} \times A_{sp} \times z_{sp}$  - при хомутах з постійним кроком визначається за формулою

$$\sum R_{sp} \times A_{sp} \times z_{sp} = 0.5 \times q_{sw} \times c^2 = 0.5 \times 33.02 \times 0.33^2 = 1.79(\text{кН} \times \text{м})$$

де  $q_{sw} = \frac{R_{sw} \times A_{sw}}{S}$  - зусилля в хомутах на одиницю довжини елемента

$$q_{sw} = \frac{175 \times 10^6 \times 0.283 \times 10^{-4}}{0.15} = 33017(H / \text{м})$$

в межах нахиленого перетину.

$c = 2 \times h_0 = 33(\text{см})$  - довжина проекції нахиленого перетину на повздовжню елемента.

$$z_{sp} = h_0 - \frac{x}{2} = 0.165 - \left( \frac{280 \times 10^6 \times 1.57 \times 10^{-4} \times 0.12}{8.5 \times 10^6 \times 0.48 \times 0.34} \right) / 2 = 0.163(\text{м})$$

$x = \frac{R_{sp} \times A_{sp}}{R_b \times b_f} \times \gamma_{s5}$  - величина стисненої зони бетону

$$\gamma_{s5} = \frac{l_x}{l_{an}} - \text{коєф.}$$

$l_x$  - величина площадки обпирання плити на несучу стіну

$$l_x = 120(\text{мм})$$

$l_{an}$  - довжина зони анкерівки для не напруженої арматури

$$l_{an} = (\omega_{an} \times \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an}) \times d = (0.7 \times \frac{280 \times 10^6}{8.5 \times 10^6} + 11) \times 0.01 = 0.34(\text{м})$$

$\omega_{an}; \Delta\lambda_{an}$  - коєф., що визначається зі СНіП

$$Q \times c \leq \sum R_{sp} \times A_{sp} \times z_{sp} + \sum R_{sw} \times A_{sw} \times z_{sw}$$

$$5.58 \times 0.33 \leq 280 \times 10^3 \times 0.78 \times 10^{-4} \times 0.163 + 1.79$$

$$1.841(\text{кН} \times \text{м}) \leq 5.37(\text{кН} \times \text{м})$$

Отже міцність нахиленого перетину на дію згинального моменту забезпечено.

## 4. Основи і фундаменти

### 4.1. Загальні відомості

Стрічковий тип фундаменту – це один з найпоширеніших видів фундаменту, який не вимагає застосування високотехнологічного устаткування і є відносно дешевим та водночас міцним. Його використання доцільне як правило для малоповерхових споруд, але коли геологічні умови це дозволяють, то і для зведення багатоповерхових будинків як це зроблено в даному дипломному проєкті.

### 4.2. Влаштування стрічкового монолітного залізобетонного фундаменту.

#### 4.2.1. СКЛАД КОМПЛЕКСНОГО ТЕХНОЛОГІЧНОГО ПРОЦЕСУ

Бетон і залізобетон є основними матеріалами в сучасному будівельному виробництві. Широке застосування їх зумовлене високими фізико-механічними показниками, довговічністю, можливістю виготовлення різноманітних будівельних конструкцій та архітектурних форм порівняно простими технологічними методами, використанням здебільшого місцевих будівельних матеріалів з порівняно низькою собівартістю.

Будівництво із монолітного бетону і залізобетону економічніше - потребує менших затрат на створення промислової бази (до 40 %), менших енергетичних витрат (на 25 — 30 %) та менших витрат металу (на 20-40 %), ніж на будівництво зі збірних конструкцій.

Швидко розвиваються спорудження житлових будинків, адміністративних будівель та готелів із монолітного залізобетону. Водночас з економічною доцільністю це дає змогу вирішувати завдання підвищення складності масового міського будівництва (спорудження будинків на 25-30 і більше поверхів), а можливість виготовлення конструкцій різних форм значно поліпшує архітектурний вигляд міст.

*Комплексний процес* зведення монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій, який має узагальнену назву «бетонні та залізобетонні роботи», складається з улаштування опалубки, армування та бетонування конструкцій, витримування бетону в забетонованих конструкціях, розпалублення, а за потреби й опорядження поверхонь конструкцій. Процес бетонування, що складається з укладання й ущільнення бетонної суміші, в багатьох випадках є ведучим, з яким погоджують виконання інших процесів (табл. 4.1).

До технологічного комплексного процесу зведення монолітних залізобетонних конструкцій належать заготівельні, транспортні та монтажньо-укладальні (основні) процеси.

Зведення монолітних залізобетонних конструкцій досить трудомісткий процес. Добовий виробіток одного працівника на бетонних та залізобетонних роботах становить 0,5...2м<sup>3</sup>. Серед складових трудомісткості на влаштування опалубки припадає 30...60%, на армування конструкцій – 15...35%, на бетонування – 20...45% загальних витрат праці; до 20% робітників виконують допоміжні операції. Багато операцій ще виконують вручну за допомогою ручного чи механізованого інструменту.

Підвищення ефективності бетонних і залізобетонних робіт забезпечують підвищенням технічного рівня кожного окремого процесу, їхнім взаємним узгодженням і комплексною механізацією. Важливим завданням технології монолітного бетону і залізобетону на майбутнє є зниження частки ручних робіт.

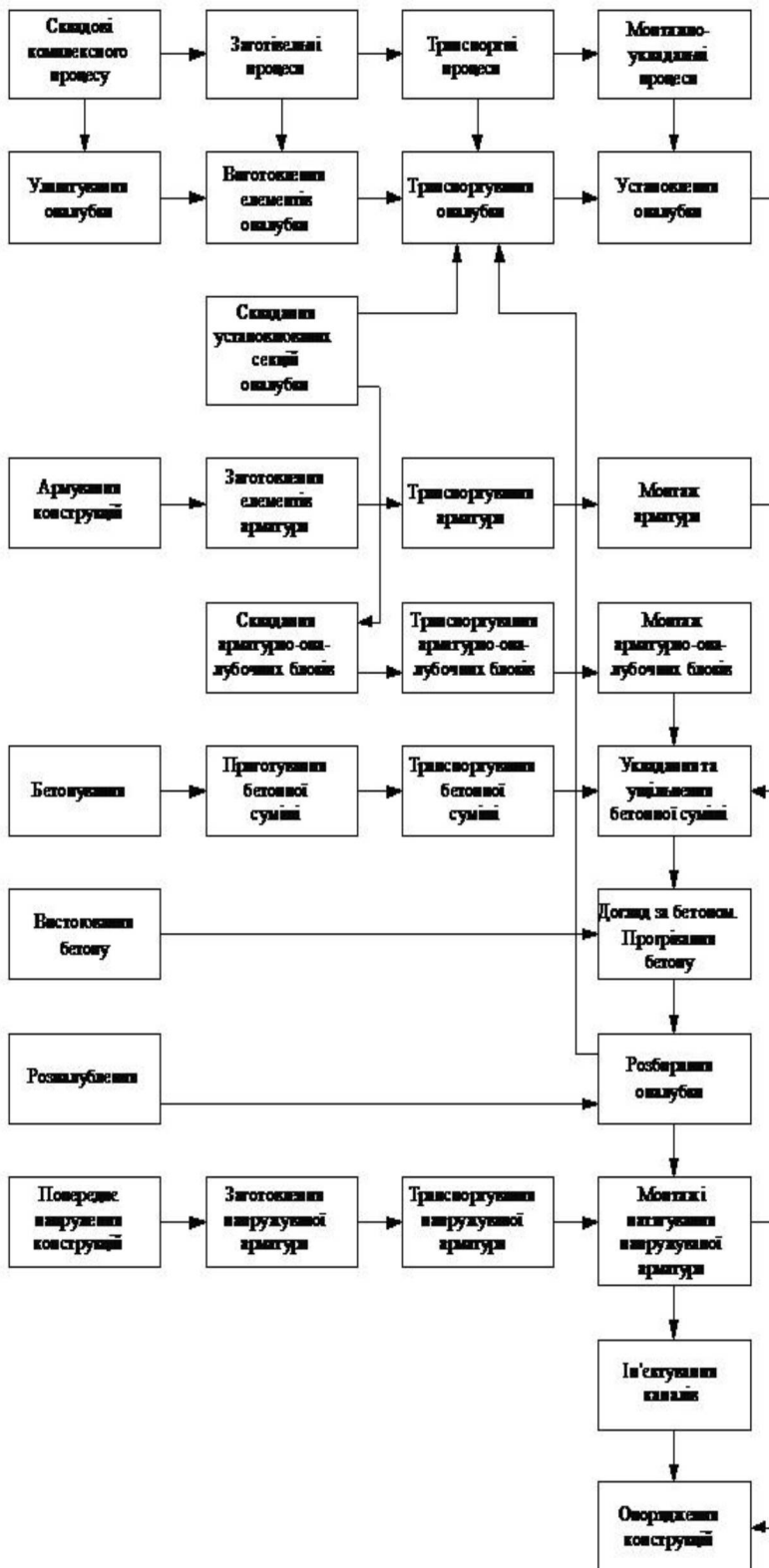


Рис.4.1.Схема зведення залізобетонних конструкцій.

#### **4.2.2. Межі застосування технологічної карти на встановлення опалубки**

В дипломній роботі розроблена технологічна карта на влаштування розбірно-переставної дрібнощитової опалубки для спорудження монолітної залізобетонної стіни фундаменту.

В склад робіт, що розглядаються картою входять:

- розкладка опалубочних щитів;
- закріплення бортових елементів;
- закріплення страхувальної огорожі;
- влаштування елементів жорсткості;
- виконання демонтажу елементів вертикальної опалубки з владанням їх в контейнери, або переносом на інше місце заливки на об'єкті.

Роботи виконуються в природно-кліматичних умовах м. Києва на протязі календарного року в дві зміни.

Обов'язковими необхідними умовами для застосування даної типової технологічної карти є:

- досягнення несучої спроможності бетону попереднього (нижче розміщеного) перекриття не менше 70% від проектної;
- максимальна товщина монолітного перекриття - 300мм;
- несуча спроможність стояків-опор - 20кН.

При прив'язці типової технологічної карти до конкретних умов будівництва в складі ПВР необхідно передбачити наявність наступних документів:

- будівельний генеральний план;
- загально-організаційна схема розділення споруди на захватки;
- варіанти темпів спорудження поверхів з відповідними поярусними схемами переміщення стояків;
- проект розташування (схеми) опалубочних елементів;

- технічні заходи сходження робітників на поверхи;
- місця і засоби анкерування страхувальних канатів, поясів;
- проект виробництва геодезичних робіт;
- проект закріплення навісної площадки-накопичувача для перевантаження і подачі елементів опалубки на наступні поверхи.

#### **4.3. Організація і технологія будівельного процесу з влаштування вертикальної опалубки**

До початку влаштування вертикальної опалубки необхідно здійснити підготовчі роботи, а саме:

- здійснити влаштування підбетонки конструкцій на дні котлована;
- доставити на дно котлована, опалубочні елементи, інвентар, засоби помосту, інструмент, страхувальні засоби безпеки;
- провести та декілька разів перевірити розмітку фундаменту.



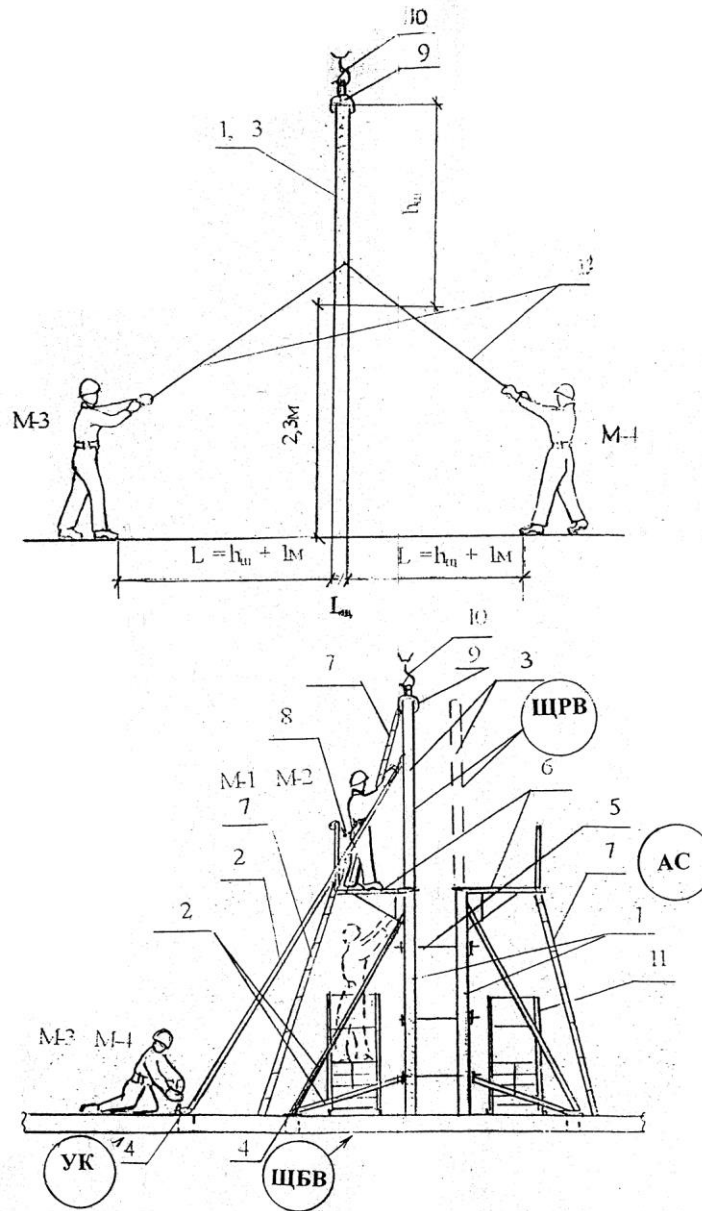


Рис.4.2. Схема транспортування і монтажу вертикальних щитів опалубки: 1 – щити 1-го ярусу; 2 – рихтовочні стояки; 3 - щити 2-го ярусу ; 4 – анкер для закріплення рихтувальних стояків; 5 – анкерні стержні з суперплитами; 6 -навісні площадки (типу Фрамакс); 7 – драбини; 8 – монтажний пояс; 9 – несуча скоба Фрамакс; 10 – захватний гак крана; 11 – монтажний столик; 12 – капронові відтяжки  $\varnothing 8\text{мм}$

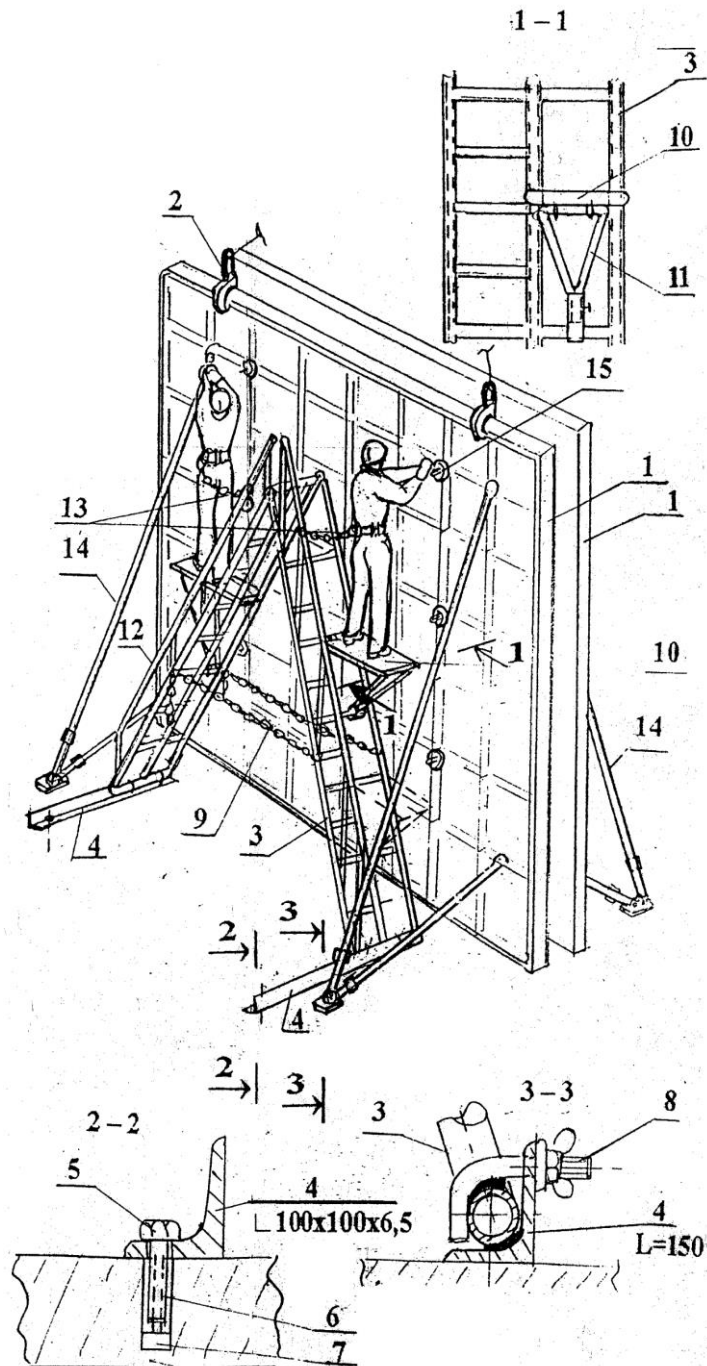


Рис.4.3. Схема влаштування засобів підтримки при сполученні великогабаритних вертикальних щитів:

1 – щити; 2 – захвати; 3 – розкладальна двоходова драбина; 4 – опорно-анкурна; 5 – анкерний болт; 6 – дюбель; 7 – монолітне перекриття балка; 8 – кріпильна скоба; 9 – ланцюг; 10 – переносні столики; 11 – рихтувальні стояки; 12 – поручень зі страхувальними засобами; 13 – страхувальний пояс; 14 - рихтовочний стояк; 15 – стяжка, розташування між балками щита-помосту.

Опалубку поставлять на об'єкт в комплекті з технічною документацією. Збирання опалубочних форм з інвентарних елементів і їх встановлення в робоче

положення виконують згідно з розрахунковим проектом, або технологічними таблицями з паспортів, що супроводжують комплекти опалубки.

Допустимі відхилення при виконанні опалубочних робіт приведені в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1

#### Допустимі відхилення при виконанні опалубочних робіт

Найменування відхилень	Величина допустимих відхилень
Точність виготовлення інвентарної опалубки і її елементів	Не нижче Н 14: L 14; $\pm \frac{T14}{2}$ (ГОСТ 25346-89, ГОСТ 25347-82*)
Точність установки інвентарної опалубки	$\pm \frac{T14}{2}$ (ГОСТ 25346-89, ГОСТ 25347-82*)
Перепади поверхонь, в тому числі стикувальних для:	
- конструкцій, готових під фарбування без шпатлювання;	<2мм
- конструкцій, готових під наклеювання шпалерами	<1мм

При поступленні опалубки на будівництво спостерігають за тим, щоб вона була пофарбована (за винятком контактних поверхонь щитів палуби). Всі різьбові з'єднання повинні бути змазані. Щити, підтримуючі елементи, прогони, хомути, струбцини, замки мають бути очищені від цементного розчину. Операції з очищення виконуються при допомозі скребків, щіток.

#### 4.4. Бетонування

Процес укладання бетонної суміші має такі складові: підготовчі операції; приймання, розподіл, ущільнення бетону; контрольні та допоміжні операції (переставляння віброжолобів, бункерів та ін.). Перед укладанням бетону перевіряють якість і відповідність проектів елементів, які після укладання бетону будуть сховані в його тілі (армування, гідроізоляція), і складають акти на приховані роботи.

Безпосередньо перед укладанням бетонної суміші опалубку й арматуру за потреби очищують від сміття і бруду, бетонні та горизонтальні поверхні робочих швів звільняють від цементної плівки, перевіряють захисні пристосування, передбачені вимогами безпеки праці. Внутрішню поверхню інвентарної

опалубки змащують спеціальними мастилами для зниження зчеплення з нею бетону і поліпшення якості поверхні бетону монолітної конструкції.

Під час укладання бетонної суміші контролюють стан опалубки та риштувань. Умови виконання робіт (температура повітря, суміші тощо), властивості суміші, обсяги виконаних робіт щодня записують у журнал бетонних робіт.

Технологія укладання бетонної суміші залежить від виду, розмірів та положення конструкцій, кліматичних умов, устаткування, енергетичних ресурсів, властивостей суміші. Бетонну суміш укладають одночасно на всю висоту конструкції чи блока бетонування.

Товщину горизонтальних шарів визначають засобами для ущільнення. При ущільненні поверхневими вібраторами суміш укладають шарами 200мм завтовшки.

Ущільнення бетонної суміші забезпечує щільність і однорідність бетону і, в результаті, його міцність і довговічність. Бетонну суміш ущільнюють вібруванням протягом 30-100с. Під дією вібрації суміш розріджується, з неї видаляється повітря; при цьому опалубна форма щільно заповнюється. Для ущільнення бетонної суміші використовують глибинні та поверхневі вібратори. Необхідна кількість машин, устаткування, інструменту, пристроїв наведена в таблиці 7.3.

Поверхня між раніше укладеним затверділим і свіжоукладеним бетоном називається робочим швом і є найвідповідальнішою складовою процесу бетонування. Перерви в укладанні бетонної суміші, що виникають через технологічні та організаційні умови чи під впливом випадкових чинників, можуть призвести до порушень монолітності конструкцій внаслідок недостатньої адгезії бетону до поверхні між попереднім і наступним укладеними шарами; порушення зв'язків між часточками бетону, що твердне, й арматурою попереднього шару під впливом динамічних зусиль під час укладання бетонної суміші наступного шару; різного напрямку деформацій усадки бетону в суміжних шарах, що спричинює розтяжні зусилля, які послаблюють зону стику. Все це підвищує вимоги як до розміщення стиків у конструкції, так і до технології їх виконання.

*Таблиця 4.2.*

**Потреба в машинах, устаткуванні, інструменті, інвентарі і пристроях**

Машини устаткування, інструмент, інвентарні пристрої	Тип	Марка	Кількість
1	2	3	4
1. Трансформатор понижаючий	-	ІВ-4	1
2. Вібратор глибинний	-	ІВ-66	1
3. Баддя для подачі бетону	-	-	1
4. Захисно-вимикаюче пристосування	ІЕ-98901	-	1
5. Молоток теслярський	МПЛ-1	-	1
6. Келька	КБ	-	1
7. Лопата для розчинів	ЛР	-	1
8. Гребок для бетонних робіт	УРО-758	-	1
9. Скарпель для кам'яних і бетонних робіт	ІР-561	-	1
10. Щітка з сталюого дроту	-	-	2
11. Рівень будівельний	УС-2	-	1
12. Рейка контрольна	-	-	1
13. Ящик для інструменту	-	-	2
14. Відро	-	-	4
15. Інвентарний щит місток	Інд.	-	4
16. Поверхневий вібратор	-	-	2

Робочі шви вертикальних елементів (колон, пілонів) мають бути горизонтальними і перпендикулярними до граней елемента. Бетонування в місцях утворення робочого шва поновлюють після того, як бетон попередньо укладеного шару набуде потрібної міцності (як правило, 1,5 МПа; за нормальних умов твердіння і температури бетонної суміші 20 — 30 °С на це потрібно 18-24 год). Перед початком бетонування з поверхні раніше укладеного бетону видаляють цементну плівку.

Місця з'єднання попередньо укладеного та свіжого бетону рекомендується влаштовувати в точках дії менших сил перерізу.

Догляд за бетоном здійснюють у початковий період його твердіння. Він має забезпечувати : підтримання волого-температурних умов твердіння; запобігати виникненню значних температурно-усадкових деформацій і тріщин; оберігання бетону, що твердне, від ударів, струшувань, які можуть погіршити його якість. При цьому вживають різних заходів для запобігання зневоднюванню бетону, а також передаванню на нього зусиль і струшувань. Улітку в помірній кліматичній зоні бетон на звичайному портландцементі зрошують водою впродовж семи діб. За температури повітря вищої за 15 °С у перші три доби бетон зрошують удень через кожні три години і один раз уночі, а в наступні дні - не менше ніж три рази на добу.

Великі горизонтальні поверхні замість зрошення покривають захисними плівками (водно-бітумною емульсією, етиноловим лаком, полімерними плівками). У випадку покриття поверхні бетону вологостійкими матеріалами (рогожею, матами, тирсою) перерви між зрошенням збільшують в 1,5 раза. Улітку бетон також захищають покриттями від дії сонячного проміння, а взимку — від морозу. Для запобігання дії навантажень на бетон рух по ньому людей або установами рихтувань чи опалубки дозволяють тільки після досягнення укладеним бетоном міцності не менше ніж 1,5МПа.

#### **4.5. Демонтаж опалубки**

Демонтаж вертикальної опалубки можна проводити вже на третій четвертий день після заливки. Для цього необхідно розблокувати затяжні шпильки та від'єднати щити від підлоги. Після чого зачепити щити щита краном і за допомогою лома обережно відважити його від стіни. В місцях де ломом можна пошкодити бетон, під нього потрібно підкладати дерев'яний брусок.

Після зняття, опалубку потрібно ретельно очистити від залишків бетону

#### **4.6. Геологічні умови**

Інженерно-геологічні умови майданчика характеризуються витриманим горизонтальним заляганням шарів ґрунту.

Інженерно-геологічні процеси на території забудови не розвиваються, впливу на основи і фундаменти, будинок в цілому не має. Зміна властивостей основи на період експлуатації не прогнозується.

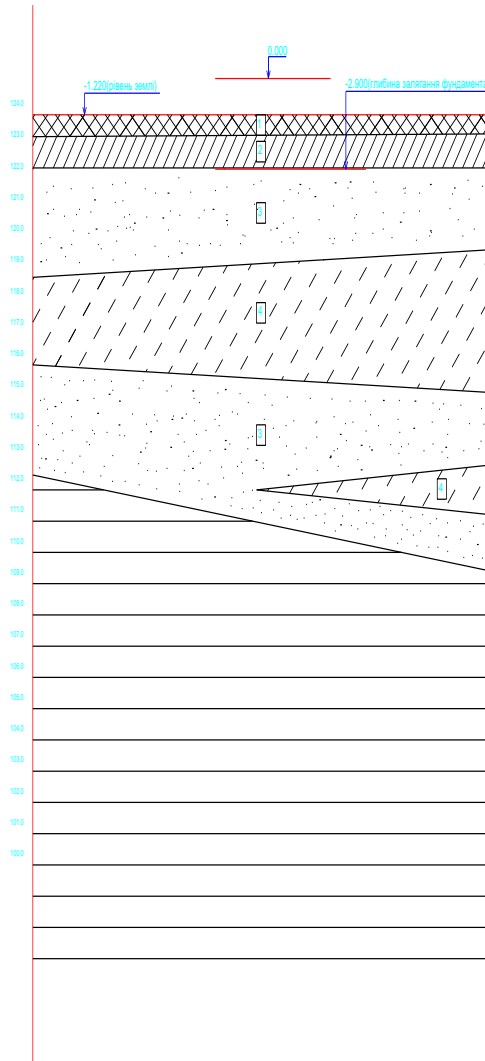
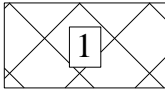
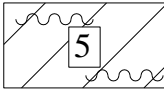
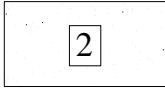
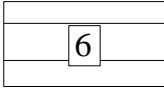
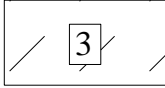
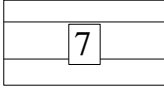



Рис. 4.3. Геологічний розріз.

	1	- насипний ґрунт		5	- суглинок з вмістом органічних речовин
	2	- пісок		6	- глина мергельна деградована, тугопластична
	3	- супісок		7	- глина мергельна напівтверда та тверда
	4	- суглинок			

#### 4.7. Розрахунок фундаменту 12-и поверхового житлового будинку

Збір навантаження на несучі стіни від одного поверху виконано згідно ДБН «Навантаження і впливи». Тимчасові навантаження на перекриття вбудованих офісів –  $200\text{кг}/\text{м}^2$ , тимчасові навантаження на типових житлових поверхах –  $150\text{кг}/\text{м}^2$ , в технічних приміщеннях -  $500\text{кг}/\text{м}^2$ . Збір навантажень на

погонний метр фундаменту та розрахунок ділянки фундаменту наведено в розділі «Розрахунок конструкцій».

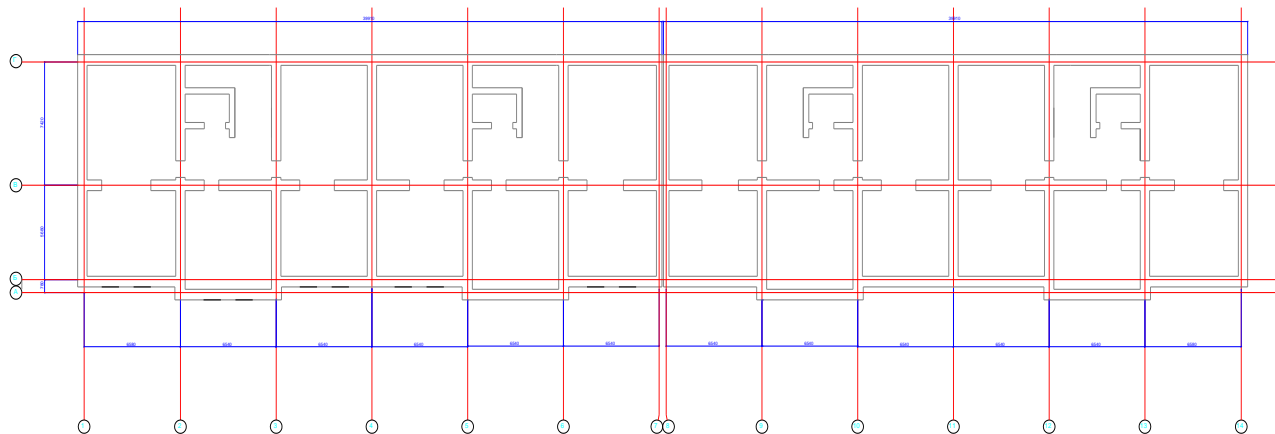


Рис. 4.4. Фундаментне поле будинку

### **Розрахунок стрічкового залізобетонного фундаменту.**

Для розрахунку обираємо ділянку фундаменту під зовнішньою стіною, що обмежена вісями 1 та Б-Г.

Вихідні дані:

Підошва фундаменту закладена відносно рівня землі на глибину 1,880м.

Район будівництва II-й клас сніжного покриву.

Довжина фундаменту 12.70м.

Ширина 0.64м

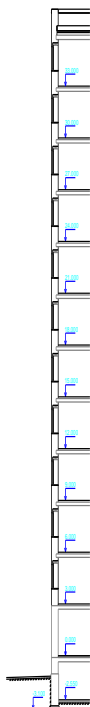


Рис.4.5.

**1. Визначення навантажень.** Як зазначалось вище ,за розрахункову беремо фундамент під стіною по якій був проведений розрахунок.

**Навантаження від перекриттів**



$$G_n = N_n \times P / 2 + P_{\text{дах}} / 2 = 12 \times 63586.64 / 2 + 49518.132 / 2 = 406278.906 \text{кг}$$

де  $N_{\text{пог}}$  - кількість поверхів

$P$  - вага від перекриття

$P_{\text{дах}}$  - вага від даху

**Навантаження від цегляної стіни.**

$$G_{\text{ц.с.}} = (H \times h \times L) \times q = (34.57 \times 0.64 \times 12.70) \times 1800 = 505772.928 \text{кг}$$

В даному випадку віконні проєми не викидалися.

**Навантаження від першого бетонного поверху та цоколя.**

$$G_{\text{б.с.}} = ((H \times h \times L) + (H \times h \times)) \times q = ((1.85 \times 0.75 \times 12.7) + (0.20 \times 0.64 \times 12.7)) \times 2200 = 42343.07 \text{кг}$$

**Сумарне навантаження**

$$\sum G = G_n + G_{\text{ц.с.}} + G_{\text{б.с.}} + G_{\text{б.ф.}} = 406278,906 + 505772,928 + 70632,32 + 42343.07 = 1025027.227 \text{кг}$$

**Питоме навантаження на  $1 \text{м}^2$**

$$P_1 = \sum G / (h \times L) = 1025027.224 / (0.82 \times 12.7) = 98427.811 \text{кг} / \text{м}^2$$

## 2. Розрахунок на поперечну силу.

Розрахунок залізобетонних елементів на дію поперечної сили для забезпечення міцності по нахиленим тріщина утворенням проводиться по найбільш небезпечному нахиленому перетину з умови

$$Q_{(1-1)} \leq \frac{\varphi_{B4} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times L \times h_0}{C}$$

де  $Q_{(1-1)}$  - поперечна сила в найбільш небезпечному перетині

$$Q_{(1-1)} = P_1 \times A_0 = 965.616 \times 0.04 = 38.625 \text{кН} / \text{м}^2$$

де  $P_1$  - питомий розрахунковий тиск на ґрунт під подошвою фундаменту

$$A_0 = b_k \times L = 0.04 \times 1 = 0.04 \text{м}^2$$

$\varphi_{B4}$  - коеф., що враховує вид бетону = 1,5

$\varphi_n$  - коеф., що враховує вплив повздовжньої сили, приймаємо = 0

$R_{bt}$  - розрахунковий опір бетону, при осьовому розтягу для класу бетону В20 приймаємо = 900 кПа

$C$  - довжина проєкції найбільш небезпечного нахиленого перетину на повздовжню вісь елемента приймається  $2 \times h_0$

$$C = 2 \times h_0 = 2 \times 150 = 300 \text{мм}$$

Отже маємо

$$Q_{1-1} \leq \frac{\varphi_{B4} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times L \times h_0}{C}$$

$$38.625 \leq \frac{1.5 \times (1 + 0) \times 900 \times 1 \times 1.5}{0.3} = 675.0 \text{кН}$$

Відповідно до цього, оскільки умова виконується міцність плити

стрічкового фундаменту виконується. Згідно цього поперечна арматура в фундаменті плити не потрібна і в проведенні розрахунку на протиснення немає необхідності.

### 3. Визначення перерізу арматури в фундаменті плити.

Згинальний момент від відпора ґрунту основи на 1 м.п. довжини фундаменту.

$$M_{1-1} = (P_1 \times A_0^2) / 2 = 98427.811 \times 0.04^2 / 2 = 78.742 \text{ кНм}$$

Тоді площа робочої арматури для перетину 1-1 визначаємо по формулі

$$A_s = M_{1-1} / (0.971 \times h_0 \times R_s) = 78.742 / (90.971 \times 0.15 \times 355 \times 10^3) = 0.0000163 \text{ м}^2$$

де  $R_s$  - розрахунковий арматури класу А-П

$$R_s = 355 \times 10^3 \text{ кПа для сталі А400С}$$

Приймаємо діаметр арматури  $\varnothing 8$  з кроком 200мм

$$\pi \times R^2 \times 5_{\text{шт}} = 3,14 \times 0,004^2 \times 5 = 0.0003927 > A_s = 0.000163$$

Відсоток армування перетину 1-1

$$\mu_{1-1} = \frac{A_s \times 100}{L \times h_0} = \frac{(2 \times 39.27) \times 100}{1000 \times 150} = 0.052 > \mu_{\text{min}} = 0.05 \%$$

### 4. Армування стіни фундаменту.

Підбір площі поперечного перетину арматури, крок між стержнями та кількість з'єднань на квадратний метр приймаємо  $1 \text{ м}^2 \geq 9 \text{ шт.}$

Крок між стержнями  $\leq 30 \text{ см.}$

Діаметр арматури  $\leq 1/10 b_w$  (де  $b_w$  - товщина стіни)

Геометричне відношення площі вертикальної арматури до геометричних розмірів стіни:

Якщо  $H_w / L_w \leq 4$   $0.25\% \leq \rho \leq 4\%$

Якщо  $H_w / L_w > 4$   $1\% \leq \rho \leq 4\%$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \times L_w}$$

де  $H_w$  - висота стіни  $H_w = 1850 \text{ мм}$

$L_w$  - довжина стіни  $L_w = 12700 \text{ мм}$

$$H_w / L_w = 1850 / 12700 = 0.145 < 4$$

Отже приймаємо значення  $\rho$  в межах  $0.25\% \leq \rho \leq 4\%$

Приймаємо, що кожні 20см ставитиметься один стержень  $\varnothing 18$  з кожного боку стіни, тоді

$$A_{s1} = \pi \times 0.009^2 = 0.0002544 \text{ м}^2$$

$$(A_{s1} \times 2) \times 5 = 0.0002544 \times 2 \times 5 = 0.00254 \text{ м}^2$$

$$(0.00254 / 0.74) \times 100\% = 0.343\%$$

що входить в зазначені обмеження.

Геометричне відношення площі горизонтальної арматури до геометричних розмірів стіни проводиться аналогічно підрахунку горизонтальної арматури, а отже і результат буде однаковий.

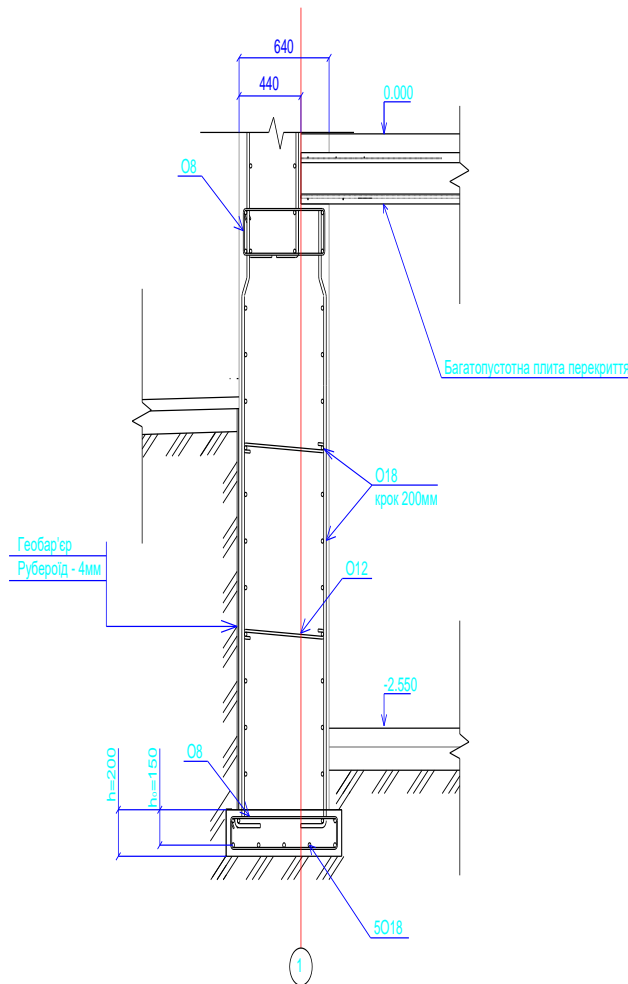


Рис.4.6 Фундамент(стіна підвалу)

## 5. Технічна експлуатація

Згідно Постанови КМ України від 05.05.1997 року, № 409 «Про забезпечення безпечної та надійної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж» Держбуд та Держнаглядохоронпраці України затвердили низку нормативних документів метою яких є підвищення рівня технічного обслуговування будівельних конструкцій, забезпечення експлуатаційної придатності будівель, споруд та інженерних мереж з параметрів фізико-технічного стану, довговічності та морального зносу.

Повинні бути забезпечені чотири головні групи якостей запроєктованої будівлі:

- функціональна – будівля повинна щонайкраще відповідати своєму призначенню, а тому періодично необхідно робити перепланування, модернізацію і реконструкцію;

- технічна – будівля повинна успішно протистояти зовнішнім і внутрішнім впливам, бути ремонтпридатною; тому необхідно стежити за технічним станом конструкцій, робити захист, посилення, а при необхідності – заміну;

- архітектурна – будівля повинна щонайкраще відповідати положенню в забудові як об'єкт огляду його людьми, тому зовнішній її вигляд повинний бути завжди в відмінному, відповідному призначенню, розташуванню в забудові і т.п.;

- економічна – зведення й експлуатація будівлі повинні здійснюватися з мінімальними витратами сил і засобів.

Будівля, що підлягає реконструкції, відповідно до визначальних експлуатаційних вимог:

- має високу надійність, тобто виконує задані їм функції у визначених умовах експлуатації протягом заданого часу, при збереженні значень своїх основних параметрів у встановлених межах;

- є зручною і безпечною в експлуатації, що досягається раціональними плануваннями приміщень і розташуванням входів, сходів, ліфтів, засобів пожежегасіння, причому для ремонту і заміни великогабаритного технологічного устаткування в будинку передбачені люки, прорізи і кріплення;

- є зручною і простою у технічному обслуговуванні і ремонті, тобто дозволяє здійснювати його на можливо великому числі ділянок, має зручні підходи до конструкцій, введення інженерних мереж без демонтажу і розбирання для оглядів і обслуговування з гранично низькими витратами на допоміжні операції, дозволяє застосовувати передові методи праці, сучасні засоби автоматизації і механізації, збірно-розбірні пристрої для обслуговування важкодоступних конструкцій, а також має пристосування для кріплення колісок, джерел струму та ін.;

- є ремонтпридатною, тобто конструкції будівлі пристосовані до виконання усіх видів технічного обслуговування і ремонту без руйнування суміжних елементів і з мінімальними витратами праці, часу, матеріалів;

- має максимально можливий і близький еквівалентний для всієї конструкції міжремонтний термін служби;

- більш економічна у процесі експлуатації, що досягається застосуванням матеріалів і конструкцій з підвищеним терміном служби, а також мінімальними витратами на опалення, вентиляцію, кондиціонування, висвітлення і водопостачання;

- має зовнішній архітектурний вигляд, що відповідає її призначенню, розташуванню в забудові, а також приємна для огляду.

Технічне обслуговування і ремонт (технічна експлуатація) будинків являють собою безперервний динамічний процес, реалізацію визначеного комплексу організаційних і технічних заходів по нагляду, догляду та усім видам ремонту для підтримки їх у справному, придатному до використання по призначенню стані в перебігу заданого терміну служби.

Експлуатація будинків регламентована Положеннями про системи планово-попереджувального ремонту: Положенням про проведення ППР житлових і суспільних будинків. У них визначені принципи організації експлуатації основних типів БіС, усі вони класифікуються по групах і для них установлені середні терміни служби, види, періодичність оглядів і ремонтів, а також роботи, що відносяться до поточного та капітального ремонтів.

Першорядне значення в експлуатації будинків має своєчасний контроль їхнього технічного стану, перевірка справності будівельних конструкцій та інженерного устаткування. Такий регулярний, причому не тільки візуальний, але (при необхідності) й інструментальний контроль запобігає передчасному виходу будинку з ладу, дозволяє обґрунтовано планувати і проводити профілактичні заходи по їх заощадженню.

При проектуванні будинку експлуатаційні якості визначаються вибором матеріалів, розрахунком конструкцій, об'ємно-планувальним рішенням, інженерним устаткуванням відповідно до призначення будинку, Державними будівельними нормами і виділеними асигнуваннями.

При зведенні будинку прийняті в проекті значення параметрів експлуатаційних якостей матеріалізуються, їхня вірогідність перевіряється приладами і по їхніх числових значеннях можна підтвердити, що побудований будинок відповідає задуманому в проекті.

При експлуатації будинку головне завдання полягає в підтримці передбачених проектом і матеріалізованих при будівництві експлуатаційних якостей на заданому рівні. Вони повинні цілком відповідати призначенню будинку, що забезпечується визначеними будівельними конструкціями й інженерним устаткуванням.

Таким чином, установленням значень параметрів експлуатаційних якостей (ПЕЯ) і розробкою інструкції з технічної експлуатації завершується проектування будинків, за допомогою вироблених у проекті ПЕЯ контролюється їхнє зведення; по відповідності фактичних значень ПЕЯ проектному будинкові приймається в експлуатацію і шляхом підтримки ПЕЯ на заданому рівні здійснюється їхня технічна експлуатація протягом установленого терміну служби.

Ефективність експлуатації та її економічність залежать від багатьох факторів, зокрема значною мірою від професійної підготовки осіб, її здійснюючих, від їхнього уміння побудувати експлуатацію на науковій основі.

Особи, зайняті експлуатацією і ремонтом будинку, повинні добре знати його пристрій, умови роботи конструкцій, технічні нормативи на матеріали та конструкції, необхідні для ремонту. Вони за допомогою приладів, а також по зовнішньому вигляді й ознакам повинні вміти хоча б приблизно оцінювати технічний стан будинку й окремих його конструкцій, вміти виявляти уразливі місця, з яких може початися його руйнування, вибрати найбільш ефективні способи і засоби його попередження й усунення, не порушуючи по можливості, використання будинку по призначенню.

Ефективна експлуатація будинків, тобто постійний кваліфікований нагляд за ними, періодична оцінка їхнього технічного стану (діагностика пошкоджень) та попередження початку розвитку пошкоджень, своєчасне проведення профілактичного та відбудовного ремонтів можливі тільки при вивченні

конструкцій спорудження, особливостей його пристрою та роботи, експлуатаційних вимог та ступеня їхнього фактичного задоволення, уміння виявити уразливі місця, з яких можливо початок розвитку пошкоджень, та інше.

Працівники експлуатаційної служби повинні ретельно вивчати проект будинку; у ході будівництва контролювати якість виконання всіх робіт, вивчати отримані від будівельників виконавчі креслення й інструкцію з експлуатації будинку, вести на кожному спорудженні паспорт, журнал обліку технічного стану (ЖТС) та інші документи, необхідні в процесі експлуатації БіС.

У проекті будинку відповідно до вимог ДБН передбачені вимоги щодо надійності, капітальності, довговічності і заданих умов експлуатації як усього будинку, так і окремих його елементів, з'єднань конструкцій та основ; це досягається вибором матеріалів і конструкцій, спеціальними захисними заходами для забезпечення вогнестійкості, морозостійкості, корозійної стійкості, захисту від конденсаційного зволоження та гниття, відводу води, провітрювання та т.п.

При проектуванні конструкцій і будинку в цілому передбачаються відповідно вимогам ДБН заходу для зменшення негативного впливу факторів, обумовлених провадженням робіт.

Вимоги ДБН зводяться до того, щоб величини зусиль, напруг, деформацій, переміщень, розкриття тріщин, а також величини зусиль від інших факторів та впливів не перевищували граничних значень, установлених нормами. При цьому в розрахунках враховуються ймовірні несприятливі характеристики матеріалів та можливі вигідні величини та сполучення навантажень і впливів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкцій та основ, при дотриманні усіх вимог нормативних документів, стандартів, технічних умов, пропонувані до якості матеріалів, виробів, провадженню робіт, а також до експлуатації БіС.

Досягнення конструкціями граничних станів, установлених нормами, не представляє небезпеки для людей, але служить межею, по досягненні якої будинок не може більше використовуватися по своєму призначенню без проведення спеціальних відновлюючих робіт. Щоб повніше врахувати особливості дійсної роботи матеріалів, елементів та з'єднань конструкцій і основ, а також будинку в цілому, при розрахунках вводиться коефіцієнт умов роботи  $n$ ,

а щоб компенсувати недостатню вивченість роботи граничних станів окремих видів конструкцій та основ, вводиться коефіцієнт надійності  $K_n$ , коефіцієнт несприятливих сполучень навантажень та впливів  $k_n$ , коефіцієнт перевантаження  $k_n$  та інше, чисельні значення яких установлені нормативними документами по проектуванню конструкцій, основ, БіС.

Для використання будинків по призначенню в них повинні підтримуватися необхідні температурно-вологісні умови та визначений комфорт, що забезпечуються не тільки справними будівельними конструкціями, але й діючими системами теплопостачання та каналізації. На створення таких умов у будинках і підтримка будівельних конструкцій та інженерного устаткування в справному стані спрямована діяльність експлуатаційної служби.

## **6. Організація будівництва**

### **6.1. Будівельний генеральний план**

Спорудження об'єкта у встановлені терміни з дотриманням техніки безпеки і вимог до якості робіт багато в чому визначається якістю рішень по організації будівельного майданчика.

Організація будівельного майданчика в цілому визначається рішенням великої кількості технологічних, організаційних і соціологічних задач по спорудженню об'єкта на різних стадіях його будівництва. До технологічних задач звичайно відносять вирішення питань механізації основних будівельно-монтажних робіт і розміщення засобів механізації в різні періоди будівництва об'єкта.

Організаційними задачами є вибір і розміщення об'єктів будівельного господарства, включаючи організацію транспорту, складського господарства, електро-, енерго- і водопостачання, зв'язку і сигналізації, адміністративно-побутового обслуговування, а також інших тимчасових об'єктів виробничого призначення.

Соціологічні задачі спрямовані на забезпечення побутового, культурного і медичного обслуговування учасників будівництва.



Завершальним проектним документом організації будівельного майданчика при спорудженні об'єкта є будівельний генеральний план (будгенплан).

В усіх випадках будгенплан розробляють, виходячи з таких основних принципів:

- мінімальна площа, економічність будівництва й експлуатації тимчасових інженерних комунікацій;
- мінімум витрат на будівельне господарство за рахунок використання існуючих будинків і комунікацій, а також таких, що будуються;
- організація найраціональніших вантажопотоків на майданчику з мінімальним числом перевантажень і комплексною механізацією вантажно-розвантажувальних, складських і транспортних робіт;
- розміщення виробничих установок на найкоротшій відстані від місць спорудження об'єкта;
- розміщення по можливості тимчасових будинків, споруд, мереж і установок на вільних майданчиках для їх експлуатації протягом усього будівництва без перенесення;
- забезпечення раціонального суміщення в часу будівельних процесів при потоковому виробництві робіт;
- дотримання вимог безпечного ведення робіт, протипожежної безпеки і виробничої санітарії;
- створення найсприятливіших умов побутового обслуговування персоналу будівництва;
- забезпечення умов ефективної організації керування будівництвом на основі загально майданчикових систем зв'язку і сигналізації.

Проектування будгенплану це складна багатоваріантна задача, яка вирішується на основі порівняльної техніко-економічної оцінки показників різних варіантів будгенплану на даний об'єкт. Будгенплан як підсумковий проектний документ організації будівельного майданчика розробляється як правило на визначений термін спорудження об'єкта.

Будівельний генеральний план є складовою частиною проекту виробництва робіт та є документом, на якому, крім будівель і споруд, які

споруджують на будівельному майданчику, вказують місця складування матеріалів і конструкцій, шляхи руху машин та механізмів, розміщення тимчасових будівель і споруд, мережі водопроводу та енергопостачання, а також інші комунікації, споруди та обладнання, необхідні на будмайданчику для нормального забезпечення виробництва будівельно-монтажних робіт по зведенню об'єкта з найменшими трудовими і матеріальними затратами та в задані терміни.

Будівельний генеральний план розробляється з урахуванням рішень генерального плану об'єкта, відповідності технологій зведення об'єкта, прийнятої в календарному плані, додержування вимог охорони праці, техніки безпеки, протипожежних вимог і санітарних норм, раціонального використання будмайданчика, скорочення матеріальних і трудових витрат на зведення тимчасових будівель і споруд за рахунок використання постійних (проектуються для потреб експлуатації об'єкта) мереж водопроводу, каналізації, енергопостачання, під'їзних доріг та інших споруд.

Проект організації будівництва житлового будинку з вбудованими приміщеннями розроблені згідно діючих норм на підставі проекту, ДБН.

Ступінь складності об'єкту – середня. Будгенплан розроблено на період зведення надземної частини житлового будинку.

На будгенплані приведені прив'язання руху баштових кранів, складування конструкцій і матеріалів, місць влаштування тимчасових будівель і споруд, тимчасових доріг. Заїзд та виїзд до будмайданчика здійснювати з вулиці, що проходить поруч.

Тимчасове водопостачання здійснювати від діючих водопровідних мереж. Місце підключення показано на будгенплані.

Тимчасове електропостачання здійснювати від ТП-133 по кабелю, що прокладається в підготовчий період. Місце підключення показано на будгенплані.

Розчин та бетон подається до місця виконання робіт автотранспортом централізовано.

Тимчасові будівлі та споруди приймаються збірно-розбірні, пересувні або блокові залежно від типу, який має будівельна організація.

Загальна тривалість будівництва житлового будинку складає 18 місяців.

## **6.2. Організація будівництва**

Будівництво житлових будинків буде здійснюватися в два періоди: підготовчий та основний. Під час підготовчого періоду буде виконано наступний комплекс робіт:

- знесення існуючих будівель і споруд;
- огороження будівельного майданчика;
- влаштування тимчасової дороги для потреб будівництва;
- влаштування тимчасового водо- та електропостачання;
- влаштування тимчасових будівель та споруд.

Основний період включає в себе такі операції:

- спорудження житлових будинків;
- спорудження підземного паркінгу;
- прокладання інженерних мереж;
- благоустрій територій.

## **6.3. Зведення будинку**

Зведення житлового будинку здійснюватиметься в наступній технологічній послідовності:

- влаштування палевого фундаменту;
- влаштування підземної частини будинку;
- зведення надземної частини будинку;
- зведення офісних приміщень;
- опорядження та спецроботи.

Зведення житлового будинку вестиметься при допомозі баштового крану КБ-473.

Зведення підвалу та офісних приміщень вестиметься при допомозі гусеничного крану МКГ-25 (або ДЕК-251), або іншого крану з аналогічними вантажними характеристиками.

Підземна частина будинку зводитиметься при допомозі гусеничного крану МКГ-25 (ДЕК-251), або пневмоколісним краном КС-4361.

Внутрішні сантехнічні роботи виконуватимуться після виконання отворів, утроб, штукатурок стін в місцях прокладання повітроводів та трубопроводів. Великогабаритне обладнання подається в проектне положення крізь монтажні отвори, спеціально передбаченими проектами підйомно-пересувними механізмами. По шляху подачі його в проектне положення в стелі запроєктовані скоби, які служитимуть для кріплення талей. Відомість обсягів основних будівельних, монтажних, і спеціальних будівельних робіт приведена в таблиці 6.1. Відомість потреби в будівельних конструкціях, матеріалах і устаткуванні наведена в таблиці 6.2. Потреба в основних будівельних машинах та механізмах перелічена в таблиці 6.3.

#### **6.4. Земляні роботи**

Котлован під житловий будинок, прибудовані приміщення і паркінг передбачається відривати екскаватором, обладнаним “зворотною лапою”, типу ЕО-4121 на гусеничному ході, або ЕО-3322А на пневмоколісному ході. Об’єм ковша відповідно 0,65м<sup>3</sup> та 0,5м<sup>3</sup>. Добір ґрунту в котлованах вестиметься вручну.

Ґрунт, що виймається з котлованів, буде переміщений на відстань у відвал, а потім використовуватися його для засипки та вертикального планування.

Зворотня засипка ґрунту вестиметься бульдозером Д-271А та ДЗ-29 з пошаровим трамбуванням пневмотрамбовками.

По складності розробки ґрунт, згідно ДБН Д.2.2-1-99, відноситься до I групи розроблення екскаватором та до II групи для розробки бульдозером.

#### **6.5. Прокладання інженерних мереж**

Прокладання інженерних мереж планується проводити в основний період будівництва під час опоряджувальних робіт.

Траншеї під інженерні мережі відкриватимуться екскаватором типу ЕО-3322А, обладнаним “зворотною лопатою”, на пневмоколісному ході з об’ємом ковша 0,5м<sup>3</sup>. Добір ґрунту в траншеї вестиметься вручну.

Труби в траншеї будуть укладені за допомогою автомобільного крану КС-2571 або трубоукладальника Т-614.

Зворотна засипка траншей буде виконана при допомозі бульдозера ДЗ-29 з пошаровими пневмотрамбовками.

## **6.6. Виконання робіт в зимових умовах**

Виконання робіт в зимовий період дуже ускладнюється. При цьому з'являється безпека зниження якості будуємих споруд, тому під час ведення робіт дуже ретельно дотримуватись технології виконання робіт в зимових умовах.

Під час будівництва споруд в зимовий період основними роботами є:

- улаштування монолітних залізобетонних та бетонних конструкцій;
- монтаж залізобетонних конструкцій;
- цегляна кладка та монтаж цегляних блоків.

При виконанні бетонних робіт необхідно керуватись ДБН.

В проекті виконання робіт обговорені:

- методи приготування бетону;
- засіб укладання та температурний режим витримання;
- утеплювач та вид опалубки;
- міцність бетону на час зняття опалубки, строк зняття опалубки та загруження;
- техніка безпеки під час виконання робіт.

Під час підбору засобу витримання необхідно дотримуватися засобу “термосу” з ускоренням твердіння та проти морозними домішками.

Під час зведення кам'яних конструкцій в зимових умовах необхідно дотримуватись ДБН.

Зимові умови визначаються середньодобовою температурою зовнішнього повітря – 5 С та нижче.

Зведення конструкцій із цегли в зимових умовах виконують на розчинах з проти морозними домішками, заморозкою та прогріванням кладки. При цьому потрібно звернути увагу на ділянки стін, де застосована несуча здатність на 80%.

Загальномайданчиковими заходами в зимовий період є:

- улаштування приміщення для обігріву робітників;
- утеплення пристосувань під бетон та розчин;
- постійне очищення робочих місць та конструкцій від снігу та льоду;
- улаштування обладнання та електропрогріву.

### **6.7. Вказівки по контролю за якістю спорудження будівлі**

Контроль та побудова геодезичної сітки, розбивка та змінення допусків під час монтажу виконує геодезична служба підрядників.

При цьому використовуються такі інструменти:

- теодоліт Т-2 та йому рівнозначні;
- нівелір Н-3 та компарірована рулетка РК-50.

Контроль якості розчину та бетону виконується засобом лабораторної перевірки зразків.

Якість зварювальних швів перевіряється ультразвуковим контролем.

До початку монтажу збірних конструкцій необхідно виконати інструментальну перевірку відповідності положення фундаментів, основ та інших опорних конструкцій та закладних виробів проекту.

Перед заключним закріпленням збірних бетонів та залізобетонних конструкцій потрібно перевіряти розташування їх в плані та по висоті та вартісні підготовлення стиків під зварювальні роботи та зарівнювання.

Після закінчення цегляної кладки кожного поверху виконується перевірка горизонтальності відміток верха кладки за допомогою нівеліра.

### **6.8. Геодезичне забезпечення будівництва**

В підготовчий період забезпечується:

- відведення меж ділянки;
- розбивання та закріплення будівельної сітки або основних осей будинку;
- визначення висотних відміток майданчика.

Висотна геодезична основна на території будівництва закріплена постійними знаками таким чином, щоб висотні відмітки можна було стримувати на об'єкті будівництва від двох реперів.

Під час визначення місцеположення нівелірних знаків ураховані місцеві мережі, рух транспорту в період будівництва, переміщення ґрунту із котлованів та траншей.

Місце закріплення зручне для встановлення на знаку геодезичних приладів і ведення з них вимірювань.

Винос в натуру головних осей контролюється двічі. Вісі будинку закріплюється знаками осей. Після закінчення робіт по влаштуванню підземної частини будинку складається виконавча зйомка плановисотного положення елементів конструкцій.

### 6.9. Розрахунок площ складів

Площа складів для зберігання конструкцій, матеріалів і полуфабрикатів визначається за формулою:

$$S = \frac{n \times Q_3 \times K \times a}{t \times q} \text{ (м}^2\text{)},$$

де  $n$  – кількість днів запасу матеріалів або конструкцій на складі;

$Q_3$  – загальна потреба в матеріалах або конструкціях.

$t$  – тривалість витрати матеріалів або конструкцій згідно графіку виробництва робіт (приймається на основі календарного плану).

$K$  – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів або конструкцій (приймається в межах 1,3-1,5).

$a$  – коефіцієнт, що враховує наявність проходів в складах.

$q$  – норма зберігання матеріалів або конструкцій на 1 м<sup>2</sup> площі складу.

Кількість складів приймається із умови рівномірного розміщення ресурсів по фронту робіт. На будгенплані показані площадки скадування матеріалів.

Таблиця 6.1

#### Специфікація збірних елементів

Назва виробу	Марка	Розміри			Вага	Кількість	Вага	
	виробу	см.	Л	В	Н			кг.
						сть		

1.Плита перекр.	ПК65-12-8	648	119	22	2.273	286	650.07
2.....	ПК63-12-8	628	119	22	2.200	742	1632.40
3.....	ПК63-10-8	628	99	22	1.825	156	284.70
4.....	ПК33-12-8	328	119	22	1.190	48	57.12
5.....	ПК33-10-8	328	99	22	0.975	156	152.10
6. Сход. площ.	2ЛПФ28.13	280	129	22	1.2	96	115.2
7. Сход. марш	ЛМ27.12.14	272	120	140	1.5	96	144.00
8. Козирок	КВ 18-22	220	184	80	1.25	4	5.0
9. Перемички	1ПБ 10-1П	100	12	6.5	0.020	244	4.88
10.....	1ПБ 13-1П	130	12	6.5	0.025	422	10.55
11.....	2ПБ 13-1П	130	12	14	0.054	550	29.70
12.....	2ПБ 19-3П	194	12	14	0.081	2222	179.98
13.....	2ПБ 22-3П	220	12	14	0.092	528	48.57
							3517.55

Таблиця 6.2.

**Відомість обсягу основних робіт**

Найменування робіт	Одиниці виміру	Об'єм
1.Улаштування буд майданчика	м <sup>2</sup>	5715.31
2.Розробка котловану: виїмка зворотна засипка	м <sup>3</sup>	2650.78 271.83
3.Улаштування гравію (попередня висипка)	м <sup>3</sup>	1198.44
4.Бетонні роботи: фундамент перший поверх	м <sup>3</sup>	871.50 818.97



5.Кладка несучих стін,товщина 640-380мм	м <sup>3</sup>	9152.90
6.Кладка перегородок	м <sup>2</sup>	6889.50
7.Монтаж плит перекриття	шт.	1388
8.Монтаж сходових маршів	шт.	96
9.Монтаж сходових площадок	шт.	96
10.Заливка плит балконів	шт.	176
11.Заливка плит козирків	шт.	4
12.Монтаж перемичок	шт.	3966
13.Заливка стиків плит перекриття вручну	м.п.	928.00
14.Подача цегли	1000шт.	2245.41
15.Монтаж металоконструкцій	т.	8.30
16.Подача кладочного розчину	м <sup>3</sup>	2395.10
17.Встановлення та перестановка підмостей		998
18.Улаштування даху(утеплення та гідроізол.)	м <sup>2</sup>	1117.28
19.Заповнення віконних проємів	м <sup>2</sup>	1522.00
20.Заповнення дверних проємів	м <sup>2</sup>	1242.00
21.Опалення та водопостачання		
22.Каналізація: зовнішня внутрішня		
23.Монтаж електропроводки		
24.Штукатурка	м <sup>2</sup>	26956.76
25.Улаштування бетонної підлоги підвалу	м <sup>2</sup>	508.90
26.Улаштування ц/п стяжки,товщиною до 60мм	м <sup>2</sup>	8928.26
27.Шпатлювання стін	м <sup>2</sup>	23365.76
28.Шпатлювання стелі	м <sup>2</sup>	8928.26
29.Малярні роботи	м <sup>2</sup>	25723.94
30.Улаштування паркетної підлоги в квартирах	м <sup>2</sup>	3312.76
31.Покриття дерев'яної підлоги лаком	м <sup>2</sup>	3312.76
32.Улаштування підлоги з керамічної плитки	м <sup>2</sup>	5615.50
33.Оздоблення стін керамічною плиткою	м <sup>2</sup>	3730.96
34.Встановлення радіаторів	шт.	692
35.Встановлення ванн	шт.	
36.Встановлення умивальників	шт.	
37.Встановлення унітазів	шт.	
38.Асфальтування відмостки,тротуарів та площ..	м <sup>2</sup>	
39.Монтаж ліфтів	шт.	4
40.Пуск та наладка техн.. обладнання		
41.Задача будинку в експлуатацію		

Таблиця 6.3

ПОТРЕБА В ОСНОВНИХ БУДІВЕЛЬНИХ МАШИНАХ ТА МЕХАНІЗМАХ

№п/п	Назва	Один. вим.	Кільк.
1.	Бульдозер Д-271 А	шт.	1
2.	Екскаватор ЕО-4121	шт.	1
3.	Також, ЕО-3322 А	шт.	1
4.	Баштовий кран КБ-473	шт.	1
5.	Автомобільний кран КС-2561 Е	шт.	2
6.	Штукатурна станція	шт.	4
7.	Малярна станція	шт.	4
8.	Зварювальний апарат СТШ-500	шт.	1
9.	Каток моторний Д-9 (Д-484)	шт.	1
10.	Асфальукладчик Д-150 Б	шт.	1
11.	Станок для згинання арматури	шт.	1

### 6.10. Вибір будівельного крана

#### Геометричні розміри будинку

Будинок має 12-ть поверхів та дві секції

Загальна довжина по осях – 79040мм

Загальна ширина по осях – 13880мм

Висота – 37460мм

Необхідні параметри крана:

Вантажопідйомність крана

$$Q_{тр.кр.} = q_{max} + q_z = 2.273 + 0.5 = 2.773 \text{ т.}$$

де  $q_{max}$  - маса найбільш важкого вантажу – 2.273т.

$q_z$  - маса вантажозахватних пристроїв – 0.5т.

Висота до стріли крана

$$H_{тр.кр.} = h_0 + h_p + h_z + h_c = 37.46 + 2.54 + 1.0 + 5.0 = 46.0 \text{ м}$$

де  $h_0$  - висота будинку – 37.46м

$h_p$  - висота вантажу – 2.54м

$h_z$  - запас по висоті – 1.00м

$h_c$  - висота строповки – 5.00м

Необхідний виліт стріли крана

$$L_{тр.кр} = 52.00\text{м}$$

Виходячи з даних результатів підбираємо баштовий кран, що задовольняє дані характеристики. Обираємо кран КБ-473.

### 6.11. Технологічна схема виконання основних робіт

Організація будівельного потоку при виконанні кам'яних, бетонних та монтажних робіт.

Оскільки довжина будинку менша ніж 100м – 1 ділянка.

Використовуватимемо двох захватну систему зведення:

$m$  – кількість захваток,  $m = 2$

$a$  – кількість ярусів,  $a = 3$

$k$  – крок потоку,  $k = 1$

$p$  – коеф. виконання норм виконання робіт,  $p = 1$

Визначаємо кількісний склад бригад бетонярів  $N_B$ ,

$$N_B = \frac{T_B}{m \times a \times k \times p} = \frac{435.75}{2 \times 3 \times 1 \times 1} = 72.6$$

де  $T_B$  - трудомісткість бетонних робіт на пов.,  $T_B = 435.75$  люд. днів.

Приймаємо, що бригади будуть працювати в одну зміну (36 чоловік на зміну). І того, матимемо 6 ланок по 6 чоловік на зміну.\*

Визначаємо кількісний склад бригад мулярів  $N_M$ ,

$$N_M = \frac{T_M}{m \times a \times k \times p} = \frac{453.62}{2 \times 3 \times 1 \times 1} = 75.6$$

де  $T_M$  - трудомісткість бетонних робіт на пов.,  $T_M = 453.62$  люд. днів.

Приймаємо, що бригади будуть працювати в дві зміни (19 чоловік на зміну). І того, матимемо 5 ланок по 6 чоловік і дві ланки по 4 робочих на зміну\*.

Визначаємо кількісний склад бригад монтажників  $N_{MT}$ ,

$$N_{MT} = \frac{T_{MT}}{m \times a \times k \times p} = \frac{24}{2 \times 3 \times 1 \times 1} = 4$$

де  $T_{MT}$  - трудомісткість монтажних робіт на пов.,  $T_{MT} = 24$  люд. днів.

Приймаємо, що буде задіяна одна ланка монтажників яка складатиметься з 4-ох чоловік.

Цегляний будинок зводиться комплексною бригадою, що складається зі спеціалізованих ланок бетонярів, мулярів, монтажників та ін.. Склад даних бригад показуємо в таблиці.6.1

Таблиця 6.4.

### Склад комплексних бригад

Професія	Розряд	Кількість		
		1-а зміна	2-а зміна	3-а зміна
Муляр	4	5	5	
	3	10	10	
	2	4	4	
Бетоняр-монтажник	4			1
	3			1
	2			1
Бетоняр	4	10		
	3	20		
	2	6		
Машиніст крана	6	3	1	1

\*- Приймаємо кількісний склад бригад мулярів та бетонярів в двічі менший, оскільки один баштовий кран не встигатиме забезпечувати більш чисельні бригади матеріалами.

## 7. Технологія будівництва

### 7.1. Вступ

Будівництво - одна з провідних галузей народного господарства, без якої важко уявити науково-технічний прогрес, розвиток новітніх технологій, створення основних фондів для промисловості, сільського господарства, транспорту, соціальної сфери.

З переходом економіки України до ринкових відносин істотно підвищились вимоги до якості будівельної продукції, зменшення її матеріаломісткості, забезпечення умов енергозбереження, підвищення її надійності та довговічності, досягнення цих показників неможливе без належної уваги до інновацій в будівельній галузі, розвитку новітніх будівельних

технологій, машин і механізмів, інструментів, інвентарю, а також необхідності відкриття нових професій. Будівельному прогресу мають відповідати своєчасні заходи щодо створення будівельної нормативної документації, підвищення рівня досліджувальних робіт, проектування будівель і споруд та темпів їхнього будівництва. Безперечно, що перемога в конкурентній боротьбі на будівельних ринках буде за тими будівельними підприємствами й фірмами, які впроваджуватимуть у будівництво нові високопродуктивні та високоякісні будівельні матеріали, передові будівельні технології, найперспективніші наукові розробки, а також які матимуть кваліфіковано підготовлені будівельні кадри, найкращий менеджмент і економічні показники.

В умовах сучасного будівництва разом із застосуванням збірних залізобетонних конструкцій і деталей не обходиться і без використання цегли.

Експлуатаційні і декоративні властивості цегли, наявність сировини для його виготовлення, невеликі витрати на транспортування роблять цей матеріал універсальним і незамінним у ряді випадків. На думку багатьох фахівців цегла - цей найдавніший будівельний матеріал - залишається найкращим по ступеню довговічності, якості обробки фасадів, простоті виготовлення.

На будівництвах працюють тисячі мулярів, що виконують також монтажні та інші супутні роботи, втілюючи в натурі задуми архітекторів і інженерів. Від них вимагається строге дотримання технології, постійний самоконтроль за виконанням кожної операції і тому знання ефективних прийомів, уміння застосувати їх на практиці мають велике значення для підвищення продуктивності праці і якості роботи.

## **7.2. Загальні відомості**

Панель перекриття може бути без монтажних петель, в цьому випадку її стропу захватують пропускаючи захоплення в отвори в панелях, повертають сухар захоплення в горизонтальне положення. Далі стропують панель універсальним багатогілковим стропом за петлі захоплень і піднімають. За допомогою універсального строба панель переводять на вазі з вертикального положення в горизонтальне. Панелі перекриття в залежності від їх розміру мають

чотири, шість і більше місць стропування: монтажних петель або отворів.

Застосовують також універсальний вантажозахватний пристрій з гідрокантовачем. Цим пристроєм панель перекриття переводиться в процесі підйому та подачі до місця укладки з вертикального в горизонтальне положення. Блацию поліспасти 1 і 3 з гідротормозом 2, на якому закріплені розчалками 4 та блочна підвіска 5 з чалочними стропами 6, застропонована панель автоматично і плавно переводиться в горизонтальне положення, при цьому конструкція захищається від пошкоджень.

До укладання панелей перекриття повинні бути змонтовані всі конструкції поверху, розташовані нижче проектну позначку перекриття, включаючи елементи сходової клітки; перевірено якість монтажу конструкцій зварних швів та їх металізації; подано на поверх дверні блоки, щити вбудованих шаф, санітарно-технічне та електромонтажне обладнання, матеріал для підготовки під підлоги; доставлений на робоче місце інструменти, пристосування та інвентар.

### **7.3. Матеріали для даної роботи портландцемент**

1. *Портландцемент* - гідравлічний в'язучий матеріал, отриманий подрібненням портландцементного клінкеру і невеликої кількості гіпсу (1,5-3%).

Клінкер отримують випалом до спікання сировинної маси, що забезпечує в портландцементі переважання силікатів кальцію. Щоб уповільнити тужавлення, до нього додають гіпс. Для поліпшення деяких властивостей і зниження собівартості портландцементу допускається введення мінеральних домішок (до 15%).

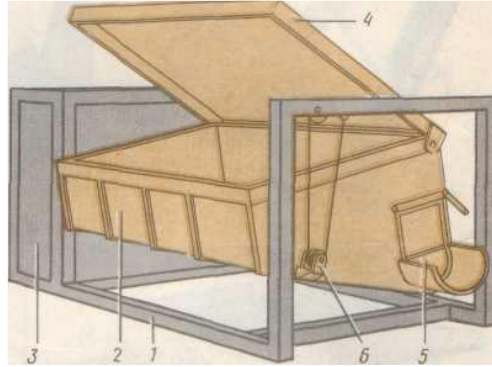
Основні операції при отриманні портландцементу:  
приготування сировинної маси;  
випал її для одержання цементного клінкеру;  
його мелення разом з домішками.

### **7.4. Інструменти, приладдя, інвентар**

При виробництві кам'яної кладки використовують також різний і н в е н т

а р.

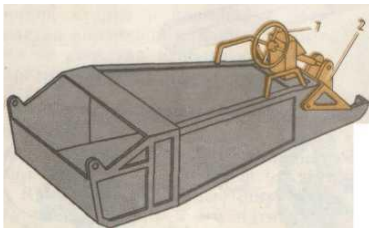
Установка об'ємом до 2 м<sup>3</sup> служить для прийому, підігріву, перемішування і порційної видачі товарного розчину і витратну тару для доставки до робочого місця каменяра.



### УСТАНОВКА ДЛЯ ПРИЙОМУ І ВИДАЧІ РОЗЧИНУ

1 - рама; 2 - ємність з гвинтом усередині для перемішування розчину;  
3 - моторний відсік; 4 - кришка; 5 - секторний затвор для видачі розчину;  
6 - підвіска

Бункер з щелепним затвором (12) об'ємом до 1,2 м<sup>3</sup> призначено для приймання і подачі розчину на робоче місце муляра.

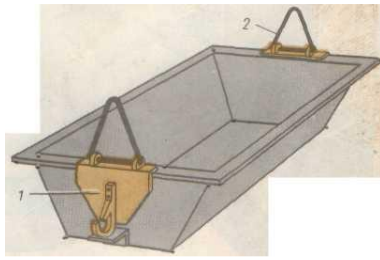


### БУНКЕР З ЩЕЛЕПНИМ ЗАТВОРОМ

1 - штурвал з тягою; 2 - затвор

Металевий ящик (13) розчину об'ємом 0,24 м<sup>3</sup> служить для подачі розчину на робоче місце муляра. Допускається підйом в гірлянді (до шести

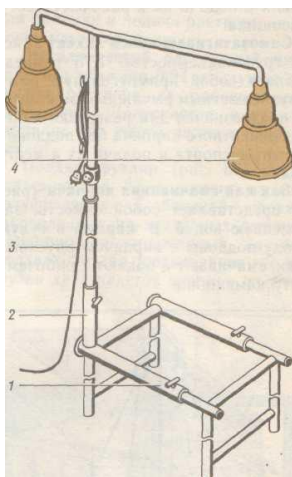
ящиків одночасно).



### МЕТАЛЕВИЙ ЯЩИК РОЗЧИНУ

1 - вантажопідйомна петля; 2 - строп

Переносні світильники (17) у вигляді розсувної рами з телескопічною стійкою, що має плафони, освітлюють робоче місце в темну пору доби.



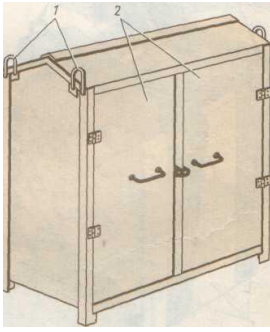
### ПЕРЕНОСНИЙ СВІТИЛЬНИК

1 - розсувна рама; 2 - телескопічна стійка; 3 - провід; 4 – плафон

Контейнер (18) для зберігання одягу, інструменту і приладдя бригади мулярів має відділення для двох змін. Технологічно необхідний набір інструменту, пристосувань та інвентаря, розрахований на бригаду мулярів, називають нормокомплектом. Його бережливе використання сприяє



підвищенню якості і продуктивності праці муляра.



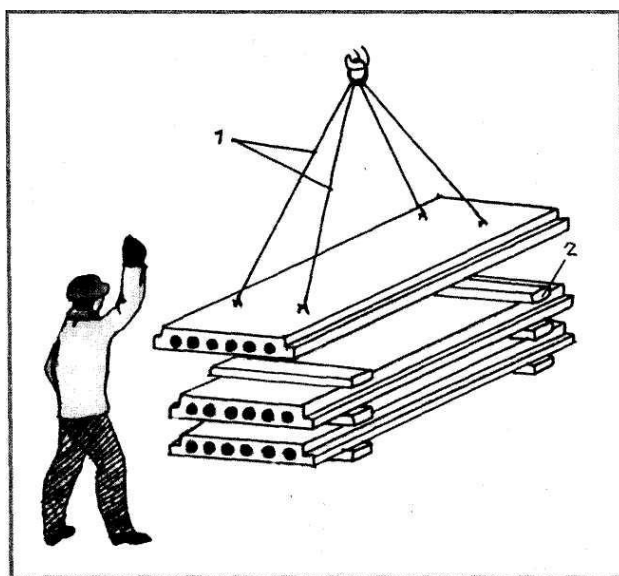
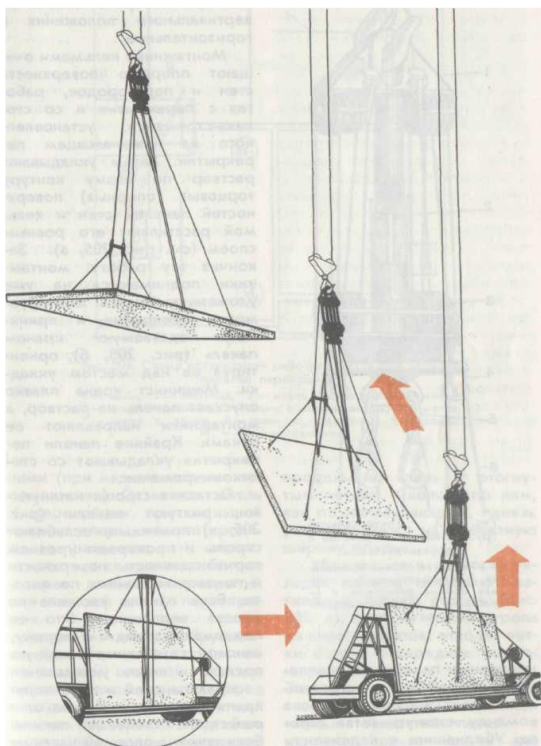
### МЕТАЛЕВИЙ КОНТЕЙНЕР

1 - петлі; 2 - двостулкові двері

### 7.5. Технологічний процес

Після завершення мурування поверху приступають до монтажу плит міжповерхового перекриття.

*Підготовчий етап.* До початку укладання плит опорні поверхні стін перевірте нівеліром або водяним рівнем і у разі необхідності мурування вирівняйте стяжкою з цементного розчину.

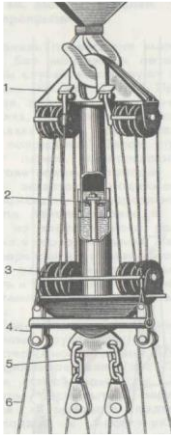


СТРОПУВАННЯ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ:

1) чотиривітковий строп; 2) підкладка

Стропують плити міжповерхового перекриття чотиривітковим стропом і подають до місця укладання у горизонтальному положенні. Склад ланки

становить 4 чоловіка.

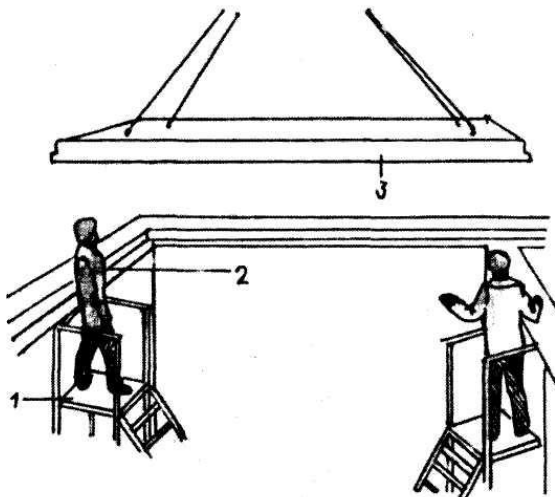


### УНІВЕРСАЛЬНИЙ ВАНТАЖОЗАХВАТНИЙ ПРИСТРІЙ З

ГІДРОКАНТОВАЧЕМ: 1 - верхня обойма поліспас, 2 - гідротормоз, 3 - нижня обойма поліспасту, 4 - розчалка, 5 - блочна підвіска, 6 - стропа кріплення панелі на панелі-возі, прибирає столик-стремянку і дає машиністу крана команду натягнути гілки.

Переконавшись в надійності стропування, він відходить у безпечну зону і дає команду підняти панель. Машиніст крана плавно піднімає плиту.

Укладання першої плити перекриття:



- 1) помости-площадки;
- 2) розчинова постіль завтовшки 10-15 мм;
- 3) плита перекриття.

Плита з обох боків повинна мати однакові розміри площі опирання.

Глибина опирання має бути не менше 100 мм. Під час укладання плити перекриття необхідно стежити, щоб стеля у приміщенні була горизонтальною і перепади по висоті не перевищували 3 мм. Якщо встановлену конструкцію необхідно перекласти, її піднімають, очищають від розчину й встановлюють заново.

Укладати плити починають з торцевих стін будинку або від сходової клітки з інвентарних помостів.

Попередньо на опорну поверхню стіни розстеляють розчинову постіль завтовшки 10-15 мм.

Наступні плити вкладають подібно до першої. Двоє монтажників приймають плиту, подану краном, не послаблюючи натягу гілок стропа, спрямовують її у проектне положення.

Укладання першої плити перекриття:

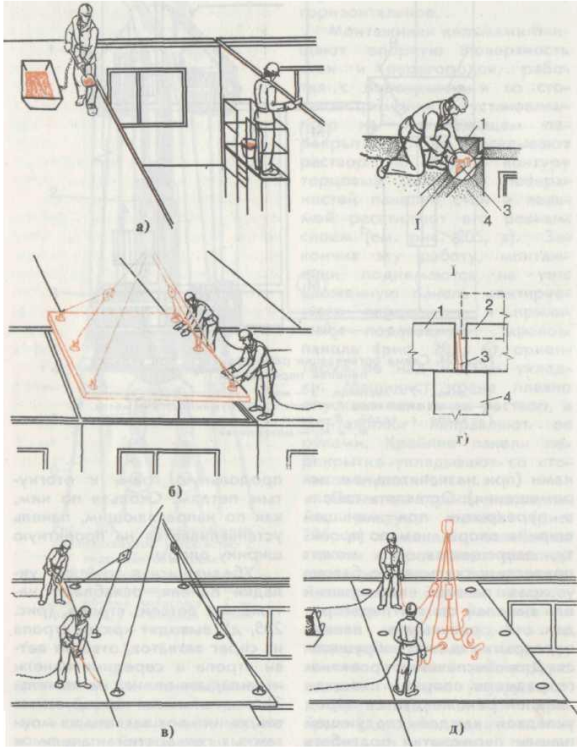
- 1) помости-площадки;
- 2) розчинова постіль завтовшки 10-15 мм;
- 3) плита перекриття

Шви між панелями замазують розчином марки 100, а місця з'єднання панелей зі стінами і торці заповнюють розчином. Зі стінами будинку і між собою плити перекриття з'єднують сталевими зв'язками панель, відводять її в сторону, щоб не пошкодити панелі віз при повороті панелі з вертикального положення в горизонтальне.

Монтажники кельмами розстиляють опорну поверхню стін і перегородок, працюючи з перекриття і з драбини, встановленої на нижчележачому перекритті. Потім укладають розчин по всьому контуру торцевих (опорних) поверхонь панелей стін і кельмою розстиляють його рівним шаром. По закінченні цієї роботи, монтажники піднімаються на вже покладену панель монтуємого перекриття і приймають що подається краном панель, орієнтуючи її над місцем укладки. Машиніст крана плавно опускає панель на розчин, а монтажники направляють її руками. Крайні панелі перекриття укладають з драбин.

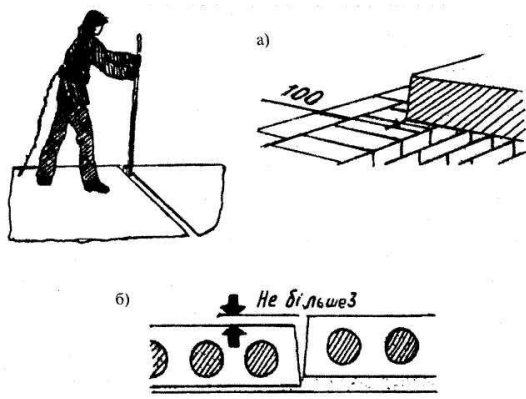
Залишаючи стропи натягнутими, рихтують панель ломиком, послаблюють стропи і перевіряють рівнем горизонтальність поверхні і

положення панелі по висоті. Якщо панель укладена по висоті неправильно, то її піднімають, відводять убік, заново готують розчинну постіль і знову укладають. Краї панелей і плит перекриття повинні надійно опиратися на стінові панелі. Якщо ширина опорної частини не відповідає проектній, панель піднімають, укладають заново або виправляють її положенню монтажними ломи.



#### УКЛАДАННЯ ПАНЕЛЕЙ ПЕРЕКРИТТЯ:

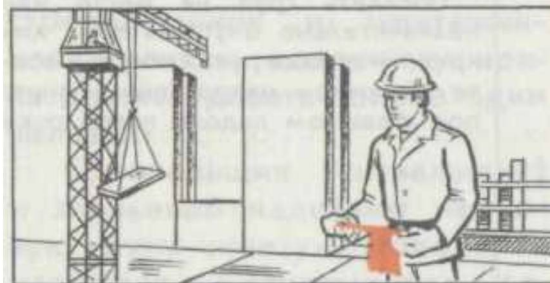
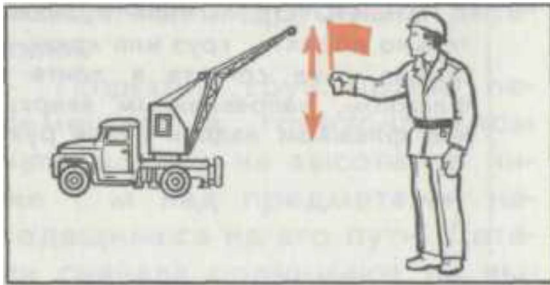
а - розстеляння розчину, б - укладання панелі, в - рихтування панелі, г - підгинання четель на опорній поверхні, д - розстроповка; 1 - панель перекриття, 2 - монтуема панель, 3 - монтажна петля, 4 - внутрішня стінова панель.

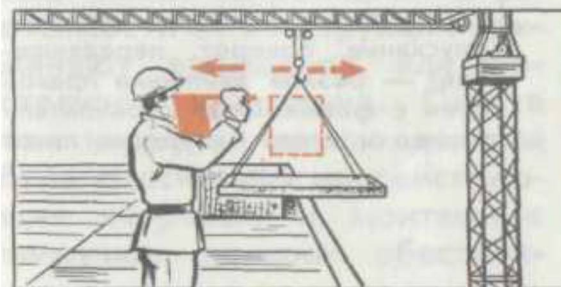
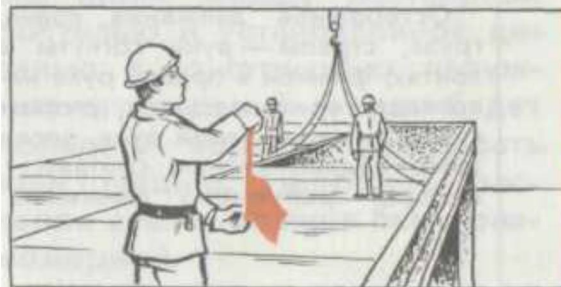
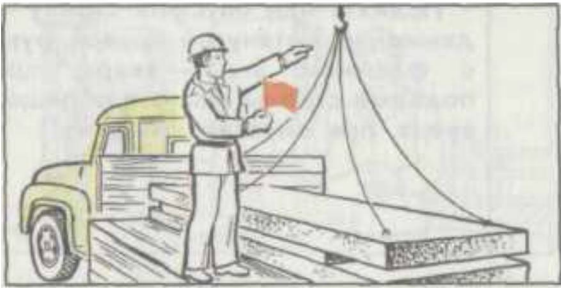


РИХТУВАННЯ ПЛИТИ, ЩО УСТАНОВЛЮЮТЬ ЗА ДОПОМОГОЮ  
ЛОМА:

а) розміри площі опирання; б) перепади в місцях поздовжніх стиків

# СИГНАЛИ ПРИ МОНТАЖУ ПЛИТ.

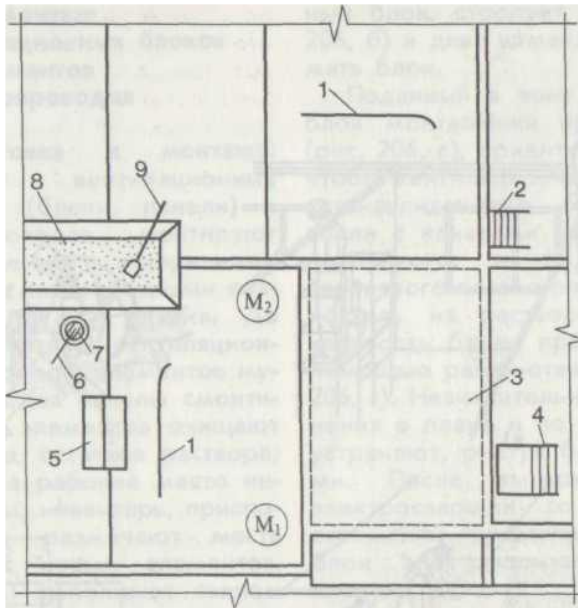






## 7.6. Організація праці і робочого місця

Схема організації робочого місця при укладанні панелей перекриття:



1 - лом, 2 - сходи, 3 - місце яке укладається панелі, 4 - столик-драбина, 5 - ящик з інструментом, 6 - мітла, 7 - відро з водою, 8 - ящик з розчином, 9 - лопата; M1, і M2, - монтажники.

Залишати панель в перекритті при меншій ширині опори, ніж по проекту, забороняється, це може призвести до деформування бетону у краю панелей перекриттів або панелей стін і перегородок. У результаті панель перекриття може обвалитися. Для забезпечення проектного розміру опорної площі панелей рекомендується перед укладанням кожної наступної панелі перекриття підгинати монтажні петлі внутрішніх несучих стін-перегородок. У цьому випадку при опусканні панелі на місце монтажники притискають її подовжню грань до відігнутих петель. Ковзаючи по них, як по напрямних, панель встановлюється на проектну ширину опори.

Переконавшись у точності укладання панелі, послаблюють натяг гілок стропа виводять крюки стропа з сережок захоплень, відводять гілки стропа до середини панелі і укладають їх на панель. Потім, натягуючи кільця захватів, виймають захвати з отворів панелі і чіпляють сережки їх за два гака стропа. За

командою машиніст крана піднімає строп і подає його до місця.

## 7.7. Нормування

*Основне завдання технічного нормування* - розробка технічно обґрунтованих норм часу і виробітку.

У будівництві діють єдині норми і розцінки (ЄНіР), відомчі норми і розцінки (ВНіР) та місцеві норми і розцінки.

*Єдині норми і розцінки* охоплюють більшість масових будівельних, монтажних і ремонтно-будівельних робіт. ЄНіР є загально-державними нормами, які обов'язкові для застосування в усіх будівельних, монтажних і ремонтно-будівельних організаціях.

*Відомчі норми і розцінки* встановлюють норми, не передбачені ЄНіР, і є специфічними для певного міністерства (відомства).

*Місцеві норми і розцінки* нормують роботи, не охоплені єдиними і відомчими нормами та розцінками. Ці норми розробляють безпосередньо будівельні, ремонтно-будівельні ділянки, управління і трести. Норми вводять за наказом начальника будівництва та за узгодженням з профспілкою.

Для виміру кількості витраченої праці передбачені такі норми: часу, виробітку, часу машин, трудомісткості.

Нормою часу (Н ч) називають час, достатній для вироблення одиниці якісної продукції робітниками відповідної кваліфікації і професії за умови повного використання засобів виробництва і правильно організованої праці.

ЄНіР регламентують на одиницю продукції відповідні витрати праці, що вимірюються у людино-годинах і людино-змінах.

Наприклад, під час монтажу сходового маршу масою 2,5 т. чотири монтажники, використовуючи кран, витратять 0,57 год. Отже, норма часу на монтаж такого маршу дорівнюватиме 0,57 год.

Норма витрат праці робітників, що здійснюють монтаж, складатиме:  $0,57 \times 4 = 2,28$  люд. /год.

При користуванні ЄНіР варто пам'ятати, що норми витрат праці на

одиницю продукції умовно названі в них нормою часу.

Знаючи норму часу (норму витрати праці) завжди можна визначати норму виробітку.

Нормою виробітку (Н вир) називають кількість якісної продукції, що повинна бути вироблена за одиницю часу одним працівником або ланкою.

Наприклад, норма часу (норма витрат праці) на  $1 \text{ м}^3$  цегляного мурування стіни середньої складності завтовшки у 1,5 цеглини на ланку з трьох чоловік дорівнює 4,2 люд. /год. (ЄНіР, п.3). Отже, тривалість мурування  $1 \text{ м}^3$  стіни:  $4,2 : 3 = 1,4$  год., а виробіток ланки за 8 годин робочої зміни повинен скласти:  $8 \times 1,4 = 11,2 \text{ м}^3$  мурування.

Нормою машинного часу називають кількість робочого часу машини, що витрачається на якісне виконання визначеного обсягу робіт в умовах правильно організованого виробничого процесу.

Витрати робочого часу машини на виконання одиниці продукції завжди дорівнюють тривалості роботи.

Наприклад, якщо норма часу на видобуток  $100 \text{ м}^3$  ґрунту екскаватором дорівнює 2,1 маш. /год., то це означає, що зазначений об'єм ґрунту екскаватор повинен добути за 2,1 год.

Для того, щоб визначити трудомісткість того або іншого виду робіт, необхідно об'єм цих робіт помножити на норму часу.

Наприклад, трудомісткість виконання  $15 \text{ м}^3$  цегляного мурування стіни завтовшки у 2 цеглини дорівнюватиме:  $15 \text{ м}^3 \times 3,1 \text{ люд. /год.} = 46,5 \text{ люд. /год.}$ , де 3,1 люд. /год. - норма часу на  $1 \text{ м}^3$  стіни простого мурування, виконуваного під розшивку (ЄНіР, п.3).

Якщо технічно обґрунтовані норми дозволяють визначити якість витраченої праці, то за допомогою тарифної системи оцінюють якість праці, диференціюючи розміри заробітної плати залежно від кваліфікації (майстерності), трудомісткості праці.

Розглянемо основні елементи тарифної системи. Тарифно-кваліфікаційний довідник є основою всієї тарифної системи.

У ньому розподілені всі види робіт у виробництві за розрядами залежно від їхньої складності та характеристики, що є підґрунтям тарифікації й

визначення кваліфікації працівників при порівняльній оцінці виконаних робіт.

*Тарифно-кваліфікаційний довідник* робіт і професій робітників, зайнятих на будівництві та на ремонтно-будівельних роботах, установлює, до якого розряду за складністю належать окремі види будівельних робіт.

Тарифно-кваліфікаційний довідник передбачає також вимоги, що висуваються до робочого-будівельника при присвоєнні йому кваліфікаційного розряду.

*Тарифна сітка* - це шкала, яка встановлює співвідношення в оплаті праці робітників різної кваліфікації (розряду) з метою більш високої оплати праці кваліфікованих будівельників порівняно з менше кваліфікованими і некваліфікованими (табл.3).

Таблиця 7.1. Тарифна сітка

Показник	Розряд					
	1	2	3	4	5	6
Тарифний розряд	I	I	I	I	V	V
Тарифний коефіцієнт	1	1	1	1	1	1

*Тарифний коефіцієнт* - співвідношення (число), що показує, у скільки разів ставка відповідного розряду вище за ставку I розряду.

Як впливає з наведеної сітки, ставка муляра 6-го розряду в 1,8 разу вище за ставку муляра I-го розряду.

Тарифні ставки визначають розмір оплати праці робітників за одиницю часу.

Одиницею часу можуть бути години (годинні ставки), дні (денні ставки), місяці (місячна ставка).

## **7.8 Загальні положення з охорони праці для муляра.**

### **1. Загальні положення**

1.1 До роботи муляром допускаються особи, які досягли 18-річного віку, пройшли медичний огляд та мають кваліфікаційне посвідчення муляра.

1.2 Робітник, що приймається на роботу муляром, повинен пройти вступний інструктаж з охорони праці, виробничої санітарії, пожежної безпеки,

прийомів і способів надання долікарської допомоги потерпілим та повинен бути ознайомлений під розпис з умовами праці, правами та пільгами щодо роботи в шкідливих та небезпечних умовах праці, про правила поведінки при виникненні аварій.

До початку роботи безпосередньо на робочому місці муляр повинен пройти первинний інструктаж з безпечних прийомів виконання робіт.

Про проведення вступного інструктажу та інструктажу на робочому місці робляться відповідні записи в Журналі реєстрації вступного інструктажу з питань охорони праці і Журналі реєстрації інструктажів з питань охорони праці. При цьому обов'язкові підписи як того, кого інструктували, так і того, хто інструктував.

1.3 Муляр після первинного інструктажу на робочому місці має протягом 2-15 змін (залежно від стажу, досвіду і характеру роботи) пройти стажування під керівництвом досвідченого кваліфікованого муляра, який призначається наказом (розпорядженням) по підприємству.

1.4 Повторний інструктаж з правил і прийомів безпечного ведення роботи і охорони праці муляр повинен проходити:

періодично, не рідше одного разу на квартал;  
при незадовільних знаннях з охорони праці не пізніше місячного строку;  
у зв'язку з допущенням випадку травматизму або порушенням вимог охорони праці, що не призвело до травми.

1.5 Муляр повинен працювати в спецодязі і спецвзутті, передбачених Типовими галузевими нормами: напівкомбінезоні бавовняному, черевиках шкіряних, рукавицях з надолонниками із вінілісшкіри - Т переривчастої.

Крім того, на зовнішніх роботах взимку додатково: у куртці і брюках бавовняних на утеплювальній прокладці, валянках та засобах індивідуального захисту - окулярах захисних.

Спецодяг і спецвзуття мають бути справні і відповідати розміру і зросту.

1.6 Допуск сторонніх осіб, а також муляра у нетверезому стані на робоче місце забороняється.

1.7 Приймати їжу і відпочивати слід у спеціальних приміщеннях, а в холодну пору року - в пунктах обігрівання, обладнаних у знімних дорожньо-

побутових кузовах, пересувних побутових вагончиках та ін.

1.8 Побутові приміщення повинні бути забезпечені питною водою, умивальником для миття рук і аптечкою з комплектом необхідних медикаментів для надання долікарської допомоги.

## 2. Вимоги безпеки перед початком роботи

2.1 Перед початком роботи муляру необхідно впорядкувати спецодяг (застебнути поли, рукава, волосся прибрати під головний убір і т.д.) і при потребі, одержати додаткові засоби індивідуального захисту.

2.2 Перед початком роботи муляр повинен перевірити:  
справність інструменту, пристроїв, а також риштувань і підмостків у робочій зоні;

наявність засобів індивідуального захисту, передбачених Типовими галузевими нормами;

оглянути робоче місце і перевірити достатність його освітлення, правильність розміщення матеріалів на робочому місці;

- наявність огорожуючих і захисних пристроїв.

2.3 Під час роботи у виїмках, котлованах перевірити стан кріплень у котлованах, міцність поруччя, огорожі і драбин. Забороняється приступати до робіт у виїмках, котлованах з несправним кріпленням, драбинами, поруччям.

2.4 Необхідно перевірити наявність зовнішніх захисних козирків по периметру будинку, а також огороження віконних та дверних прорізів, отворів у настилах і перекриттях.

2.5 Перед тим як мурувати стіни, необхідно пересвідчитись у відсутності проводів над робочим місцем муляра, а за їх наявності повідомити майстра (виконроба).

2.6 Під час роботи всередині діючих цехів, під прольотами мостових кранів та в інших подібних випадках необхідно перевірити наявність огорожуючих і захисних пристроїв.

2.7 Про всі помічені при огляді несправності або недоліки, які загрожують безпеці людей при проведенні робіт, муляр повинен повідомити

керівника робіт і приступити до роботи після їх усунення.

### 3. Вимоги безпеки під час виконання роботи

3.1 При муруванні фундаментів необхідно перевірити міцність кріплень стінок траншей і котлованів, стежити за станом схилів.

3.2 Особливо уважно слід стежити при роботі з водовідливом і в дощову погоду. Вздовж бровок траншей і котлованів повинна бути смуга завширшки не менш як 0,5 м.

3.3 При виявленні дефектів у кріпленнях роботи поблизу траншей і котлованів необхідно припинити. Відновити укладання фундаментів дозволяється після усунення дефектів.

3.4 Подавати камінь і розчин у траншеї та котловани слід механізованим способом або за допомогою жолобів, естакад і похилих площин. Забороняється спускати камінь у жолоб і водночас приймати камінь із жолоба, а також опускати камінь у котлован і траншею з бровки, перекидаючи тачку або візок.

3.5 Фундаментні блоки слід опускати краном або іншими підйомними механізмами плавно, без розгойдування, ривків і поштовхів. Забороняється перебувати муляру під блоком, що опускається. Підводиться блок до місця монтажу з зовнішнього боку будинку, споруди. Розстропування блока дозволяється тільки після його вивірення та остаточного встановлення.

3.6. Піднімати цеглу на підмостки слід, як правило, пакетами на піддонах за допомогою чотири - або тристінних футлярів. В останньому разі пакет піднімають з нахилом у бік задньої (обгородженої) стінки на 15-18° від вертикалі, причому після підняття пакета на висоту 0,5-1,0 м слід оглянути відкритий бік пакета і видалити цеглини, що нестійко лежать і виступають.

3.7. Допускається підняття цегли в контейнерах, а також у пакетах без піддонів за допомогою спеціальних захватів, що гарантують безпеку підняття.

3.8. Забороняється піднімати на поміст цеглу пакетами, укладеними з перехресною перев'язкою і "в ялинку", без спеціальних пристроїв (огороджувачів футлярів), що виключають можливість випадання цеглин.

3.9. Заміну або підведення фундаменту в існуючих будинках дозволяється проводити короткими ділянками за вказівкою майстра (виконроба) і під його постійним наглядом. При цьому по фронту робіт на відстані не менше 1,5 м від

будинку має бути влаштоване обгородження та поблизу будинку заборонений швидкий рух важкого виду транспорту.

3.10. Класти стіни дозволяється тільки з правильно встановлених риштувань і підмостків, перекриттів. Мурувати слід на висоті більш як 1,3 м тільки з підмостків, міцність і стійкість яких наперед перевірена.

3.11 Забороняється мурувати, стоячи на стіні, а також ходити по стіні.

3.12. Не дозволяється кладка стін будинків на висоті понад два поверхи без влаштування міжповерхових перекриттів або тимчасового настилу по балках цих перекриттів, а також без влаштування площадок, маршів та їх огороження на сходових клітках.

3.13. Забороняється вести кладку стін при розміщенні настилу вище рівня рядів кладки, що укладаються. Кожний ярус стіни необхідно укласти так, щоб рівень стіни після чергового переміщення робочого настилу був вище настилу на 2-3 ряди цеглин.

3.14. При кладці стін з внутрішніх підмостків треба по всьому периметру будинку влаштовувати зовнішні захисні інвентарні козирки у вигляді настилу на кронштейнах, навішуваних на сталеві гаки. Гаки, що закладаються в кладку в міру її зведення, мають бути розміщені на відстані не більш як 3 м один від одного.

Зовнішні захисні козирки можуть бути влаштовані також на консолях, що випускаються з віконних та інших прорізів.

3.15. При влаштуванні захисних козирків необхідно:

ширину козирків приймати не менше 1,5 м і встановлювати їх з нахилом від стіни вгору під кутом  $20^\circ$  до горизонту і з бортовою дошкою на зовнішньому краю;

козирки розраховувати на поєднанні рівномірно розподіленого навантаження від снігу та зосередженого навантаження 160 кг, прикладеного посередині прольоту;

перший ряд козирків встановлювати на висоті не більше 6 м від землі і залишати до виведення кладки стін на всю висоту;

другий ряд козирків встановлювати на висоті 6-7 м над першим рядом, а



потім по ходу кладки переставляти через 6-7 м.

Забороняється ходити по козирках, використовувати їх як підмости, а також складати на них матеріали.

3.16. Без влаштування захисних козирків допускається вести кладку стін висотою не більш як 7 м, при цьому по периметру будинку на землі влаштовують огорожу на відстані не менш як 1,5 м від стіни.

3.17. Над входами в сходові клітки, при кладці стін з внутрішніх підмостків треба влаштовувати навіси розміром не менше 2 x 2 м.

3.18. Обробляти камені (плити) в межах будівельного майданчика дозволяється в спеціально відведених для цього і огорожених місцях. Забороняється виконувати ці операції на стіні.

3.19. Відстань між робочими місцями мулярів повинна бути не менше 3 м, в іншому випадку між ними повинні бути поставлені захисні екрани.

3.20. При рубанні й тесанні цегли і штучного каменя необхідно користуватись захисними окулярами і рукавицями.

3.21. Забороняється влаштовувати облицювальні плити із риштувань одночасно на декількох ярусах в одній вертикалі.

3.22. Муляру забороняється працювати на перекритті за відсутності огорожі наявних отворів або прорізів у перекриттях, обгородження віконних і дверних прорізів, де не встановлені готові блоки, а також дверних прорізів внутрішніх стін, якщо в суміжних приміщеннях не змонтовані міжповерхові перекриття.

3.23. Перерви у кладці, що ведеться водночас із зовнішнім облицюванням, допускаються тільки після викладання стіни до рівня верхньої кромки облицюваних плит.

3.24. Зняття тимчасових кріплень облицюваних плит після їх встановлення або ремонту допускається тільки за вказівкою майстра після повного затвердіння розчину.

При знятті тимчасових кріплень, а також при ремонті зовнішнього облицювання або самої кладки муляр повинен працювати з запобіжним поясом, прив'язаним до випускних риштувань або до люльки. Під місцем ведення робіт

має бути встановлений тимчасовий паркан або бар'єр.

3.25. При веденні робіт з люльки необхідно переконатись, що вона має щільний, без щілин, настил і поруччя висотою 1 м, обшиті сіткою.

3.26. Коли лебідки для піднімання люльки розміщені на землі, вони повинні бути міцно прикріплені до рам. Рами мають завантажуватись баластом. Загальна вага лебідки, рам і баласту повинна вдвоє перевищувати вагу люльки з вантажем.

Лебідки повинні мати подвійний гальмовий пристрій, а ручні лебідки - безпечні ручки.

3.27. Піднімання й опускання люльки муляром, що перебуває у ній, допускаються тільки в тому разі, якщо в самій люльці є для цього спеціальний механізм.

3.28. Забороняється:

перевантажувати люльку понад встановлене навантаження;  
з'єднувати суміжні секції люльок перехідними настилами, драбинами та ін.,  
працюючи з люльки, торкатись електричних проводів і пошкоджувати їх.

3.29. Муляр в люльці, а також муляри, зайняті встановленням консолей і прив'язуванням люльок на даху, повинні користуватися запобіжними поясами, прив'язуючи їх до надійних частин будинку, вказаних майстром (виконробом).

3.30. Вхід в люльку і вихід з неї дозволяється тільки на землі. Зона під люлькою повинна бути обгороджена і недоступна для проходу людей і проїзду транспорту.

3.31. Всі муляри комплексної бригади повинні знати єдину систему сигналізації, прийняту на даній будові. Сигнали і команди кранівнику повинен подавати тільки один муляр.

3.32. Муляру забороняється залишати на стінах матеріали, інструмент та інвентар під час перерв у кладці.

3.33. У зимовий час муляр повинен:

одержати від майстра (виконроба) інструктаж з охорони праці та режиму

роботи в зимових умовах;

постійно очищати робоче місце від снігу і намерзлого льоду;

з настанням відлиги стежити за станом кам'яної кладки, виконаної методом заморожування, і, в разі нерівномірного осідання, повідомити майстра (виконроба);

стерегтися опіків при прогріванні кладки парою;

застосовувати в тепляках тільки перевірені нагрівальні прилади.

3.34. При обігріванні тепляка печами дим слід відводити спеціальними трубами. Забороняється опалювати тепляки жаровнями, а також застосовувати для розпалювання печей гас, бензин та інші легкозаймисті рідини.

3.35. При огляді, чистці і ремонті димових труб необхідно користуватись запобіжними поясами, прив'язаними до надійних частин даху, вказаних майстром (виконробом).

3.36. Розбирати і перекладати димові труби і печі слід з надійних підмостків.

На місці роботи, на підмостках, горищах, перекриттях слід мати будівельний матеріал лише в кількості, потрібній по ходу роботи.

3.37. Розбирати димові труби і печі шляхом їх обрушення на дах або перекриття забороняється. Розбирати слід по рядах кладки, починаючи з верхнього ряду.

3.38. Забороняється проводити в нижніх рядах капітальний ремонт печей, які є основою для печей верхніх поверхів, якщо під нижніми печами немає відповідних кріплень, що підтримують верхні печі.

3.39. При перестановці печей, їх перекладанні або розбиранні водночас у нижньому і верхньому поверхах отвори в міжповерхових перекриттях, які утворюються, треба обгороджувати.

3.40. Кладка труби над дахом без влаштування спеціальної горизонтальної площадки з огорожею забороняється.

3.41. При проведенні робіт по ремонту колодязів або шахт на водопровідних, каналізаційних мережах, очисних та інших спорудах, при потребі спуску муляра в колодязі, де можливе скупчення отруйних газів, необхідно пересвідчитись у відсутності газів. При спуску в ці споруди муляр

повинен надіти на себе запобіжний пояс з прив'язаною до плечових ременів вірвовкою, верхній кінець якої має бути в руках іншого робітника, що стоїть на землі (підлозі) і готовий надати допомогу муляру в екстреному піднятті нагору.

#### 4. Вимоги безпеки після закінчення роботи

##### 4.1 По закінченні роботи муляр повинен:

прибрати зі стін матеріали, інструменти та інвентар;

очистити інструменти від розчину;

очистити і впорядкувати робоче місце і проходи, пересвідчитись, що на стінах і підмостках немає предметів, які можуть упасти;

при спуску з верхніх поверхів користуватися драбинами і капітальними маршовими сходами; спускатись приставними драбинами і вантажним підйомником забороняється;

старанно, за допомогою пасти і вазеліну, видалити з шкіряного покриву залишки розчину, прийняти душ або вимити обличчя і руки теплою водою з милом.

#### 5. Вимоги безпеки в аварійних ситуаціях

5.1. В разі виникнення на ділянці проведення робіт умов, які загрожують життю або здоров'ю людей, муляр повинен припинити роботу і вжити заходів до усунення небезпеки.

5.2. При виявленні деформацій стін поблизу місця підведення або заміни фундаменту муляр повинен негайно припинити роботу, вийти з небезпечної зони і повідомити майстра.

5.3. При виникненні пожежі вогнище необхідно гасити піском, пінним вогнегасником, тонкорозпорошеною водою, парою.

5.4. Муляр повинен уміти надати першу медичну допомогу при нещасному випадку, а в разі потреби, викликати швидку медичну допомогу та повідомити адміністрацію.

## **8. Охорона праці**

### **8.1. Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів**

Організація ділянок робіт і робочих місць на будівельному майданчику повинна забезпечити охорону праці робітників на всіх етапах виконання робіт.

Розглядаємо робочу зону будівельника (монтажника). Відповідно до ГОСТ 12.0.003-74 на (монтажника) можуть впливати наступні небезпечні та шкідливі фактори:

- рухомі машини та механізми;
- підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони;
- підвищений рівень шуму на робочому місті;
- підвищений рівень вібрації;
- підвищена чи понижена рухомість повітря;
- підвищена напруженість електричного поля;
- недостатня освітленість робочої зони;
- розміщення робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі (підлоги).

#### *Рухомі машини та механізми*

В процесі виконання монтажних робіт використовуються різноманітні види машин та механізмів (автомобільні пневмоколісні крани, вантажні автомобілі, стрілові та тросові підйомники і т. ін.).

#### *Підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони*

В процесі монтажу будівельних конструкцій певною мірою підвищується запиленість та загазованість повітря робочої зони. Це спричинено результатом роботи машин та використанням будівельних матеріалів. В зоні будівельних робіт ГДК пилу не повинна перевищувати 25 мг/м<sup>3</sup>. Дійсне значення ГДК пилу - 30 мг/м<sup>3</sup>.

Так як в даному проєкті виконується зварка, має місце виділення газозварник газів. Допустима концентрація: CO-20 мг/м<sup>3</sup>, NO-5 мг/м<sup>3</sup>, SO<sub>2</sub>-10 мг/м<sup>3</sup>.

#### *Підвищений рівень шуму на робочому місті*

Виникає в результаті роботи машин та механізмів. Для створення нормальних умов праці необхідно слідкувати за рівнем шуму. Гранично допустимий рівень шуму – 85 дБ. Дійсне значення рівня шуму 91 дБ.

#### *Підвищений рівень вібрації*

В процесі монтажу фундаментів для ущільнення ґрунту використовують вібраційні установки.

#### *Підвищена чи понижена рухомість повітря*

Природне явище, яке може впливати на виконання монтажних робіт. Нормативне значення швидкості вітру для теплої пори року становить 0,4 м/с, температура повітря 18- 20 °С, вологість повітря 40...60 % (згідно ГОСТ 12.1.005-88). Дійсне значення швидкості вітру для теплої пори року становить 0,55 м/с, температура повітря 27 °С, вологість повітря 50 %.

#### *Підвищена напруженість електричного поля*

При роботі з машинами, які мають електропривод, існує небезпека ураження електричним струмом.

#### *Недостатня освітленість робочої зони*

В процесі виконання монтажних робіт, коли недостатньо природного світла чи для освітлення в ті години доби, коли природне світло відсутнє, передбачається штучне електричне освітлення.

Для будівельних майданчиків і ділянок робіт передбачене рівномірне освітлення. При цьому освітленість повинна бути не менше 2 лм. Дійсне значення становить 3 лм.

#### *Розміщення робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі*

В процесі монтажу будівельних конструкцій робоче місце може знаходитись на значній висоті відносно поверхні землі (монтаж плит покриття).

## **8.2. Профілактика небезпечних та шкідливих виробничих факторів**

#### *Рухомі машини та механізми*

Межі небезпечних зон поблизу рухомих частин і робочих органів машин визначаються відстанню в межах 5м. Швидкість руху автотранспорту поблизу місць ведення робіт не повинна перевищувати 10-15 км/год на прямих ділянках і 5 км/год на поворотах.

До початку роботи із застосуванням машин керівник робіт визначає схему руху і місце встановлення машин, вказує способи взаємодії та сигналізації з робочим-сигнальником, що обслуговує машину.

#### *Підвищена запиленість та загазованість повітря робочої зони*

При перевищенні граничного значення використовуються засоби індивідуального захисту. Для запобігання перевищення ПДК застосовують полив території і своєчасне прибирання сміття.

#### *Підвищений рівень шуму на робочому місті*

Вібраційні та інші установки повинні періодично проходити контроль на шумові характеристики і не перевищувати встановлені стандартами. Для послаблення шуму від машин на них встановлюють кожухи. Для індивідуального захисту працюючих від шуму застосовують протишумові навушники та протишумові каски.

#### *Підвищений рівень вібрації*

Для захисту від вібрації застосовують віброзахисні рукавиці та віброзахисне взуття. Вимоги до віброзахисних рукавиць, ефективність віброзахисту та інше встановлено в ГОСТ 12.4.002-74 “Средства индивидуальной защиты рук от вибрации. Общие технические требования”. Вимоги до виготовлення віброзахисного взуття, а також методи його ефективності вказані в ГОСТ 12.4.024-76 “Обувь специальная виброзащитная. Общие технические требования”.

Крім цього робітникам, зайнятим на віброуючому обладнанні треба через кожні 30-40 хвилин робити перерви.

#### *Підвищена чи понижена рухомість повітря*

Передбачено, що роботи на відкритому повітрі при вітрі швидкістю 15 м/с і вище заборонено.

Для профілактики цього фактору необхідний правильний вибір такелажних пристосувань, вантажозахватних засобів і пристосувань для підняття будівельних конструкцій, їх вивірки і тимчасового закріплення.

#### *Підвищена напруженість електричного поля*

Всі струмоведучі частини необхідно робити недоступними для випадкового торкання, або застосовувати малу напругу (42 В). Дроти повітряної лінії розміщують на висоті не менше 4,5 м, а в місцях проїзду автотранспорту – не менше 6 м. Всі металеві частини електрообладнання повинні бути заземлені.

#### *Недостатня освітленість робочої зони*

Освітлення майданчику здійснюється за допомогою ліхтарів на стовпах, встановлених біля доріг, а робочих місць – за допомогою переносних світильників і ламп накаливання.

#### *Розміщення робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі*

Для переходу працюючих на висоті по горизонтальним (із незначним ухилом) площинам застосовуються перехідні містки, які є огороженими ( $H=1,1$  м). При переході працюючих по конструктивним елементам будівлі застосовують страхувальні канати, виготовлені із гнучких сталевих тросів, до яких працюючий прикріплюється карабіном запобіжного поясу.

#### *Розрахунок заземлення*

Визначимо необхідну кількість заземлювачів заземлення для захисту від статичного струму при умові, що  $[r_3] \leq 40 \text{ Ом}$ . В якості одиночного заземлювача використовується сталевий стержень, діаметр  $d = 0,04 \text{ м}$ , довжина  $l = 2,5 \text{ м}$ , забитий від поверхні землі (грунт – глинистий з питомим електричним опором  $\rho = 3,5 \cdot 10^2 \text{ Ом} \cdot \text{м}$ ) на глибину  $H_o = 1 \text{ м}$ . Відстань між стержнями  $a = 2,5 \text{ м}$ .

1. Глибина закладання:

$$H = H_o + 0,5 \cdot l = 1 + 0,5 \cdot 2,5 = 2,25 \text{ м}.$$

2. Опір одиночного стержневого заземлювача дорівнює:

$$R_{cm} = 0,366 \cdot \frac{\rho}{l} \cdot \left( \lg \frac{2l}{d} + \frac{1}{2} \cdot \lg \frac{4H+l}{4H-l} \right),$$

$$R_{cm} = 0,366 \cdot \frac{4 \cdot 10^2}{2,5} \cdot \left( \lg \frac{2 \cdot 2,5}{0,04} + \frac{1}{2} \cdot \lg \frac{4 \cdot 2,25 + 2,5}{4 \cdot 2,25 - 2,5} \right) = 51,24 \cdot \left( \lg 125 + \frac{1}{2} \cdot \lg 1,77 \right) = 113,75 \text{ Ом}.$$

2. Визначимо кількість заземлювачів при коефіцієнті  $\eta_{cm} = 0,75$ :

$$n = \frac{R_{cm}}{r_3 \cdot \eta_{cm}} = \frac{113,75}{4 \cdot 0,75} = 37,91 \approx 38.$$

Отримали кількість заземлювачів  $n = 38$  ( $d = 0,04 \text{ м}$ , довжина  $l = 2,5 \text{ м}$ ).

### **8.3. Заходи з пожежної та вибухової безпеки**

Заходи пожежної безпеки (ДСТУ 12.1.004-91).

До роботи з проєктованим об'єктом допускаються особи інженерно-технічного складу, що вивчили проєктований пристрій, інструкцію і склали залік по техніці безпеки і пожежної безпеки.



Пожежна безпека об'єкта повинна забезпечуватися:

- системою запобігання пожежі;
- системою протипожежного захисту;
- організаційно-технічними заходами.

Небезпечними факторами пожежі, що впливають на людей, є:

- відкритий вогонь та іскри;
- підвищена температура навколишнього середовища, предметів і т.п.;
- токсичні продукти горіння;
- дим;
- знижена концентрація кисню;
- падаючі частини будівельних конструкцій, агрегатів, установок і т.п.;
- небезпечні фактори вибуху.

Вимоги до системи запобігання пожежі

Запобігання пожежі досягається двома способами:

- запобіганням утворенню пального середовища;
- запобіганням утворенню в пальному середовищі (або внесення в неї)

джерел запалювання.

Запобігання утворенню пального середовища забезпечується:

- максимально можливим застосуванням непальних і важкопальних речовин і матеріалів;
- обмеженням маси або обсягу пальних речовин, матеріалів і найбільш безпечним способом їхнього розміщення;
- ізоляцією пального середовища;
- підтримкою концентрації пальних газів, пар, суспензій або окислювача в суміші поза межами їхнього запалення;
- достатньою концентрацією флегматизатора в повітрі об'єкта, що захищається, (його складової частини);

- підтримкою її температури і тиску, при яких поширення полум'я виключається;

- максимальною механізацією та автоматизацією технологічних процесів, зв'язаних з перекачуванням паливних речовин;

- установкою пожежонебезпечного устаткування по можливості в ізольованих приміщеннях або на відкритих площадках;

- застосуванням пристроїв захисту виробничого устаткування з паливними речовинами від ушкоджень і аварій, установкою що відключають, що відтинають і інших пристроїв;

- застосуванням ізольованих відсіків, камер, кабін і т.п.

Запобігання утворення в пальному середовищі джерел запалювання досягається:

- застосуванням машин, механізмів, устаткування, пристроїв, при експлуатації яких не утворюються джерела запалювання;

- застосуванням електроустаткування, що відповідає пожежонебезпечній і вибухонебезпечній зонам, групі і категорії вибухонебезпечної суміші відповідно до вимог Правил пристрою електроустановок;

- застосуванням у конструкції швидкодіючих засобів захисного відключення можливих джерел запалювання;

- застосуванням технологічного процесу й устаткування, що задовольняє вимогам електростатичної та іскробезпеки;

- пристроєм блискавкозахисних будинків, споруджень і обладнання;

- підтримкою температури нагрівання поверхонь машин, механізмів, устаткування, пристроїв, речовин і матеріалів, що можуть ввійти в контакт із паливним середовищем, нижче гранично припустимої, складової 80% від найменшої температури самозапалювання пального;

- виключенням можливості появи іскрового розряду в пальному середовищі з енергією рівної і вище мінімальної енергії запалювання;

- застосуванням інструмента, що не іскрить, при роботі з легкозаймистими рідинами і пальними газами;
- ліквідацією умов для теплового, хімічного і (або) мікробіологічного самозаймання речовин, що звертаються, матеріалів, виробів і конструкцій;
- усуненням контакту з повітрям пірофорних речовин;
- зменшенням визначального розміру пального середовища нижче гранично припустимого по горючості;
- виконанням встановлених правил пожежної безпеки.

Пожежна безпека об'єкта забезпечується також обмеженням маси і (або) обсягу пальних речовин і матеріалів, а також найбільш безпечним способом їхнього розміщення, що досягається:

- зменшенням маси і (або) обсягу пальних речовин і матеріалів, що знаходяться одночасно в приміщенні або на відкритих площадках;
- пристроєм аварійного зливу пожежонебезпечних рідин і аварійного підбурення пальних газів з апаратури;
- періодичним очищенням території, на якій розташовується об'єкт, приміщень, комунікацій, апаратури від пальних відходів, відкладень пилу, пуху і т.п.;
- скороченням числа робочих місць, де використовуються пожежонебезпечні речовини;
- видаленням пожежонебезпечних відходів виробництва;
- заміною легкозаймистих (ЛЗР) і пальних (ПР) рідин на пожежонебезпечні технічні миючі засоби.

Вибуховопожежонебезпечні параметри речовин і матеріалів.

Усі технічні рішення, що забезпечують протипожежний захист об'єктів народного господарства, нормуються.

Номенклатура показників пожежовибуховонебезпечних речовин, терміни і їхні визначення, умови пожежовибуховонебезпечності при

використанні речовин і методики експериментального визначення, що рекомендуються, показників пожежовибуховонебезпечності утримуються в ДСТУ 12.1.004-85.

У загальносоюзних нормах технологічного проектування ЗНТП 24-86 приведена методика оцінки категорії виробництва по вибуховій, вибуховопожежній і пожежній небезпеці й обсягу вибухонебезпечної суміші в приміщеннях.

Для оцінки пожежовибуховонебезпечності всі речовини розділені по агрегатному стану на газу, рідину і тверді речовини. Тверді речовини в тонкоподрібненому стані виділені в самостійну групу – групу пилів.

При оцінці пожежовибуховонебезпечності до газів відносять речовини, абсолютний тиск пар яких при температурі 50 °С дорівнює або перевищує 300 кПа або критична температура яких менш 50 °С; до рідин – речовини з температурою плавлення (каплепадіння) менш 50 °С; до твердих – речовини з температурою плавлення (каплепадіння) від 50 °С і вище; до пилів – диспергировані тверді речовини з частками розміром менш 850 мкм.

У даному проекті слід виділити два із трьох видів речовин та матеріалів по горючості:

- непальні (неспалені) – речовини і матеріали, здатні до горіння в повітрі;
- важкогорючі (важкозгорючі) – речовини і матеріали, здатні займатися в повітрі від джерела запалювання, але не здатні самостійно горіти після видалення джерела запалювання;

Дані про горючість використовують при визначенні категорій виробництв по вибуховій, вибуховопожежній і пожежній небезпеці, класів вибухонебезпечних і пожежонебезпечних зон, при розробці заходів для забезпечення пожежної безпеки. Таким чином ,категорія будівлі дипломного проекту по вибухонебезпечності – “Д”, по вогнестійкості – II.

#### **8.4. Інструкція по техніці безпеки при виконанні монтажних робіт на будівельному майданчику**

Розглянемо інструкцію по техніці безпеки при виконанні монтажних робіт на будівельному майданчику.

При монтажі необхідно ретельно виконувати вказівки загальних нормативних документів: ДБН “Техніка безпеки в будівництві”, “Інструкція по техніці безпеки при монтажі збірних залізобетонних конструкцій”, а також спеціальних документів.

#### *1) Загальні положення*

До монтажних робіт допускаються робочі, що пройшли:

- медичний огляд, мають розряд не нижчий 4-го та стаж верхолазних робіт не менш 5 років;
- інструктаж по техніці безпеки безпосередньо на робочому місті, котрий проводиться також при зміні умов та характеру роботи або при порушенні робочим правил техніки безпеки.

До самостійних робіт по монтажу конструкцій допускаються робочі, що пройшли навчання та отримали посвідчення на право виконання робіт. Робочі, що вперше допускаються до верхолазних робіт, протягом одного року повинні працювати під безпосереднім наглядом досвідчених робочих, призначених приказом керівника підприємства.

Монтажник зобов'язаний:

- виконувати Правила внутрішнього трудового розпорядку;
- користуватися засобами індивідуального та колективного захисту;
- знаходячись на будівельно-монтажній площадці, користуватися захисною каскою;
- виконувати вимоги знаків безпеки (попереджувальних, забороняючих та вказівних) та слідкувати за наявністю огорожень небезпечних зон на робочих місцях;
- не виконувати розпоряджень, якщо вони заперечують правилам техніки безпеки та виробничої санітарії;
- пам'ятати про особисту відповідальність за дотримання правил техніки безпеки та за безпеку товаришів на роботі;
- надати першу допомогу постраждалому на виробництві, прийняти міри по ліквідації порушення правил техніки безпеки.

Монтажник у відповідності з присвоєним розрядом повинен знати:

- види та призначення оснастки, стропів та вантажозахватних пристроїв;
- правила сигналізації на монтажі;
- види монтажного обладнання та пристроїв;
- методи зборки та монтажу конструкції з окремих елементів;
- методи строповки та розстроповки монтуємих конструкцій;
- методи перевірки щільності зварних швів;
- правила транспортування та складування конструкцій.

Робочі забезпечуються засобами індивідуального захисту (спецодяг, спецвзуття та запобіжні пристрої) у відповідності з типовими галузевими нормами та характером виконуваних робіт.

На монтажній ділянці повинен бути встановлений порядок обміну умовними сигналами між особою, керуючим підйомом, та машиністом крану. Всі сигнали подаються тільки одним лицем – бригадиром монтажної бригади. Сигнал “Стоп” подається робочим, помітивши небезпеку.

Підйом елементів збірної конструкції виконується плавно, без ривків, розкочування та обертання піднімаємих елементів, із застосуванням відтяжок.

## *2) Вимоги безпеки перед початком роботи:*

Перед початком роботи монтажник повинен уявити порядок розвантаження конструкцій, призначені для монтажу, а також для тимчасового складування на приоб'єктних майданчиках до монтажу.

Перед початком роботи необхідно:

- отримати від майстра інструктаж про безпечні методи виконання отриманого завдання;
- одягнути спецодяг, спецвзуття та запобіжні пристосування;
- одягнути захисну каску (працювати без захисної каски забороняється);
- при роботі на висоті монтажник повинен одягти запобіжний пояс, попередньо упевнившись в його справності, наявності на ньому номера та дати послідуємого або чергового обстеження (випробовування), що виконуються через кожні 6 місяців;
- взяти потрібний для виконання роботи справний інструмент;
- закріпитися запобіжним поясом в місцях вказаних майстром;

- попередити працюючих внизу, щоб всі вийшли з небезпечної зони.

### *3) Вимоги безпеки під час роботи:*

- виконувати тільки ту роботу, яка поручена майстром і по якій проведений інструктаж на робочому місці;

- під час підйому та роботі забороняється розкривати карабін ланцюга запобіжного поясу;

- звільняти елементи антени від вантажозахватних пристроїв дозволяється тільки після вивірки та надійного закріплення елементів у відповідності з проектом;

- під час підйому та монтажу антени необхідно уважно слідкувати за піднімаючою конструкцією;

- при виявленні недоліків в кріпленні конструкцію необхідно опустити та усунути дефекти.

### *4) Вимоги безпеки після закінчення роботи:*

- відключити від джерела живлення всі споживачі;

- перевірити устаткування і привести його в належний стан;

- оглянути і змастити тручі частини вантажопідіймальних машин, механізмів;

- зібрати всі такелажні засоби, інструмент, пристрої; очистити їх від бруду і скласти у відведене для них місце;

- прибрати робоче місце;

- зняти спецодяг, інші засоби індивідуального захисту і покласти у відведене для них місце;

- помити руки, лице теплою водою з милом; при можливості прийняти душ;

- доповісти керівнику робіт про всі недоліки, які мали місце під час роботи.

### *5) Вимоги безпеки при аварійних ситуаціях:*

Аварійна ситуація може виникнути у разі: падіння з висоти, падіння предметів, обвалення конструкцій, вихід з ладу гальмових та блокуючих пристроїв вантажопідіймальних машин і механізмів; ураження електричним струмом; виникнення пожежі та інше.

При виникненні такої ситуації необхідно припинити роботи, огородити небезпечну зону, не допускати до неї сторонніх осіб; повідомити про те що сталося керівника робіт.

Якщо є потерпілі – надати їм першу медичну допомогу; при необхідності викликати “швидку допомогу”.

Якщо сталася пожежа, викликати пожежну частину і приступити до гасіння наявними засобами пожежегасіння.

Необхідно виконувати всі вказівки керівника робіт по усуненню небезпечної ситуації.

## **9. Охорона навколишнього середовища**

### **9.1. Вимоги нормативних документів**

При виконанні будь-яких ремонтних або будівельних робіт необхідно враховувати вимоги нормативних і методичних документів з охорони навколишнього середовища.

У складі матеріалів робочого проекту будинку повинні приводитися проектні рішення і матеріали, що передбачають і обґрунтовують:

- умови і засоби очищення, скидання і повторного використання стічних вод;
- прогресивні технічні рішення й експлуатаційні характеристики будинку, що забезпечують раціональне використання природних ресурсів;
- баланс відходів виробництва і системи очищення шкідливих викидів у навколишнє природне середовище;
- нормативи гранично допустимих викидів (ГДВ) забруднюючих речовин в атмосферне повітря і нормативи гранично допустимих скидань (ГДС) шкідливих речовин зі стічними водами;
- способи зняття і збереження родючого шару ґрунту, а також заходи щодо використання рослинного покриву, що знімається в зв'язку з будівництвом об'єкта.

На скидання стічних вод з об'єкту, включаючи і прибудинкову територію, у відкриті водойми чи в систему каналізації населеного пункту, повинні бути



отримані відповідні письмові дозволи місцевих органів по регулюванню використання й охорони водних систем.

У процесі проектування головний інженер проекту і головні фахівці повинні приділяти постійну увагу поточній екологічній експертизі пропонуванних технічних рішень.

У задачу такої експертизи входять, зокрема, розгляд на стадії проектування документації на будівництво, підготовка проектної документації до експертизи в органах державного нагляду пропонуванних заходів щодо охорони навколишнього середовища, їх комплексній оцінці можливих екологічних і соціально-економічних наслідків, здійснення проекту будівництва чи реконструкції об'єкта, контроль за розробкою азначених заходів.

На території проведення будівельних робіт одним із джерел забруднення і шкідливого впливу на природне середовище є відходи виробництва.

Нижче розглянемо декілька основних видів цих забруднень і їхнього негативного впливу на природне середовище при будівництві, реконструкції та експлуатації будинку.

## **9.2. Охорона водних об'єктів**

Охорона вод - це система мір, спрямованих на запобігання й усунення наслідків забруднення і виснаження вод.

Охорона вод регламентується спеціальними правилами і нормами, що обмежують діяльність людини і забезпечують екологічне благополуччя водних об'єктів і необхідні умови для охорони здоров'я населення і культурно-побутового і спеціального водокористування.

До водних об'єктів єдиного державного водного фонду відносяться:

- водотоки - ріки, канали, струмки;
- водойми - озера, водоймища, ставки;
- моря - внутрішні, територіальні;
- підземні води - басейни, родовища, водоносні горизонти;
- льодовики - материкові, гірські.

Будь-який з зазначених об'єктів розглядається як важливий елемент природного комплексу біогеоценозів і як об'єкт, що задовольняє потреби у воді людини, тварин і рослин. Для будинків і прилеглої до них території головними напрямками в охороні водних об'єктів є раціональне (обґрунтоване відповідними нормами) використання води, водотоків, водойм і підземних водоносних горизонтів, збільшення оборотного і повторного використання води, упровадження замкнутих систем водопостачання, будівництво очисних споруджень стічних вод.

Вода - це найважливіший природний сировинний ресурс підприємства, тому при проектуванні будівництва нових будинків або їхньої реконструкції необхідно зберегти єдину існуючу систему водного господарства, що включає питне і технічне водопостачання, водовідвід, очищення стічних вод і їхню підготовку для оборотних чи замкнутих систем.

Проектування зазначених систем необхідно вести відповідно до вимог діючих ДБН В.2.5-39:2008, „Правил охорони поверхневих вод від забруднення стічними водами“, „Правил користування системами комунального водопостачання і каналізації“, „Правил прийому виробничих стічних вод у системи каналізації населених місць“.

Технологічна схема очищення і набір споруджень для очищення і знешкодження стоку господарсько-побутових, виробничих і поверхневих вод з окремих будинків і споруджень повинні визначатися в залежності від виду забруднення і ступеня очищення, необхідного при скиданні стоку у водний об'єкт, комунальну систему водовідведення або наступного використання очищеної води у виробництві.

Стічні води з прилеглої до будинку території, що містять бензол, нафтопродукти, кислоти, луги, розчинені метали і ядохімікати, перед скиданням у каналізаційну систему населеного пункту повинні знешкоджуватися на локальних очисних спорудженнях до концентрацій, передбачених ДБН А.2.2-1-2003 чи „Правилами приймання виробничих стічних вод у системи каналізації населених пунктів“. Узгодження проектної документації на будівництво і реконструкцію будівель розробляється місцевим водопровідно-каналізаційним підприємством при представленні замовником або генеральним

проектувальником заявки на скидання стічних вод і проектної документації, що включає розділи: „Водопостачання і каналізація" і „Охорона навколишнього середовища". Заявка на скидання виробничих і побутових стічних систему каналізації населеного пункту складається „Правилами прийому виробничих стічних вод усі каналізації населених пунктів".

У складі розділу „Охорона навколишнього середовища" повинні бути матеріали, що підтверджують пророблення питань: максимальне використання очищених і знезаражених стічних вод в повторному водопостачанні; заходи щодо скорочення споживання води на технологічні носії; зменшення забруднюючих речовин у стічних водах; нормативи гранично допустимих скидань (ГДС) забруднюючих речовин; обґрунтування і розрахунки до прийнятих проектних рішень з утилізації, обробки і знезаражування осадів, що утворюються на очисних спорудженнях, і концентрованих рідких і твердих відходів; розрахункові дані, що характеризують ефективність намічуваних, проєктованих очисних споруджень; довідкові дані про витрати, зв'язаних зі здійсненням заходів для охорони водних об'єктів. Термін дії узгодження проектної документації: 5 років – для стадії технічного проєкту, 3 роки – для стадії робочих креслень.

Заходи щодо охорони підземних вод від забруднення і виснаження розробляються у відповідності з вимогами „Положення про охорону підземних вод", що обов'язкові для всіх підприємств, установ і організацій водокористувачів.

Основними об'єктами охорони є водоносні горизонти і споруди господарсько-питного призначення.

#### Поверхневий стік з території будівництва

На території спорудження сучасних будинків у процесі виробничої діяльності накопичуються різні по складу домішки. Ці домішки змиваються поверхневим стоком і виносяться через систему дощової каналізації в прилеглі водні об'єкти, будучи причиною значного їхнього забруднення.

Найбільш високі концентрації домішок утворюються в стоці з водозбірних басейнів, що мають штучне покриття і включають основні джерела забруднення

поверхневого стоку. Поверхневий стік з таких водозбірних басейнів має потребу в повному очищенні від зважених і розчинених домішок.

Основна кількість домішок, що виносяться у водні об'єкти поверхневим стоком з забудованої території, міститься в дощовому стоці. Склад домішок у дощовому стоці і їхня концентрація не стабільні і змінюються в дуже великому діапазоні в залежності від цілого ряду факторів (пори року, функціонального призначення споруджень у межах даного водозбірного басейну, величини шару дощу, його інтенсивності, тривалості періоду попередньої „сухої“ погоди).

Концентрація домішок у стоці істотно залежить від кількості опадів, що випадають. Основна маса домішок в залежності від характеристики окремих ділянок водозбору (по інтенсивності забруднення покриттів) змивається дощовими водами, що випадають у кількості 50 - 100 м<sup>3</sup>/га (відповідає шару опадів 5 - 10 мм).

### **9.3. Охорона ґрунту**

В екологічному відношенні ґрунт це відносно відособлена природна система, що безупинно обмінюється речовинами й енергією з навколишнім середовищем. Ґрунт складається з різного роду мінеральних і органічних часток із проміжками між ними - порами, заповненими повітрям, водою і величезною кількістю мікроорганізмів. Ґрунт має дивну здатність самоочищення, що є вкрай складним природним явищем, може бути активним і уповільненим чи цілком порушеним в природних умовах життєдіяльністю людини, коли забруднююча речовина надходить у землю в занадто великій кількості або ведеться безгосподарна експлуатація земельної ділянки і його ґрунтового покриву. При будівництві характерними є забруднення і руйнування ґрунту.

Забруднення ґрунту - це штучне введення в його склад різних хімічних речовин, токсикантів, побутових і виробничих відходів у розмірах, що перевищують кількість, необхідну для участі в біологічному круговороті ґрунтових екологічних систем. Забруднення ґрунту відбувається як при будівництві об'єктів, так і в процесі їхньої експлуатації.

Основними забруднювачами ґрунту є рідкі і тверді відходи виробництва і

споживання, гази - продукти горіння палива в двигунах наземних джерел (автотранспорту, котелень). Значна частина забруднюючих речовин попадає в ґрунт із поверхневим стоком зливних і талих вод і акумулюється, як правило, у верхньому шарі ґрунту товщиною 5 - 10 см. Розчини і речовини, що слабо розкладаються, мігрують із ґрунтовими водами на значні відстані і стають причиною забруднення водоносних підземних горизонтів.

На ділянках розміщення будівель і прилеглих територіях щорічно в ґрунт надходить до 36 тонн різних речовин, що входять до складу автомобільного палива, миючих, мінеральних і органічних олій, емульсій і інших речовин. Частка вуглеводів у загальному обсязі забруднювачів ґрунту складає приблизно 75 – 80 %. У забрудненому ґрунті знаходяться у високих концентраціях, значно перевищуючи граничні (природні) значення, іони свинцю, ртуті, миш'яку, нікелю й інших металів, що погіршують структуру і якість ґрунтового покриву.

Окисли сірки й азоту в результаті з'єднання з водою утворюють слабкоконцентровані азотну і сірчану кислоти, що підвищують кислотність ґрунту, активно руйнують підземні спорудження і комунікації будинку.

Полив (зрошення) трав'яного покриву біля будинків водою підвищеної мінералізованості може привести до вторинного засолення ґрунту шкідливими для рослин солями натрію, магнію, кальцію, заліза й інших речовин. Найбільш згубну дію роблять натрієві солі, що при рясних поливах на ділянках, що не мають надійної дренажної мережі, накопичуються у верхніх, кореневих шарах ґрунту і цілком змінюють її фізико-хімічні властивості. Для запобігання засолення ґрунту необхідно передбачати надійну дренажну мережу на прилеглий до будинку території, а поливну воду низької якості витратити строго по зрошувальних нормах. Видалення солей із ґрунту забезпечується кількаразовими його промиваннями водою з нейтральним хімічним складом.

Руйнування ґрунту - це результат механічного впливу на його структуру і склад господарської діяльності людини, води, вітру і вогню.

При несприятливих сполученнях будівельних робіт і експлуатації будинку без належного обліку екологічних особливостей місцевості можуть виникнути необоротні процеси в ґрунтах, що приводять до ксерофітизації, ерозії, ущільнення й іншим руйнуванням ґрунту.

Ксерофітизація – це поступове зменшення ступеня зволоження ґрунту і загальне наростання сухості в ґрунтових екологічних системах з наступним їхнім відмиранням.

Причини ксерофітизації ґрунтів:

- збезлісення території;
- перерозподіл режиму стоку дощових, талих і ґрунтових вод;
- зайва відкачка підземних вод для господарських і виробничих потреб;
- недостатня увага по догляду (підсів, полив, внесення добрив) за газонами багатобічних трав;
- підвищена сонячна активність;
- зміна клімату.

Ксерофітизація веде до зменшення біологічної продуктивності екологічних систем, збільшення запиленості і сухості повітря, посилення несприятливого впливу на рослинність, посух, суховіїв, весняних і ранніх осінніх заморозків. Ксерофітизація є першопричиною утворення вітрової ерозії ґрунту, що також як і водна ерозія приводить до зниження якості ґрунту і навіть до його повного знищення.

Вітрова ерозія ґрунту (дефляція) – це процес видування і переносу вітром дрібних часток ґрунту і підстилаючих його порід.

Активно розвивається і прогресує лише в сухих засолених ґрунтах з великим вмістом піщаних і пилових часток. Вітрова ерозія – причина високого вмісту пилу в повітрі і слабкого самоочищуючого ефекту атмосферного повітря.

Водна ерозія ґрунту – процес змиву, вимивання часток ґрунту талими і зливними водами (площинна ерозія) чи русла ріки, струмка (лінійна ерозія).

На будівельному майданчику у силу рівнинного характеру території водна ерозія ґрунту в початкових стадіях протікає повільно, малопомітно, рівномірно змиваючи верхній, багатий гумусом шар ґрунту. Потім, позбавившись рослинності, ґрунт швидко руйнується.

Протиерозійні міри: посадка багаторічних з гарною кореневою системою трав і чагарників, застосування методів просіяння цих трав, зміцнення ґрунтів торфодерновим килимом, створення водонепроникних біохімічних плівок,

створення надійних водопропускних споруджень, пристроїв і дренажних систем в будинку і прилеглих територіях.

Таблиця 9.1

**Характеристика негативного впливу на ґрунт будівельних робіт**

<b>Вид робіт</b>	<b>Характер прямого впливу</b>	<b>Вторинні наслідки</b>	<b>Основні заходи захисту</b>
Розчищення території під будівництво	Видалення рослинності, ґрунту, зрізання височин і заповнення знижених місць.	Водна і вітрова ерозія ґрунтової поверхні, перенос ґрунту. Порухнення біогеоценозу, загасання фізико-хімічних процесів у ґрунті.	Відновлення ґрунту і рослинного покриву з урахуванням едафічних факторів
Розробка кар'єрів для одержання ґрунту, піску, гравію	Зняття ґрунту і рослинності. Локальна зміна рельєфу і ландшафту.	Утворення осередків ерозії, зсувів. Місцева зміна поверхневого стоку і режиму ґрунтових вод.	Рекультивация, протизсувний захист, організація культурних заходів
Улаштування насипів і виїмок	Те ж. Зміна умов стоку ґрунтових вод.	Процеси ерозії, утворення зсувів і ярів. Зміна системи стоку. Осушення чи обводнювання місцевості.	Комплекс інженерно-геологічних і меліоративних заходів.

Ущільнення – це зміна геоморфологічної структури ґрунту, викликана тривалим тиском штучних покриттів і важких основ на ґрунт.

Ущільнення приводить до активного стиску шарів ґрунту на досить велику глибину (під будівлями до 12 – 15 метрів), утрати їхньої пористості і водопроникності в десятки і більш раз. У результаті водопропускний шар може стати водотривким, змінюється система внутрішнього (підземного) стоку, порушується харчування ґрунтовими водами джерел, струмків і водоносних горизонтів.

Характеристика деяких видів негативного впливу на ґрунт при виконанні будівельних і інших робіт приведена в табл. 9.1.

Висновки: В результаті проведеного аналізу можна виділити такі пункти робіт яких потрібно дотримуватися при виконанні будівельних робіт:

– забезпечення збору, складування і повторне використання верхнього родючого шару ґрунту;

- прокладання тимчасових доріг для руху будівельної техніки і вантажного автотранспорту;
- рекультивація території;
- виділення мінімально необхідних для виробництва будівельних робіт допоміжних площ;
- організація функціонування єдиного смітника для сміття і твердих відходів;
- максимальне збереження дерев, великих чагарників, природних водойм, джерел, струмків, упорядковуючи їх і використовуючи для відпочинку мешканців будинку.

## **10. Науково-дослідна робота**

### **Аналіз сучасного стану використання профнастилу в сталезалізобетонних конструкціях**

#### **10.1. Загальні відомості про сталезалізобетонні плити з профільованим настилом**

Поява в будівельній практиці сталезалізобетонних конструкцій, як самостійного напрямку, що дозволяють повноцінно використовувати переваги залізобетону і металу в єдиній конструкції, не є настільки давньою подією в порівнянні з появою повністю сталевих конструкцій або повністю залізобетонних. Проте продиктовані економічною доцільністю, вимоги щодо економії металу стали важливим фактором при появі принципово нових конструктивних форм.

Перші сталезалізобетонні конструкції з'явилися на початку ХХ-го століття в мостобудуванні. З цього часу вони зазнали значних трансформаційних змін з точки зору забезпечення спільної роботи залізобетону і сталі.

У цивільному будівництві вперше сталезалізобетонні конструкції стали застосовуватися в плоских плитних конструкціях, це сприяло появі та розвитку конструкцій із зовнішнім листовим армуванням. В якості зовнішнього армування використовувався профільований лист, який виконує також функцію незнімної опалубки. В СРСР застосування профнастилу в якості незнімної опалубки при зведенні по сталевих балкам розпочато з 1979 року.

Включення профільованого настилу в сумісну роботу із залізобетонною плитою дозволяє збільшити міцність, знизити матеріаломісткість і підвищити надійність всієї конструкції в цілому, однак, існує ряд особливостей застосування цієї системи:

1. Потрібно сталевий профільований настил з ускладненим профілем: на похилій поверхні ребер сталевих профільованого настилу повинні бути під певним кутом виштамповані рифи;
2. При монтажі анкеруючих пристроїв, що сприймають зсувні зусилля, відбувається ослаблення перерізу профільованого настилу за рахунок улаштування отворів;



3. Анкеруючий пристрій повинен перебувати в зоні найбільших дотичних напружень, що призводить до збільшення висоти гофру та зменшення робочої площі перетину настилу;

4. Висока вартість ускладненого типу профільованого настилу.

Сталевий профільований настил допускається застосовувати в якості зовнішньої арматури при наступних умовах:

- У неагресивному або слабоагресивному середовищі по СП 28-13330;
- При температурі не вище 40 С і не нижче мінус 50 ° С;
- При вологості не більше 60%;
- При контакті з бетонними сумішами без додавання хлористого калію або інших хлоридів;
- При межі вогнестійкості перекриття не більше 30 хв без додаткового вогнезахисту настилу;
- При динамічних впливах з коефіцієнтом асиметрії циклу  $\rho > 0,7$ ;
- При забезпеченні надійного зчеплення настилу з бетоном плити за допомогою місцевих виштамповок, що наносяться на профілі настилу при прокаті;
- При установці спеціальних анкерів, прикріплених до сталевих балок перекриття через настил.

1. Для сталезалізобетонних перекриттів слід використовувати важкі бетони щільністю від 2200 до 2500 кг / м<sup>3</sup> і дрібнозерністі бетони середньої щільністю від 1800 до 2200 кг / м<sup>3</sup>.

2. Профільований настил для сталезалізобетонних плит виконується з листових гнутих профілів з трапецієподібними гофрами відкритого або закритого типу. Профілі повинні мати часто розташовані стінки гофрів при співвідношенні  $b_f / S_n$  не більше 0,6. Профілі, що виконують функції робочої арматури плити, повинні бути здатні передавати горизонтальні зсувні зусилля по контактній поверхні з бетоном.

Спільна робота профілів (настилу в цілому) з бетоном при роботі плити на поперечний вигин повинна забезпечуватися завдяки наявності виштамповок у вигляді місцевих вм'ятин або опуклостей (рифів) глибиною від 3 до 5 мм на стінках гофрів. Для виготовлення профільованого настилу застосовується рулонна сталь для холодного профілювання по ГОСТ 14918 і ГОСТ Р 52246. Товщина сталі для профілів від 0,7 до 1,5 мм, межа плинності сталі від 230 до 350  $H / мм^2$  при відносному подовженні від 16 до 22%.

У світовій практиці висотного будівництва в будівлях зі сталевим каркасом міжповерхові перекриття уявляють собою, як правило, сталезалізобетонну конструкцію, в якій профільований сталевий настил використовується в якості незнімної опалубки та при певних умовах може виконувати функції зовнішньої робочої арматури монолітної плити перекриття.

Плити перекриття займають важливе місце в сучасних конструкціях будівель та споруд. В цивільному та промисловому будівництві широко відомі наступні залізобетонні конструкції: збірні з плит заводського виготовлення та монолітні, що виготовляються безпосередньо на об'єкті з використанням опалубки.

В обох випадках необхідна арматура, яка сприймає зусилля на розтяг, так як бетон сприймає зусилля на розтяг в 10 ... 20 разів менше, ніж стискуючі.

Ще в другій половині ХХ століття для створення монолітного перекриття широко використовувався звичайний профільований настил (профнастил), найчастіше марки Н-75, який виступав незнімною опалубкою. Арматура укладалася в бетонну плиту як при звичайній опалубці. Цей спосіб значно здешевлює будівництво в порівнянні зі збірними плитами та прискорював процес в порівнянні зі звичайними монолітними конструкціями. З розвитком науки і технологій з'явилися нові види профнастилу та способи його кріплення до елементів каркаса будівлі.

Все це дозволило відмовитися від звичайної поздовжньої розтягнутої арматури в прольоті взагалі або використовувати її для додаткового збільшення несучої здатності плити. У роботу на сприйняття зусиль на розтяг профнастил включається за допомогою елементів його кріплення в поєднанні з нанесенням на стінки гофри спеціальних насічок (виштамповок) і іноді і просто отворів, повсюдно застосовуються на батьківщині профнастилу - в США. Різноманітні варіанти профнастилу для сталобетонних перекриттів представлені на рис. 10.1.



Рис.10.1. Варіанти профнастилу для сталобетонних перекриттів з різноманітними виштамповками

Різні конструкції сталобетонних перекриттів приведені на рис. 10.2, 10.3.

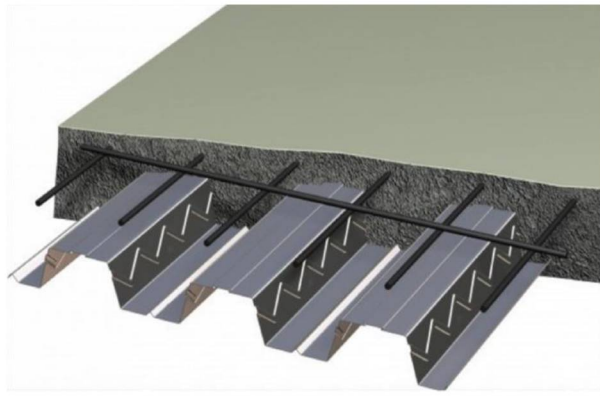


Рис. 10.2. Сталебетонне перекриття

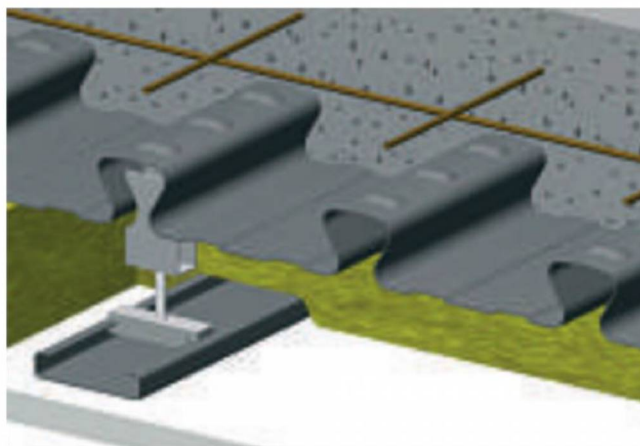
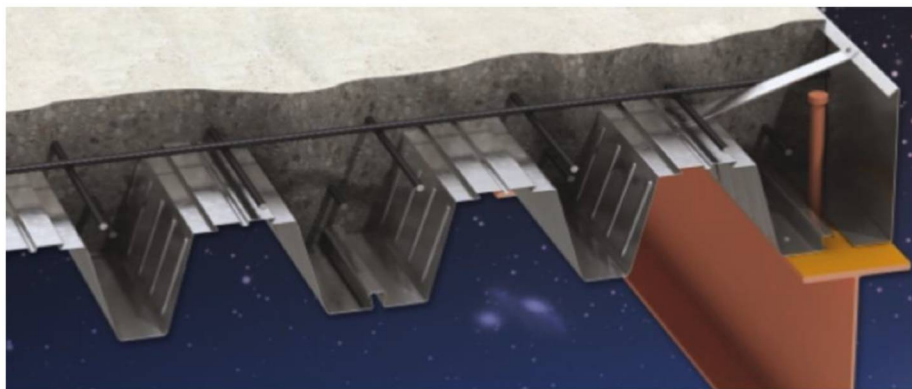
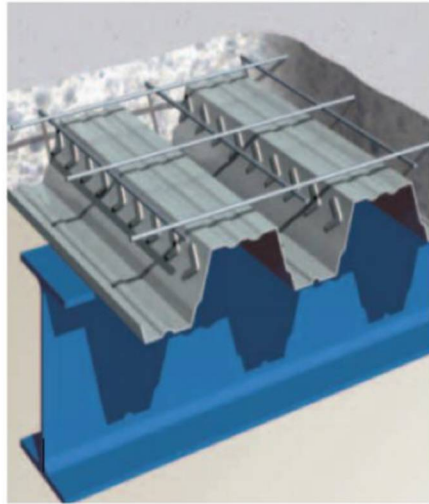


Рис. 10.3. Варіанти сталобетонних перекриттів, розроблених за кордоном

Виштамповки, що забезпечують спільну роботу профнастилу з бетоном, мають різну конфігурацію (рис 10.1.). Рисунок зигзагоподібних виштамповок (типу «змійка») був запропонований ще в 80-ті роки минулого століття працівниками ЦНИИПСК ім. Мельникова В.Ф. Беляєвим, Е.Л. Айрумяном і І.А. Румянцевої, а також Укрндіпроектстальконструкція ім. В.М. Шимановського. При випробуваннях за кордоном «змійка» краще за всіх витримала "pull-out" тест у порівнянні з іншими видами виштамповок, а в порівнянні з гладкими стінками вона майже в шість разів збільшила зчеплення бетону і профнастилу. "Pull-out" тест - випробування на зрушення бетону щодо профнастилу. При натурних випробуваннях сталобетонних плит перекриттів з профнастилом без анкерних упорів в опорних перетинах відношення граничного навантаження плит з виштамповками «змійка» до граничного навантаження плит з гладкими виштамповками склало 2,5.

У США часто замість виштамповок застосовуються отвори, які виконують аналогічну функцію. Хоча в разі отворів на стінках профнастилу під час набору міцності протягом деякого часу частина цементу витікає разом з «молочком», це практично не впливає на роботу конструкцій. Маючи колосальний досвід проектування і влаштування такого виду перекриттів, а також відпрацьовану систему впровадження прогресивних технічних рішень в практику будівництва, західні будівельні компанії успішно застосовують їх в будівлях і спорудах різного функціонального призначення, включаючи висотні і унікальні об'єкти.

Переваги сталезалізобетонних перекриттів :

- Скорочення трудовитрат на зведення перекриттів на 25-40%.
- Зниження металоємності перекриттів до 40%.
- Зменшення загальної маси перекриттів на 30-50%.
- Зменшення будівельної висоти перекриттів до 40%
- Збільшення прольотів в кілька разів.
- Підвищення жорсткості завдяки утворенню дисків перекриттів.

Можливість облаштування комунікацій на стулку конструкції).

## **10.2. Сполучення сталі й бетону для їх раціональної роботи в сталезалізобетонних конструкціях. Класифікація сталезалізобетонних конструкцій**

Історія розвитку залізобетону – це безперервний пошук, спрямований як на підвищення міцнісних характеристик вихідних матеріалів (високоміцні бетони й сталі), так і на виявлення найбільш раціональних форм сполучення бетону й сталі при їх сумісній роботі. Давно з'ясовано, що найефективніше бетон працює при об'ємному напруженому стані, що, призводить до виникнення різних видів відповідного непрямого армування.

Нині залізобетонні конструкції, армовані стрижневою арматурою мають широке розповсюдження. Галузь застосування таких конструкцій досить значна, особливості їх роботи глибоко досліджені як теоретично, так і експериментально. Доведено, що арматура й бетон у залізобетонних конструкціях працюють сумісно. Як правило, зусилля розтягу в залізобетоні цілком сприймаються арматурою, у той же час досить ефективною є робота арматури в стисненій зоні конструкції. Арматура захищена бетоном від корозії та дії вогню. Відома висока вогнестійкість залізобетону.

Однак традиційні залізобетонні конструкції мають істотні недоліки. Основний із них – нераціональне використання бетону в розтягненій зоні конструкції, де він фактично не працює і навіть не враховується при розрахунку несучої здатності. Через вимушене використання бетону в розтягненій зоні значно збільшується вага конструкції.

Застосування попередньо напружених конструкцій тільки частково вирішує цю проблему. Дорогою і такою, що нераціонально використовується, є опалубка для виготовлення збірних і монолітних залізобетонних конструкцій. Вада традиційного залізобетону полягає у необхідності вирішення проблеми тріщиностійкості. У збірних залізобетонних конструкціях досить гостро стоїть проблема стиків, що пов'язано із застосуванням великої кількості закладних деталей.

Сталеві конструкції також мають недоліки. Найважливіші – погана робота гнучких конструкцій чи елементів на стиск через утрату загальної або місцевої стійкості, украй низька вогнестійкість, необхідність захисту від корозії.

Раціональне сполучення прокатних профілів та армованого стрижневою арматурою залізобетону дозволяє значною мірою усунути перераховані вище недоліки, а в деяких випадках і зовсім їх уникнути.

На цей час сталезалізобетонні конструкції, що являють собою сполучення профільної сталі, стрижневої арматури й бетону для їх сумісної роботи, отримали широке розповсюдження в усьому світі. Це пояснюється їх високою техніко-економічною ефективністю. Сталезалізобетонні конструкції якнайкраще відповідають конкретним вимогам, які висуваються при будівництві того чи

іншого об'єкта, і дозволяють порівняно легко розв'язувати складні інженерні задачі.

Сталезалізобетонні конструкції дуже різноманітні, їх можна класифікувати за призначенням, за видом використовуваних матеріалів, за способом зведення.

Сталезалізобетон застосовується у різних галузях будівництва. Він ефективний у стиснених конструкціях (стійки, колони тощо), при перекриванні прольотів будівель і споруд, у тому числі й досить значних (плити, балки, ригелі, ферми, арки, склепіння і т.п.). Широко використовується він при будівництві мостів. Раціональним є застосування в сталезалізобетоні листової арматури, що виконує одночасно огорожувальні й несучі функції (резервуари, підземні, підводні і плавучі споруди).

У всіх цих випадках можуть використовуватися різні сполучення прокатних профілів із бетоном та залізобетоном, наприклад як монолітні та збірні плити по сталевому профнастилу та по сталевій ортотропній плиті (рис.1.4):

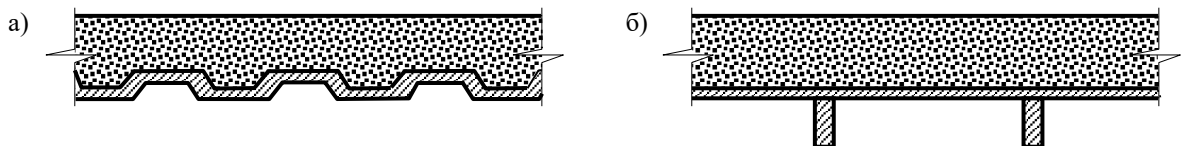


Рис. 10.4. Поперечні перерізи сталезалізобетонних плит: а) по сталевому профнастилу; б) по сталевій ортотропній плиті

### **10.3. Особливості сумісної роботи сталі й бетону в сталезалізобетонних конструкціях**

Як вже було зазначено, залізобетонні конструкції отримали широке розповсюдження в будівництві тому, що мають високу міцність, добре зчеплення бетону з арматурою, є захистом від корозії. Завдяки використанню в сталезалізобетонних конструкціях прокатних профілів поперечні перерізи

стають більш різноманітними, а галузь застосування цих конструкцій у будівництві розширюється. При цьому в сталезалізобетоні виявляються нові, відмінні від звичайного залізобетону, властивості, котрі можуть як поліпшувати, так і погіршувати роботу конструкції під навантаженням. Серед корисних властивостей варто відзначити створення об'ємного напруженого стану в бетоні, а серед негативних – необхідність застосування в ряді випадків різних анкерних пристроїв для забезпечення спільної роботи бетону й сталі.

На цей час розроблений цілий ряд конструкцій, армованих так, що при стисненні в бетоні створюється об'ємний напружений стан. Їх можна розділити на дві великі групи:

I. Конструкції, в яких об'ємний напружений стан створюється гнучкою побічною арматурою, яка не сприймає поздовжніх зусиль. Це елементи, армовані звичайними і попередньо напруженими спіралями, часто розташованими хомутами, поперечними сітками. У сталезалізобетонних конструкціях такі рішення застосовують рідко.

II. Конструкції, армовані жорсткою арматурою так, що ця арматура здатна сприймати поздовжні зусилля й у той же час створювати об'ємний напружений стан у бетоні, підвищуючи таким чином його несучу здатність.

Існують пропозиції з визначення ефективності роботи бетону при тому або іншому виді армування, а також із вирахування коефіцієнта ефективності роботи конструктивного елемента в цілому з урахуванням об'ємного напруженого стану бетону.

Для зіставлення ефективності роботи конструктивних елементів із різними видами армування рекомендовані два коефіцієнти:  $\eta$  – коефіцієнт ефективності роботи бетону;  $m$  – коефіцієнт ефективності роботи конструктивного елемента в цілому.

$$\eta = \frac{\sigma_b}{R_b} \quad (10.1)$$

$$m = N / (R_s A_s + R_b A_b) \quad (10.2)$$

де  $\sigma_b$  – поздовжні напруження в бетоні в момент руйнування зразка;

$N$  – несуча здатність елемента.

Для елементів, армованих звичайною подовжньою стрижневою арматурою, прийнято  $\eta = m = 1$ .

Для встановлення фактичних значень цих коефіцієнтів були випробувані зразки з такими видами армування: звичайна стрижнева арматура, з'єднана хомутами; армування сталевими листами.

При добиранні складів бетонів із різними фізико-механічними характеристиками широко використовувалися відходи виробництва. Це стало можливим завдяки проведенню досліджень. Були досліджені деформації і несуча здатність елементів. Різниця в поздовжніх деформаціях при навантаженнях  $0,5 N_u$  між бетонами різних складів була до 47%, у поперечних деформаціях – 90%. При цьому найбільш деформованими, як і очікувалося, були зразки з бетону на жужільній пемзі.

Ефективність роботи ядра, залежно від прийнятого бетону, коливається в значних межах.

$$\text{при } \delta/d = 0,01 - 1,74 \div 1,88;$$

$$\text{при } \delta/d = 0,02 - 2,02 \div 2,34;$$

$$\text{при } \delta/d = 0,03 - 2,34 \div 2,72.$$

За результатами статистичного оброблення експериментальних значень коефіцієнта ефективності бетону в плиті запропонована залежність

$$\eta = 35,64 \delta/d + 1,4 \quad (10.3)$$



Особливо велика увага приділяється питанням зчеплення бетону і сталі при використанні листового армування . Доводиться влаштовувати спеціальні анкерні в'язі для забезпечення сумісної роботи матеріалів.

#### 10.4. Основи розрахунку сталезалізобетонних конструкцій

Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій у випадку, коли в бетоні не забезпечено об'ємний напружений стан, а бетон і сталь надійно зв'язані та працюють спільно, практично не відрізняється від розрахунку залізобетонних конструкцій зі стрижневою арматурою.

Відмінною рисою методів розрахунку конструкцій, у яких забезпечений об'ємний напружений стан бетону, є облік підвищеної міцності бетону в подовжньому напрямку.

Усі запропоновані методики врахування сприятливої роботи бетону при об'ємному напруженому стані можна умовно розділити на дві групи.

I. Методи розрахунку, в яких підвищення міцності бетону враховується шляхом збільшення призмової міцності бетону до величини  $R_b + k\sigma_0$ .

У загальному випадку розрахункова формула для стиснутого елемента має вигляд

$$N \leq A_b(R_b + k\sigma_0) + A_s R_s \quad (10.7)$$

де  $\sigma_0$  – боковий тиск на бетон;

$k$  – коефіцієнт ефективності бокового тиску.

II. Методи розрахунку, в яких підвищена міцність матеріалів в умовах їх роботи в об'ємному напруженому стані враховується введенням коефіцієнтів ефективності. У загальному випадку для центрально стиснутого елемента формула має вигляд

$$N \leq \beta A_b R_b + \alpha A_s R_s \quad (10.8)$$

де  $\alpha; \beta$  – коефіцієнти ефективності роботи сталі та бетону.

Залізобетонні конструкції повинні задовольняти вимогам розрахунку за несучою здатністю (граничні стани першої групи) і за придатністю до нормальної експлуатації (граничні стани другої групи). Існують фундаментальні дослідження в галузі залізобетонних конструкцій, що дозволяють із належною точністю робити необхідні розрахунки як за першою, так і за другою групою граничних станів. Однак до цього часу в ряді випадків відсутні роботи або рекомендації, які дають можливість робити розрахунок за другою групою граничних станів. При цьому немає рекомендацій ні з визначення деформацій і переміщень від експлуатаційного навантаження, як вимагають діючі норми, ні з визначення напружень у бетоні та сталі, що необхідно при розрахунку попередньо напружених конструкцій і при розрахунку мостових конструкцій.

З формул (10.7) та (10.8) випливає, що при розрахунку в першу чергу необхідно виявити фактичне значення ефективності роботи бетону за умов складного напруженого стану.

Фізико-механічні властивості матеріалів залежать не тільки від технологічних факторів, але й від умов експлуатації та особливостей їх сполучення для сумісної роботи.

У нормах жорстко регламентуються міцнісні властивості бетонів (класи), залежно від яких визначається призмова міцність і міцність на осьове розтягання, початковий модуль пружності. Ураховуються також міцнісні характеристики й для арматури відповідно до її класу.

Для сталі і бетону накопичений великий експериментальний матеріал, який дозволяє робити висновки про їх деформативні характеристики [85]. Установлено, що ці характеристики для того самого класу бетону або сталі не є постійними, а змінюються в значних межах. Із збільшенням напружень зменшується модуль деформацій бетону та зростає коефіцієнт поперечних деформацій. Те ж явище спостерігається й у сталі за межами пружних деформацій. Усе це, природно, необхідно враховувати під час розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій. Математичні вирази для визначення модулів, що змінюються залежно від напружень, деформацій і коефіцієнтів поперечних деформацій.

Відомо, що для бетону характерна нелінійність залежності між напруженнями та деформаціями на всіх рівнях напруженого стану. Опис напружено-деформованого стану тіл, матеріали яких деформуються нелінійно і нерівномірно, здійснюється в загальному випадку з великими математичними труднощами. Ця обставина ускладнюється, якщо сполучення матеріалів під навантаженням створює складний напружений стан.

Через нелінійність залежності  $\sigma - \varepsilon$  модуль деформацій бетону змінюється зі збільшенням навантаження внаслідок розвитку пластичних деформацій. Якби була відома залежність між рівнем напружень і модулем деформацій, можна було б побудувати досить точні формули для розрахунку залізобетонних конструкцій, що працюють за межами пружності.

Приймемо, що залежно від величини напружень модуль деформацій бетону визначається формулою (січний модуль)

$$E_b = \sigma_b / \varepsilon_{el} \quad (10.9)$$

Аналіз характеру зміни модуля деформацій залежно від напружень за численними дослідженнями над бетонами різних складів показав, що для бетонів на портландцементі зменшення  $E_b$  зі збільшенням навантаження не перевищує 25÷30%, причому залежно від  $\sigma_0$  напружень він змінюється лінійно. З огляду на це на основі статистичного оброблення експериментальних даних теоретичне значення  $E_b$  пропонується визначати за емпіричною формулою відповідно до напружень

$$E_b = E \left( 1 - \beta \left( \frac{\sigma_b}{R_b} - 0,2 \right) \right) \quad (10.10)$$

де  $E_0$  – початковий модуль пружності бетону;

$\beta$  – емпіричний коефіцієнт, який залежить від виду бетону. Для бетону на портландцементі  $\beta = 0,4$ .

Якщо врахувати, що січний модуль деформацій дорівнює тангенсові кута нахилу січної  $a$ , проведеної через початок координат і розглянуту точку на

діаграмі  $\sigma_b - \varepsilon_b$ , то, як показано в , рівнянню (10.1) відповідає крива  $\sigma_b - \varepsilon_{el}$ , у якій  $tg(\alpha)$  (модуль деформацій  $E_b$ ) змінюється пропорційно зі зростанням навантаження. Цій умові відповідає залежність між напруженнями та деформаціями бетону

$$\sigma_u = \frac{E_0(1+0,2\beta)\varepsilon_{el}}{1 + \frac{E_{0\beta}}{R_b} \varepsilon_{el}} \quad (10.11)$$

Проведене порівняння експериментальних і теоретичних значень модуля  $E_b$ , обчислених за формулою (10.10), показало задовільний збіг.

Експериментально встановлено, що в бетоні коефіцієнт поперечних деформацій значно змінюється зі збільшенням напружень. При цьому спостерігається значення  $\nu_b > 0,5$ , яке відповідає збільшенню об'єму тіла при стисненні й зв'язане з утворенням і розвитком поздовжніх мікротріщин. Залежно від виду бетону коефіцієнт  $\nu_b$  може досягти значення  $0,7 \div 0,8$  (до 1,0).

З огляду на те, що зміна модуля деформацій  $E_b$  та коефіцієнта  $\nu_b$  залежно від напружень викликана тими самими факторами, раціонально пов'язати ці два параметри емпіричною залежністю

$$\nu = \nu_{b,\max} \left( 1 - \left( 1 - \frac{\nu_{b,0}}{\nu_{b,\max}} \right) \frac{E_b}{E_0} \right) \quad (10.12)$$

де  $\nu_{b,0}$  – коефіцієнт поперечних деформацій бетону при малих напруженнях;

$\nu_{b,\max}$  – максимальне значення цього коефіцієнта.

Існують різні способи опису залежності  $\sigma_s - \varepsilon_s$  в пластичній стадії і для металу. Наприклад :

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \varepsilon_s, & \text{при } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st}; \\ \sigma_{st} + Y(\varepsilon_s - \varepsilon_{st}), & \text{при } \varepsilon_s > \varepsilon_{st}, \end{cases} \quad (10.13)$$

де  $\sigma_{st}$  – межа текучості сталі;

$\varepsilon_{st}$  – деформація, що відповідає  $\sigma_{st}$  ;

$E_s$  – модуль пружності сталі при малих напруженнях;

$Y$  – модуль зміцнення. У найпростішому випадку  $Y=0$  (діаграма Прандтля).

Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій змінюється з часом, що пояснюється впливом повзучості й усадки бетону. Очевидно, що з часом змінюється і модуль деформацій бетону  $E_b(t)$ . У даний час є різні способи визначення впливу віку на величину модуля деформацій бетону. Відома формула Н.Х. Арутюняна

$$E_b(t) = E_{b,\max} (1 - \beta^\alpha) \quad (10.14)$$

де  $E_{b,\max}$  – граничне значення модуля пружності при  $t = \infty$ ;

$\alpha; \beta$  – емпіричні параметри.

Як правило, з часом модуль пружності трохи підвищується. У ряді випадків, особливо для високоміцних бетонів, відзначене деяке зниження величини  $E_b(t)$  із часом.

Зміна модуля деформацій в умовах, коли до бетону прикладене довгостроково діюче навантаження, вивчена недостатньо. Відбувається інтенсивний перерозподіл напружень із бетону на арматуру, що дозволяє зробити висновок про істотне зменшення величини модуля деформацій. Для його визначення пропонується залежність

$$E_b(t) = \frac{E_b}{1 + k\varphi_t} \quad (10.15)$$

де  $\varphi_t$  – характеристика повзучості.

При цьому  $E_b(t)$  може бути отримане в припущенні, що модуль деформацій інтерпретується як

$$E_b(t) = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_b(t)} \quad (10.16)$$

Неважко показати, що при  $E_b(t) = \varepsilon_{bo} + \varepsilon_{b,pl}$ ;  $\sigma_b = E_b \varepsilon_b$ ;  $\varphi_t = \frac{\varepsilon_{b,pl}}{\varepsilon_b}$  одержимо

вираз:

$$E_b(t) = \frac{E_b}{1 + \varphi_t} \quad (10.17)$$

Змінний коефіцієнт  $\nu_b(t)$  можна прийняти у вигляді:

$$\nu_b(t) = \nu_{b,\max} - \frac{\nu_{b,\max} - \nu_b}{1 + \varphi_t} \quad (10.18)$$

де  $\nu_b$ ;  $\nu_{b,\max}$  – початкове та граничне значення коефіцієнта поперечних деформацій.

У такий спосіб можна визначати модулі деформацій і коефіцієнти поперечних деформацій бетону залежно від величини й тривалості дії навантаження.

С.Е. Фрейфельд запропонував для лінійної постановки задач тимчасовий модуль деформацій

$$E_b(t, t_0) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t, t_0)} \quad (10.19)$$

де  $\sigma(t)$  – напруження, які діють у момент спостереження  $t$ ;

$\varepsilon(t, t_0)$  – відносні деформації до моменту спостереження  $t$ .

У даний час частіше використовується вираз "модуль тривалої деформації". Інтегральний модуль деформацій, що відбиває властивості старіння і спадковості, дозволяє розв'язувати задачі при неоднорідному напруженому стані.

В області дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних конструкцій залишилося чимало невивчених питань, без яких неможливі надійні розрахунки та проектування. При цьому необхідно як визначення напружень в елементах під дією нормативних навантажень, так і обчислення деформацій.

Нині діючими нормами з розрахунку залізобетонних конструкцій передбачений розрахунок на витривалість, який вимагає визначення напружень у перерізах під дією нормативних навантажень. Його потрібно робити при проектуванні залізобетонних мостів. З огляду на те, що питання про визначення напружень у бетоні й арматурі зовсім не вивчене, а застосування сталезалізобетону в мостобудуванні є дуже перспективним, питання про дослідження напружень в експлуатаційній стадії є актуальним.

Характеризуючи граничні стани елементів, на підставі експериментів ми виходимо з того, що при великих навантаженнях арматура деформується пружно, а в бетоні відбуваються пластичні деформації. Зі зростанням навантаження в ньому утворюються мікротріщини, збільшується боковий тиск між бетоном та побічною арматурою. При подальшому збільшенні навантаження поздовжні напруження в арматурі досягають межі плинності, у бетонному ядрі продовжується утворення тріщин у площинах, паралельних площині діючого зусилля. І в такому стані елемент здатний сприймати наростаюче навантаження, хоча при цьому і спостерігаються досить значні деформації. Центральний стиснутий трубобетонний елемент не вдається зруйнувати в повному розумінні цього слова, за винятком зразків із дуже тонких труб і високоміцних матеріалів, коли при досить великих поздовжніх деформаціях з'являються поздовжні тріщини в оболонці або відбувається крихке руйнування зразка.

Питання про граничні стани за міцністю сталезалізобетонних елементів докладно досліджене. Розглядається чотири можливих граничних стани з міцності:

1) несуча здатність стрижня характеризується поздовжньою силою  $N_1$ , що відповідає наперед заданій величині поздовжньої деформації;

2) несуча здатність характеризується поздовжньою силою  $N_2$ , під дією якої величина поздовжньої деформації в оболонці досягне значення, що відповідає величині деформації при досягненні межі текучості матеріалу при одноосьовому напруженому стані;

3) несуча здатність характеризується поздовжньою силою  $N_3$ , що відповідає досягненню межі текучості оболонки в поперечному напрямку;

4) несуча здатність характеризується поздовжньою силою  $N_4$ , що відповідає найбільшій поздовжній силі, котру здатний витримати зразок.

У [26] справедливо зазначається, що сили  $N_3$  і  $N_4$  мало відрізняються одна від одної. З розглянутих чотирьох варіантів граничного стану елемента за міцністю рекомендується другий, тому що перший варіант не виключає неповне використання несучої здатності стрижня, а третій та четвертий ігнорують великі незворотні деформації.

Необхідно відзначити, що за граничний стан за міцністю приймається досягнення поздовжніми деформаціями якоїсь наперед заданої величини не тільки в трубобетоні. Такий підхід зустрічається і при розрахунку металевих і залізобетонних конструкцій. У залізобетоні доцільність застосування такого граничного стану пояснюється великою розмаїтістю використовуваних бетонів та розходженням їх міцнісних і деформативних характеристик.

Узагальнивши різні експериментальні дослідження, О.Я. Берг, А.А. Генієв й інші прийшли до висновку, що додаток до стиснутого бетонного елемента бічного тиску принципово змінює процес деформування матеріалу та характер розвитку тріщиноутворення. За умов усебічного стиснення відбувається не тільки стримування виникнення мікротріщин, але і при відповідних співвідношеннях компонентів напружень можливе їх закриття, у результаті чого опір матеріалу збільшується порівняно з міцністю при одноосьовому стиску. Одночасно збільшується й гранична деформативність бетону. Установлено, що навіть відносно невелика величина бічного тиску істотно збільшує міцність зразка в подовжньому напрямку.

## **СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ**

1. ДБН В. 1.2-2:2006. Навантаження і впливи. – К.: Мінбуд України, 2006



2. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель. - К.: Мінбуд України, 2006
3. ДБН В.1.1.-7-2002 Пожарная безопасность в строительстве. - К.: Мінбуд України, 2002.
4. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти будівель та споруд. - К.: Мінбуд України, 2009
5. ДБН В.2.2-15-2005 Житлові будинки. - К.: Мінбуд України, 2005
6. СНиП 2.03.01–85 Бетонные и железобетонные конструкции.: Мінбуд України, 2002
7. ДБН 390-92\*\*. Планировка и застройка городских и сельских поселений. : Мінбуд України, 2002
8. СНиП II.02.07.–87 Инженерные изыскания для строительства. Основные положения. – М.: Стройиздат, 1987.
9. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.
10. Основания, фундаменти и подземные сооружения: Справочник проектировщика. / Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.
11. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменти. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.
12. Берлинов М. В., Ягунов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 1986. – 145с.
13. Маклакова Т.Г. Архитектура гражданских и промышленных зданий. – М.: Стройиздат, 1981
14. *Верюжский Ю. В., Колчунов В.И.* Методы механики железобетона. Учебное пособие. – К.: Книжкове вид – во НАУ, 2005. – 653 с.