



Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій  
(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

20\_\_ р.

**ЗАВДАННЯ  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр  
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва спеціальності)

студенту Мариновському Віталію Михайловичу  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект тренувальної бази в Луцьку з дослідженням монолітних пустотних плит перекриття

Керівник роботи Крамар Галина Михайлівна, к.т.н., доц.  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом ректора від «\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ року № \_\_\_\_\_

2. Термін подання студентом завершеної роботи \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до роботи \_\_\_\_\_

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

1. Архітектурний розділ. 2. Розрахунково-конструктивний розділ. 3. Науково-дослідна частина. 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)  
8-10 листів формату А1



## ЗМІСТ

ВСТУП .....	5
РОЗДІЛ 1. Архітектурно-будівельний .....	8
1.1 ХАРАКТЕРИСТИКА РАЙОНУ БУДІВНИЦТВА ТА БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА .....	8
1.2 ГЕНЕРАЛЬНИЙ ПЛАН .....	9
1.3 ОБ'ЄМНО-ПЛАНУВАЛЬНЕ І КОНСТРУКТИВНЕ РІШЕННЯ.....	10
1.4 ЗОВНІШНЯ І ВНУТРІШНЯ ОБРОБКА .....	12
1.5 ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК СТІНОВОГО ОГОРОДЖЕННЯ .....	13
1.6 ТЕПЛОТЕХНІЧНИЙ РОЗРАХУНОК ПОКРИТТЯ .....	14
РОЗДІЛ 2. Розрахунково-конструктивний .....	15
2.1. РОЗРАХУНОК ПЛИТ ПОКРИТТЯ.....	15
2.2 ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	27
2.2.1 ОЦІНКА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВ .....	27
2.2.3 ОБҐРУНТУВАННЯ МОЖЛИВИХ ВАРІАНТІВ ФУНДАМЕНТУ І ЇХ АНАЛІЗ, ВИБІР НАЙБІЛЬШ ОПТИМАЛЬНОГО РІШЕННЯ.....	27
2.2.4 РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ ПІД ЗОВНІШНЮ СТІНУ .....	28
2.2.4.1 ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ ПІД ЗОВНІШНЮ СТІНУ .....	28
2.2.4.2 РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ .....	29
2.2.5 РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ ПІД КОЛОНУ .....	33
2.2.5.1 ЗБІР НАВАНТАЖЕНЬ ПІД КОЛОНУ .....	33
2.2.5.2 РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ .....	34
РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний .....	37
3.1 ЗАГАЛЬНІ ТЕОРЕТИЧНІ ВІДОМОСТІ.....	37
3.2 ОСНОВНІ СИСТЕМИ ПОЛЕГШЕННЯ МОНОЛІТНИХ ПЕРЕКРИТТІВ .....	39
3.2.1 СИСТЕМА U-BOOT ВЕТОН.....	40
3.2.2. СИСТЕМА СОВІАХ.....	41
3.2.3. BUBBLEDECK.....	41

3.3	МОДЕЛЮВАННЯ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ В РОЗРАХУНКОВОМУ КОМПЛЕКСІ ЛІРА-САІР 2013 .....	42
3.4	РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ .....	43
	РОЗДІЛ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.....	44
4.1	ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ .....	44
4.2	ВИМОГИ БЕЗПЕКИ ЩОДО ОБЛАШТУВАННЯ І УТРИМАННЯ ВИРОБНИЧИХ ТЕРИТОРІЙ, ДІЛЯНОК РОБІТ І РОБОЧИХ МІСЦЬ .....	45
4.3	ВИМОГИ БЕЗПЕКИ ПРИ СКЛАДУВАННІ МАТЕРІАЛІВ І КОНСТРУКЦІЙ .....	47
4.4	ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ЕЛЕКТРОБЕЗПЕКИ.....	48
4.5	ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ ПОЖЕЖНОЇ БЕЗПЕКИ .....	48
4.6	ВИМОГИ БЕЗПЕКИ ПРИ ЕКСПЛУАТАЦІЇ МОБІЛЬНИХ МАШИН І ТРАНСПОРТНИХ ЗАСОБІВ.....	49
4.7	ТРАНСПОРТНІ ТА ВАНТАЖНО-РОЗВАНТАЖУВАЛЬНІ РОБОТИ.....	50
4.8	ВИМОГИ БЕЗПЕКИ ДО ПРОЦЕСІВ ВИРОБНИЦТВА ВАНТАЖНО-РОЗВАНТАЖУВАЛЬНИХ РОБІТ .....	50
4.9	ВИМОГИ БЕЗПЕКИ ДО ТЕХНОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ І МІСЦЬ ПРОВЕДЕННЯ ЗВАРЮВАЛЬНИХ І ГАЗОПОЛУМЕНЕВИХ РОБІТ .....	53
4.10	МЕЖІ НЕБЕЗПЕЧНИХ ЗОН ЗА ДІЄЮ НЕБЕЗПЕЧНИХ ФАКТОРІВ .....	54
4.11	ПОЖЕЖНА ПРОФІЛАКТИКА .....	55
4.11.1.	ІНСТРУКЦІЯ З ПРОТИПОЖЕЖНОЇ БЕЗПЕКИ.....	55
4.12	БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ .....	59
	ВИСНОВКИ.....	64
	СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	66

## ВСТУП

Основним призначенням проектування є створення необхідного для існування людини життєвого середовища, характер і комфортабельність якого визначалися рівнем розвитку суспільства, його культурою, досягненнями науки і техніки.

У сучасному розумінні проектування - це мистецтво розробляти і будувати будівлі, споруди та їх комплекси. Вона організовує всі життєві процеси. За своїм емоційним впливом архітектура - одне з найзначніших і стародавніх мистецтв. Крім раціонального планування приміщень, відповідним тим або іншим функціональним процесам, зручність всіх будівель забезпечується правильним розподілом сходів, ліфтів, розміщенням обладнання та інженерних пристроїв (санітарні прилади, опалення, вентиляція).

**Актуальність теми.** Скорочення витрат здійснюється раціональними об'ємно-планувальними рішеннями будівель, правильним вибором будівельних і оздоблювальних матеріалів, удосконаленням методів будівництва. Головним економічним резервом в містобудуванні є підвищення ефективності використання землі.

У кваліфікаційній роботі значна увага приділяється вирішенню економіко-технологічній проблемі будівництва сучасної будівлі, яка одночасно б відповідало і вимогам з теплозахисту і сейсмостійкості за умови застосування доступних місцевих матеріалів.

Залізобетон - один з основних матеріалів, служать для зведення несучих каркасів будівель і споруд. Залізобетонні конструкції мають безліч важливих переваг перед іншими будівельними матеріалами, серед яких можна відзначити:

- довговічність залізобетонних конструкцій; [1]

- висока стійкість і опірність динамічним навантаженням; [2]
- малі експлуатаційні витрати на утримання будівель і споруд; [2]
- наявність місцевих матеріалів на території майже всієї країни, а відповідно і повсюдна доступність залізобетону.

Одним з найважливіших недоліків залізобетонних конструкцій є їх висока власна вага.[1]

**Мета роботи** – Розробка проекту тренувальної бази в Луцьку з дослідженням монолітних пустотних плит перекриття.

**Об'єктом дослідження** є деформативність монолітних багатопустотних плит перекриття.

**Предметом дослідження** є зниження вартості монолітних багатопустотних плит.

**Доцільність проведення досліджень** зумовлена тим, що отримані результати дадуть можливість знизити вартість будівництва громадських будівель.

**Завдання роботи:**

- розробити основні об'ємно-планувальні, архітектурно-конструктивні рішення тренувальної бази;
- визначити інженерно-геологічні умови будівництва, визначити тип та розрахувати фундаменти відповідно до виявлених інженерно-геологічних умов;
- виконати розрахунок основних несучих конструкцій;
- провести аналіз роботи досліджуваних будівельних конструкцій;
- проаналізувати існуючі методики полегшення перекриттів, а також різних технологій їх зведення;
- виконати порівняння деформативності монолітних багатопустотних плит перекриття;

- розробити заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

**Методи досліджень.** При вирішенні поставлених завдань застосовуються методи чисельного моделювання, в тому числі моделювання методом скінченних елементів.

**Наукова новизна.** Вдосконалена методика моделювання полегшених плит перекриттів із застосуванням найбільш поширених скінченно-елементних комплексів, наведено алгоритм для вирішення подібних завдань. Сформульовано загальні рекомендації по конструюванню багатопустотних плит незалежно від виду і форм застосовуваних пустотоутворювачів.

**Практичні результати** роботи можуть використовуватися проектними організаціями при виконанні розрахунків багатопустотних монолітних плит, визначення їх несучої здатності. Результати порівняльного аналізу можуть застосовуватися для оцінки ефективності проектних рішень. Наведена в роботі методика моделювання може використовуватися в навчальному процесі при підготовці студентів за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія».

**Апробація результатів** магістерської роботи виконана на ІХ Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 25-26 листопада 2020 року.).

**Публікація результатів магістерської роботи** здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виробів, матеріалів і конструкцій.

**Ключові слова:** плита, моноліт, пустотна.



# РОЗДІЛ 1.

## Архітектурно-будівельний

### 1.1 Характеристика району будівництва та будівельного майданчика

Згідно з нормами [7] м. Луцьк знаходиться в кліматичному районі ІВ, в сухій зоні. Клімат м. Луцьк, за даними багаторічних метеорологічних спостережень, різко-континентальний, характеризується коротким жарким літом, тривалою холодною зимою, зі значними сезонними і добовими коливаннями температури повітря. Протягом року переважають вітри південно-західного напрямку.

Луцьк знаходиться в ІІІ кліматичній зоні, третій вітрової район ( $\omega_0 = 0,38 \text{ кН/м}^2$ ), за вагою снігового покриву відноситься до 3 зони ( $S_0 = 1,0 \text{ кН/м}^2$ ), середня місячна температура: в січні -  $20^\circ \text{C}$ , в липні +  $20^\circ \text{C}$ .

Відповідно до норм [2], район будівництва характеризується наступними природно-кліматичними умовами:

- середня температура найбільш холодного періоду -  $17^\circ \text{C}$ ;
- середня температура найбільш холодних діб -  $24^\circ \text{C}$ ;
- середня температура найбільш холодної п'ятиденки -  $21^\circ \text{C}$ ;
- абсолютно мінімальна температура -  $27^\circ \text{C}$ ;
- середня швидкість вітру в січні 5 м/с;
- швидкісний тиск вітру 0,38(38) кПа (кгс/м<sup>2</sup>);
- вага снігового покриву 1,0 (100)кПа (кгс/м<sup>2</sup>);
- висота снігового покриву 25 см;
- кількість опадів в рік 362 мм;
- нормативна глибина промерзання 1 м.

Згідно норм [9], сейсмічність району будівництва становить 7 балів з 10% ступенем сейсмічної небезпеки.

Рельєф будівельного майданчика рівний, коливання відносних оцінок незначні. Абсолютна відмітка рельєфу площадки становить 245.00 м.

На майданчику відсутні поверхневі води. Ґрунтові води є на глибині 2 м від поверхні землі. По відношенню до бетонів на будь-яких марках цементу води не агресивні.

Майданчик для будівництва тренувальної бази розташовується в районі Молодіжний міста Луцьк.

За даними інженерно-технічних досліджень, майданчик представлений гравелистими ґрунтами з піщаним заповнювачем, перекритими пилюватими пісками і рослинним шаром. Глибина промерзання ґрунтів – 1.3 м.

До місцевих будівельних матеріалів належать: гравій, пісок, щебінь, цегла, всі розчини.

Недоліком є стислість майданчиків, що не дозволяє оптимально розмістити на ньому механізми і матеріали, необхідні для проведення робіт.

## 1.2 Генеральний план

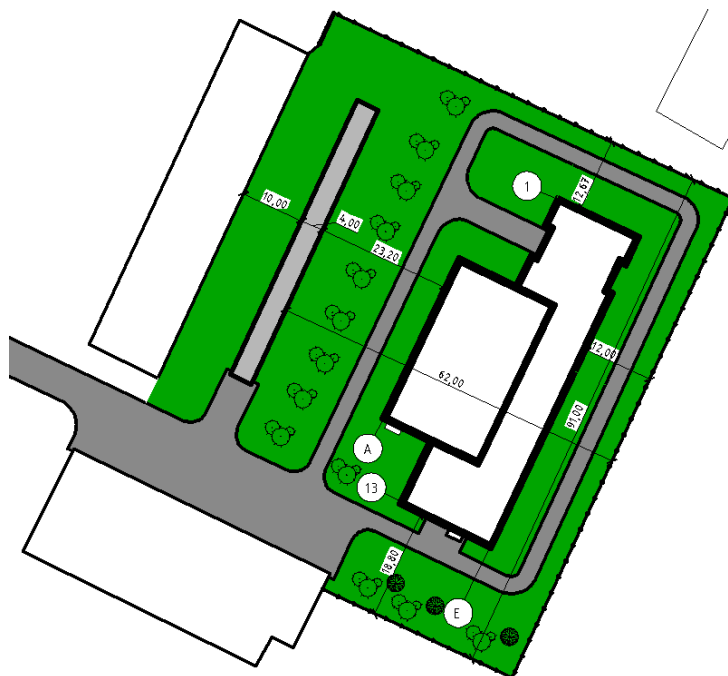


Рисунок 1.1 Генеральний план забудови

Ділянка розташована в районі Молодіжний міста Луцьк. Ділянка під забудову має площу 7017 м<sup>2</sup>.

Будівля розташована під кутом 45<sup>0</sup> до панівних вітрів. Розрив з існуючими будівлями - відповідно до протипожежних і санітарних норм. Будівля розташована таким чином, щоб центральні входи знаходились з боку вулиці.

Прийнята в проекті схема благоустрою та озеленення ділянки забезпечує сприятливі умови функціонування. Майданчик, розташований перед центральним входом, в будівлі має покриття з асфальтобетонної підготовки.

На території також передбачені елементи озеленення: посів трав, чагарників, дерев, з боку головної вулиці - квітники, у дворі - каркас для і квітів.

### **1.3 Об'ємно-планувальне і конструктивне рішення**

Будівля тренувальної бази одноповерхова з підвалом, різновисока, з виступаючим об'ємом спортивного залу. Тренувальна база призначена для навчально-тренувальних занять зі спортивних ігор (бадмінтон, баскетбол, волейбол), є зал індивідуальної силової підготовки і склад приміщень для стрілецького спорту (тир). Одноразова максимальна пропускна здатність спортивного комплексу - 24 людини в зміну.

Розташування приміщень забезпечує рух тих, що займаються, в наступній послідовності: вестибюль з гардеробом верхнього одягу, роздягальні (чоловічі та жіночі з душовими і санвузлами) і спортзалом.

У будівлі передбачено другий вихід.

Зважаючи на те, що проектувана будівля розташована в зоні з сейсмічністю 7 балів, при її проектуванні і зведенні передбачається ряд антисейсмічних заходів згідно норм [3].

У з'єднаннях стін у кладку вкладаються арматурні сітки перерізом поздовжньої арматури загальною площею не менше 1 см<sup>2</sup>, довжиною 1.5 м через 700 мм по висоті.

**Фундаменти.** Стрічкові - найменш трудомісткі, при цьому найбільш простий і економічний вид фундаменту.

**Зовнішні стіни.** Зовнішні стіни будівлі запроектовані з глиняної цегли М-100 з утеплювачем "ISOVER" із облицюванням плитами "КраспанКолор"

**Перегородки** влаштовуються цегляні, гіпсові :

а) цегляні і шлакоблокові перегородки ставлять в цегляних і кам'яних будинках на міцній основі. Цеглу застосовують червону, силікатну. Товщина цегляних перегородок - 1/2 цегли. Для додання жорсткості таким перегородок через кожні 5-6 рядів кладки закладають два прутка арматурного дроту товщиною 3-4 мм;

б) ГВЛ, в санвузлі.

**Перекрыття проектуються:**

а) збірними залізобетонними з плит ПК-60-15-8, що укладаються на збірний залізобетонний ригель;

б) монолітними залізобетонними.

**Покрівля.** Рулонна.

**Відмостка** - бетонне покриття товщиною 15 см. По щебеневій основі товщиною 10 см; шириною 1.0 м.

**Вікна** - з подвійним склінням. Матеріал вікон - деревина хвойних порід II сорту. Дерев'яні конструкції вікон екологічно безпечні, однак чутливі до зміни вологості повітря і схильні до гниття, в зв'язку з чим їх необхідно періодично фарбувати.

**Двері.** Внутрішні і зовнішні двері глухі. Виготовлені з деревини хвойних порід II сорту. Дверні полотна і косяки, що встановлюються в приміщеннях з підвищеною вологістю, обробляються антисептиком для

запобігання загнивання деревини. Зовнішні двері посилені. Для зовнішніх дерев'яних дверей коробки влаштовують з порогами. Дверні полотна навішують на петлях (навісах), що дозволяють знімати відкриті навстіж дверні полотна з петель - для ремонту або заміни полотна дверей.

**Підлога** - дощата, по ґрунту з монолітного бетону класу В15 (М100), армовані сіткою арматури класу А400с. Покриття підлоги прийнято з лінолеуму на теплоізоляційній основі по дощатій підлозі.

**Опалення** та гаряче водопостачання запроектовано з магістральних теплових мереж. Приладами опалення служать радіатори.

**Водопостачання.** Холодне водопостачання запроектовано від внутрішньоквартального колектора водопостачання з двома вводами.

**Каналізація** фекальна і дощова, виконана самопливна внутрішньодворова з врізкою в колодязі внутрішньоквартальної каналізації.

**Енергопостачання** виконується від міської підстанції.

#### **1.4 Зовнішня і внутрішня обробка**

Металеві елементи фасадів - поручні і огорожі, фарбуються в білий колір.

Сходинок входу і покриття ганку - мозаїчне.

Цоколь і бічні стінки ганку облицьовуються керамічною плиткою розміром 400х400 мм.

Віконні рами зовні і зсередини фарбуються фарбою в білий колір.

При внутрішній обробці цегляні стіни і перегородки штукатуряться, під покраску вапняними складами, шви панелей на стелях розшиваються цементним розчином. Внутрішні двері пофарбовані фарбою в синій колір.

Стіни приміщень і коридорів обклеюються шпалерами без бордюрів з відступом від стелі на 7–10 см.

Підлоги в приміщеннях і коридорі дощаті по лагам, і з лінолеуму, в санвузлах - керамічна плитка.

### 1.5 Теплотехнічний розрахунок стінового огороження

Визначаємо значення градусодоби опалювального періоду

$ГСОП = (t_e - t_{омпер}) \times z_{омпер}$  ;де  $t_e = 20^\circ\text{C}$  – температура внутрішнього повітря в приміщенні;

$t_{омпер} = 9.5^\circ\text{C}$  – середня температура опалювального періоду;

$z_{омпер} = 226$  діб – тривалість опалювального періоду;

$ГСОП = (20 + 9.5) \times 226 = 6667^\circ\text{C} \times \text{добу}$ . Знаходимо значення приведенного опору теплопередачі огороджувальних конструкцій:  $R_{опр} = 3.3 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$

Таблиця 1.1 Шари зовнішньої стіни

Найменування матеріалу	$\gamma_0, \text{кг}/\text{м}^3$	$\lambda, \text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$	$\delta, \text{м}$	$\delta/\lambda, \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C}/\text{Вт}$
1. Плита “КраспанКолор”		0.30	0.008	0.027
2. Утеплювач “ISOVER”	13	0.036	0.12	3.33
3. Цегляна кладка зі звичайної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині	1800	0.7	0.38	0.543
4. Розчин цементно-піщаний	1800	0.76	0.02	0.026

Визначаємо опір теплопередачі зовнішньої стіни:

$$R_0 = 1/\alpha_e + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + \delta_4/\lambda_4 + 1/\alpha_n;$$

де  $\alpha_e = 8.7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^\circ\text{C})$  – коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огороджувальної конструкції.

## 1.6 Теплотехнічний розрахунок покриття

Визначаємо значення градусодоби опалювального періоду  $ГСОП = 6341.4^{\circ}\text{C} \times$   
діб.

Знаходимо значення приведенного опору теплопередачі огорожувальних  
конструкцій:  $R_{опр} = 4.75 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$

Таблиця 1.2 Шари покриття

Найменування матеріалу	$\gamma_0, \text{кг}/\text{м}^3$	$\lambda, \text{Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$	$\delta, \text{м}$	$\delta / \lambda, \text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$
1.Листи гіпсові обшивальні	800	0.19	0.008	0.027
2. Сосна поперек волокон	500	0.14	0.12	3.33
3. Плити напівтверді мінераловатні з базальту	80		0.38	0.543
4.Розчин цементно-піщаний	1600	0.76	0.02	0.026

Визначаємо опір теплопередачі горищного перекриття:

$$R_0 = 1/\alpha_e + \delta_1/\lambda_1 + \delta_2/\lambda_2 + \delta_3/\lambda_3 + \delta_4/\lambda_4 + 1/\alpha_n;$$

де  $\alpha_e = 8.7 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$  – коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції;

$\alpha_n = 23 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C})$  – коефіцієнт теплопередачі зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції.

$$R_0 = 0.115 + 0.053 + 0.286 + 4.59 + 0.029 + 0.0435 = 5.01 \text{ (м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт)}$$

$$R_0 = 5.01 \text{ (м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт}) > R_{опр.} = 4.75 \text{ (м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C}/\text{Вт)}$$

## РОЗДІЛ 2.

### Розрахунково-конструктивний

#### 2.1. Розрахунок плит покриття

##### Збір навантажень на покриття

Таблиця 2.1 Навантаження на покриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коеф. надійн. по нав, $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Постійне: цементно-піщана стяжка $\delta=0,05$ м, $\gamma=1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,9	1,3	1,17
Утеплювач (ISOVER марки КТ-11) $\delta=0,20$ м, $\gamma=13$ кг/м <sup>3</sup>	0,026	1,3	0,034
пароізоляція (1 шар руберойду) $\delta=0,005$ м, $\gamma=600$ кг/м <sup>3</sup>	0,03	1,3	0,039
Залізобетонна збірна плита	3	1,1	3,3
Всього :	3,956		4,543
тимчасове навантаження від горищного приміщення - табл.3 [6]	0,7	1,3	0,91
Всього	4,656		5,453

Розрахункове навантаження на 1 м при ширині плити 1,5 м з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі  $\gamma_n=0,95$  (с. 42 [7]):

постійне  $q=4,543 \times 1,5 \times 0,95=6,474$  кН/м - див. табл. 2.1

повне  $q+v=5,453 \times 1,5 \times 0,95=7,770$  кН/м - див. табл. 2.1

тимчасове  $v=0,91 \times 1,5 \times 0,95=1,297$  кН/м - див. табл. 2.1

Нормативне навантаження на 1 м:

постійне  $q=3,956 \times 1,5 \times 0,95=5,637$ - кН/м див. табл. 2.1



повне  $q+v=4,656 \times 1,5 \times 0,95=6,635$ - кН/м див. табл. 2.1.

Так як проектувана будівля має горищний дах, то впливу снігових навантажень на покриття не буде.

Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень:

Для встановлення розрахункового прольоту плити попередньо задаємося розмірами перетину ригеля

$$h=(1/12) \times \ell=(1/12) \times 300=25 \text{ см, } b=20 \text{ см.}$$

При спиранні на стіну зверху розрахунковий проліт:

$$\ell_0=\ell - b/2=6 - 0,2/2=5,9 \text{ м.}$$

Від розрахункового навантаження  $M=(q+v) \times \ell_0^2/8=7,770 \times 5,9^2/8=33,81$  кНм.

$$Q=(q+v) \times \ell_0/2=7,770 \times 5,9/2=22,92 \text{ кН.}$$

Від нормативного навантаження

$$M=(q+v) \times \ell_0^2/8=6,635 \times 5,9^2/8=28,87 \text{ кНм.}$$

$$Q=(q+v) \times \ell_0/2=6,635 \times 5,9/2= 19,57 \text{ кН.}$$

Висота перерізу багатопустотних (7 круглих пустот діаметром 15,9см) попередньо напруженої плити  $h=22$  см;

$$\text{робоча висота перерізу } h_0=h - a=22 - 3=19 \text{ см.}$$

Розміри: товщина верхньої і нижньої полиць  $(22 - 15,9) \times 0,5=3,05$  см.

Ширина ребр: середніх - 3,6 см; крайніх - 6,55 см.

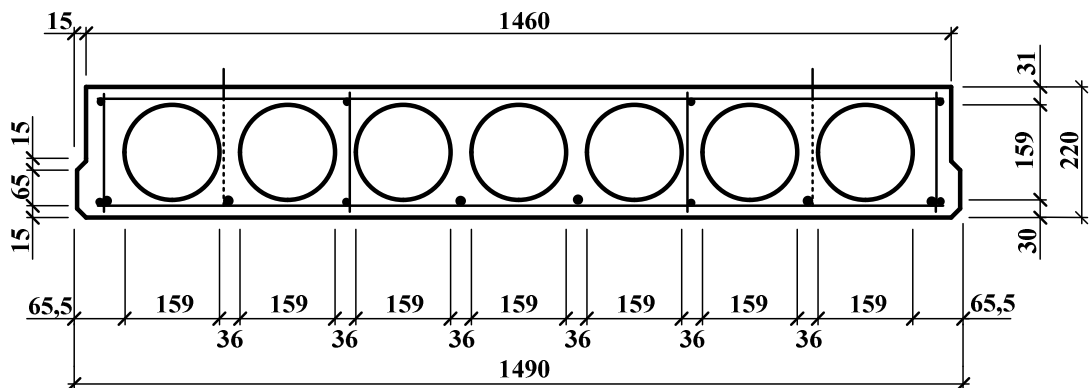


Рис. 2.1. Переріз багатопустотних плити.

У розрахунках за граничними станами першої групи розрахункова товщина стислої полицки таврового перетину  $h_f' = 3,1$  см;

Відношення  $e = h_f'/h = 3,1/22 = 0,14 > 0,1$ , при цьому в розрахунок вводиться вся ширина полки  $b_f' = 146$  см. Розрахункова ширина ребра  $b = 146 - 7 \times 15,9 = 34,7$  см.

Багатопустотну попередньо напружену плиту армуємо стрижневою арматурою класу А-400с з механічним натягом на упори.

До тріщиностійкості плити пред'являють вимоги 3-й категорії.

Бетон важкий класу В20:

$R_{bn} = 15$  МПа – нормативний опір бетону осьовому стиску - табл.12 /18/.

$R_{b,ser} = 15$  МПа – розрахунковий опір бетону стиску для II гр. гран. стану – табл.12 /18/.

$R_b = 11,5$  МПа – розрахунковий опір бетону стиску для I гр. гран. стану – табл.13 /18/.

$R_{bt} = 0,9$  МПа – розрахунковий опір бетону розтягуванню для I гр. гран. стану – табл.13 /18/.

$R_{btn} = 1,4$  МПа – нормативний опір бетону розтягуванню – табл.12 /18/.

$R_{bt,ser} = 1,4$  МПа – розрахунковий опір бетону розтягуванню для II гр. гран. стану – табл.12 /18/.

$E_b = 27000$  МПа – модуль пружності бетону – табл.18 /18/.

$\gamma_{b2} = 0,9$  – коефіцієнт умов роботи бетону – табл.15 /18/.

Передавальна міцність бетону  $R_{bp}$  встановлюється так, щоб при стисненні відношення напруг  $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$ .

Арматура класу А-400с:

$R_{sn} = 540$  МПа – нормативний опір розтягуванню – табл.19<sup>x</sup> /18/.

$R_{s,ser} = 540$  МПа – розрахунковий опір розтягуванню для II гр. гран. стану – табл.19<sup>x</sup> /18/.

$R_s=450$  МПа – розрахунковий опір арматури розтягуванню для I гр. гран. стану. – табл.22<sup>x</sup>/18/.

$E_s=180000$  МПа – модуль пружності арматури – табл.29<sup>x</sup>/18/.

Попереднє напруження арматури приймаємо рівним  $\sigma_{sp}=0,7 \times R_{sn}=0,7 \times 540=378$  МПа

Перевіряємо виконання умови (1) /18/:  $\sigma_{sp}+p \leq R_{s,ser}$ , де при механічному способі натягу арматури  $p=0,05 \times \sigma_{sp}=0,05 \times 378=18,9$  МПа

$$378+18,9 \leq 540$$

$$396,9 \leq 540, \text{ умова виконується}$$

Обчислюємо граничне відхилення попереднього напруження по формулі (7) /18/:

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 * \frac{p}{\sigma_{sp}} * \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0,5 * \frac{18,9}{378} * \left(1 + \frac{1}{\sqrt{6}}\right) = 0,0352$$

де  $n_p$  – число напружених стержнів плити

Коефіцієнт точності натягу при сприятливому впливі попереднього напруження знаходимо за формулою (6) /18/:

$$\gamma_{sp}=1 - \Delta\gamma_{sp}=1 - 0,0352=0,9648.$$

При перевірці по утворенню тріщин в верхній зоні плити при стисненні приймають:

$$\gamma_{sp}=1+\Delta\gamma_{sp}=1+0,0352=1,0352.$$

Попереднє напруження з урахуванням точності натягу:

$$\sigma_{sp}=0,9648 \times 378=364,69 \text{ МПа.}$$

**Розрахунок міцності плити по перерізу, нормальному до поздовжньої осі**

Періз тавровий з полицею в стиснутій зоні.  $M=33,81$  кНм

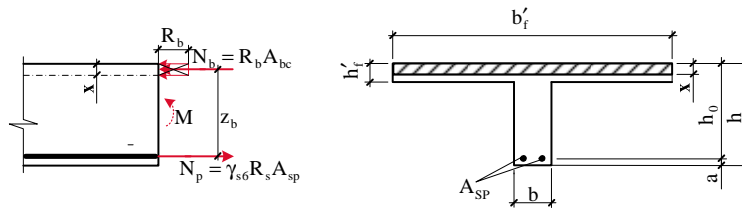


Рис. 2.2. Схема зусиль при розрахунку міцності за нормальним перерізом.

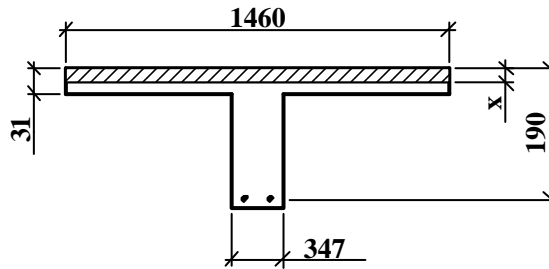


Рис. 2.3. Поперечний переріз багатопустотних плит.

З формули (3.14) /17/ знаходимо:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b x b'_f x h_0^2} = \frac{3381000}{0,9 \times 11,5 \times 46 \times 19^2 \times 100} = 0,062.$$

За табл. 3.1 /17/ знаходимо за допомогою інтерполяції:  $\xi=0,065$ ;  $\zeta=0,967$   
 $x=\xi h_0=0,065 \times 19=1,235$  см < 3 см – нейтральна вісь проходить в межах стиснутої полиці.

Характеристику стиснутої зони визначаємо за формулою (26) /18/:

$$\omega = \alpha - 0,008 x R_b = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 11,5 = 0,767.$$

де  $\alpha=0,85$  – коефіцієнт, який приймається для важкого бетону

Обчислюємо граничну висоту стиснутої зони за формулою (25) /18/:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left( 1 - \frac{\omega}{1,1} \right)},$$

Де  $\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp} = 450 - 364,69 = 86,31$  МПа;

$\sigma_{sc,u} = 500$  МПа.

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} * \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{86,31}{500} * \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,729.$$

Коефіцієнт умов роботи, що враховує опір напруженої арматури вище умовної межі текучості приймаємо для арматури класу А-400с рівний 1 – табл.26<sup>х</sup> /18/.

Обчислюємо площу перерізу розтягнутої арматури по формулі (3.15) /17/:

$$A_{sp} = \frac{M}{R_s * \zeta * h_0} = \frac{3381000}{450 * 0,967 * 19 * 100} = 4,09 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 6 стрижнів  $\varnothing 10$  мм А-400с с  $A_{sp}=4,71 \text{ см}^2$ .

### Розрахунок міцності плити по перерізу, похилому до поздовжньої осі

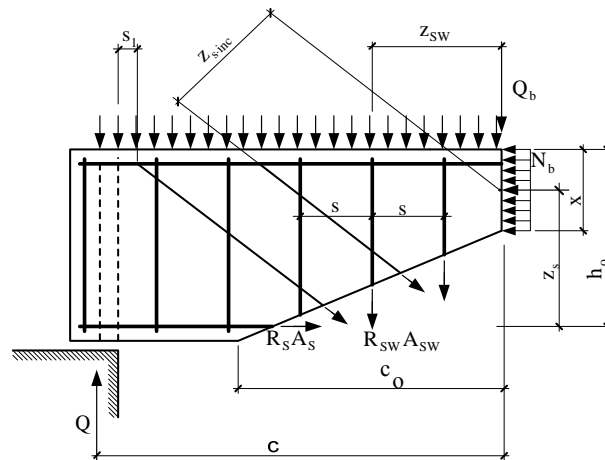


Рис. 2.4. Розрахункова схема зусиль у похилому перерізі.

$$Q=22,92 \text{ кН.}$$

Вплив зусилля обтиску  $P=97,32 \text{ кН}$  (див. розрахунок попередніх напружень арматури плити):

$\varphi_n = 0,1 \times N / R_{bt} \times b \times h = 0,1 \times 97320 / 0,9 \times 34,7 \times 19 \times (100) = 0,16 < 0,5$  – формула (3.49) /17/.

Перевіряємо, чи поперечна арматура за розрахунком.

Умова (3.71) /17/:

$$Q_{\max} \leq 2,5 \times R_{bt} \times b \times h \Rightarrow 920 \times 10^3 \leq 2,5 \times 0,9 \times 0,9 \times 34,7 \times 19 \times (100);$$

$$22,92 \times 10^3 \leq 133,51 \times 10^3 \text{ – виконується.}$$

При  $q_1 = q + v/2 = 6,474 + 1,297/2 = 7,123$  кН/м = 71,23 Н/см і оскільки за формулою (3.73) /17/:

$$q_1 \leq 0,16 \times \varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b,$$

де  $\varphi_{b4} = 1,5$  – для важкого бетону по табл. 3.2 /17/,

$$0,16 \times 1,5 \times (1 + 0,03) \times 0,9 \times 0,9 \times 34,7 \times (100) = 694,81 \text{ Н/см} > 71,23 \text{ Н/см},$$

отже, приймаємо  $c = 2,5 \times h_0 = 2,5 \times 19 = 47,5$  см.

Інша умова (3.72) /17/:

$$Q = Q_{\max} - q_1 \times c = 22,92 \times 10^3 - 71,23 \times 47,5 = 19,54 \text{ кН} \text{ – по формулі (3.62)}$$

[11];

$$Q \leq \varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) \times R_{bt} \times b \times h_0^2 / c;$$

$$19,54 \times 10^3 \leq 1,5 \times (1 + 0,03) \times 0,9 \times 0,9 \times 34,7 \times 19^2 \times (100) / 47,5;$$

$$19,54 \times 10^3 \leq 33 \times 10^3 \text{ – умова виконується.}$$

Отже, поперечної арматури по розрахунку не потрібно.

На приопорних ділянках довжиною  $\ell/4$  арматуру встановлюємо конструктивно,  $\varnothing$  4 мм Вр-1 з кроком  $s = h/2 = 22/2 = 11$  см прийmemo крок  $s = 10$  см; в середній частині прольоту поперечна арматура не застосовується.

### **Геометричні характеристики приведенного перерізу**

Круглий обрис порожнеч замінюємо еквівалентним квадратним з стороною  $h = 0,9 \times d = 0,9 \times 15,9 = 14,31$  см. Товщина полиць еквівалентного перерізу  $h_f' = h_f = (22 - 14,31) \times 0,5 = 3,85$  см.

Ширина ребра  $146 - 7 \times 14,31 = 45,83$  см. Ширина пустот  $146 - 45,83 = 100,17$  см.

Відношення модулів пружності  $\alpha = E_s/E_b = 180000/27000 = 6,667$ .

Площа приведеного перерізу знаходиться за формулою (2.28) /17/:

$$A_{red} = A + \alpha x A_{sp} = 146 \times 22 - 100,17 \times 14,31 + 6,667 \times 1,13 = 1786,1 \text{ см}^2.$$

де  $A$  – площа перерізу бетону за винятком площі перетину каналів і пазів,  $\text{см}^2$ .

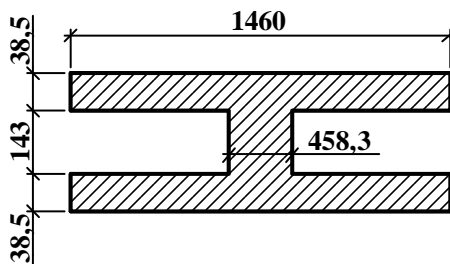


Рис. 2.5. Поперечний переріз багатопустотних плит.

Відстань від нижньої межі до центру ваги приведеного перерізу:

$$y_o = 0,5 \times h = 0,5 \times 22 = 11 \text{ см.}$$

Момент інерції симетричного перетину по формулі (2.31) /17/:

$$I_{red} = \sum [I_i + A_i \times (y_o - y)^2] = 146 \times 22^3 / 12 - 100,17 \times 14,31^3 / 12 = 154012 \text{ см}^4.$$

Момент опору перерізу по нижній і по верхній зоні:

$$W_{red} = W'_{red} = I_{red} / y_o = 154012 / 11 = 14001 \text{ см}^3.$$

Відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони (верхньої), до центра ваги перерізу знаходимо за формулою (7.31) /17/:

$r = \varphi_n \times (W_{red} / A_{red}) = 0,85 \times (14001 / 1786,1) = 6,66 \text{ см.}$  то ж, найменш віддалене від розтягнутої зони (нижньої)  $r_{inf} = 6,66 \text{ см,}$  де  $\varphi_n = 1,6 - \sigma_{bp} / R_{b,ser} = 1,6 - 0,75 = 0,85$ .

Відношення напружень в бетоні від нормативних навантажень і зусилля обтиску до розрахункового опору бетону для граничних станів другої групи попередньо приймають рівним 0,75.

Пружнопластичний момент опору по розтягнутій зоні згідно з формулою (7.37) /17/:

$W_{pl}=\gamma \times W_{red}=1,5 \times 14001=21001,5 \text{ см}^3$ , тут  $\gamma=1,5$  – для двотаврового перерізу при  $2 < b_f / b = b_f / b = 146 / 45,83 = 3,19 < 6$ .

Пружнопластичний момент опору по розтягнутій зоні в стадії виготовлення і обтиску:  $W'_{pl}=21001,5 \text{ см}^3$ .

### **Втрати попереднього напруження арматури**

Розрахунок втрат виконуємо відповідно до рекомендацій табл.5 / 18 /. Коефіцієнт точності натягу арматури при цьому приймаємо  $\gamma_{sp}=1$ .

### **Перші втрати**

1. Втрати від релаксації напружень в стрижневій арматурі при механічному способі натягу:  $\sigma_1=0,1 \times \sigma_{sp} - 20=0,1 \times 378 - 20=17,8 \text{ МПа}$ .

2. Втрати від температурного перепаду між натягнутою арматурою і упорами:  $\sigma_2=0$ .

3. Втрати від деформації анкерів, розташованих в натягачах:

$$\sigma_3=(\Delta l / l) \times E_s=(2 / 6000) \times 180000=60 \text{ МПа}.$$

4. Втрати від тертя арматури об стінки каналів або об поверхню бетону конструкцій:  $\sigma_4=0$ .

5. Втрати від деформації сталеві форми при виготовленні попередньо напружених залізобетонних конструкцій:  $\sigma_5=30 \text{ МПа}$ .

6. Втрати від швидкоплинної повзучості бетону при природному твердінні.

Зусилля обтиску:

$$P_1=A_{sp} \times (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_5)=4,71 \times (378 - 17,8 - 60 - 30) \times 100=127,26 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет цього зусилля відносно центра ваги перерізу:

$$e_{op}=y_o / 2 - a=11 - 3=8 \text{ см}.$$

Напруження в бетоні при стисненні відповідно до формули (2.36) /17/:

$$\sigma_{bp}=P_1 / A_{red} + P_1 \times e_{op} \times y_o / I_{red}=(127260 / 1786,1 + 127260 \times 8 \times 22 / 154012) / 100=2,1$$

7МПа.



Встановлюємо значення передавальної міцності бетону з умови  $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$ ;  $R_{bp} = 2,17/0,75 = 2,89$  МПа  $< 0,5 \times B20 = 10$  МПа, приймаємо  $R_{bp} = 10$  МПа, тоді відношення  $\sigma_{bp}/R_{bp} = 2,17/10 = 0,217$ .

Обчислюємо стискаючі напруження в бетоні на рівні центра тяжіння площі напруженої арматури від зусилля обтиску (без урахування моменту від ваги плити):

$$\sigma_{bp} = P_1/A_{red} + P_1 x e^2_{op}/I_{red} = (127260/1786,1 + 127260 \times 8^2/154012)/100 = 1,24$$

МПа.

Втрати від швидкоплинної повзучості при  $\sigma_{bp}/R_{bp} = 1,24/10 = 0,124$  і при  $\alpha = 0,25 + 0,025 \times R_{bp} = 0,25 + 0,025 \times 10 = 0,5 < 0,8$  становлять:

$$\sigma_6 = 40 \times \sigma_{bp}/R_{bp} = 40 \times 0,124 = 4,96 \text{ МПа.}$$

Перші втрати  $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 17,8 + 60 + 30 + 4,96 = 112,76$  МПа.

#### **Другі втрати**

7. Втрати від релаксації напружень стрижневої арматури  $\sigma_7 = 0$ .

8. Втрати від усадки бетону  $\sigma_8 = 40$  МПа.

9. Втрати від повзучості бетону  $\sigma_9 = 150 \times \alpha \times \sigma_{bp}/R_{bp} = 150 \times 1 \times 0,124 = 18,6$  МПа

$\alpha = 1$  – коефіцієнт, який приймається для бетону природного твердіння,

$\sigma_{bp}/R_{bp}$  – знаходяться з урахуванням перших втрат:

$$P_1 = A_{sp} \times (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 4,71 \times (378 - 112,76) = 124,93 \text{ кН.}$$

$$\sigma_{bp} = (127260/1786,1 + 127260 \times 8^2/154012)/100 = 1,24 \text{ МПа.}$$

$$\sigma_{bp}/R_{bp} = 1,24/10 = 0,124$$

10. Втрати від зім'яття бетону під витками спіральної або кільцевої арматури  $\sigma_{10} = 0$ .

11. Втрати від деформації обтиску стиків між блоками (для конструкцій, складаються з блоків  $\sigma_{11} = 0$ .

Другі втрати  $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 18,6 = 58,6$  МПа.

Повні втрати  $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 112,76 + 58,6 = 171,36$  МПа.

Зусилля обтиску з урахуванням повних втрат:

$$P_2 = A_{sp} \times (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,71 \times (378 - 171,36) \times 100 = 97,32 \text{ кН.}$$

### **Розрахунок по утворенню тріщин, нормальних до поздовжньої осі**

Виконується для з'ясування необхідності перевірки з розкриття тріщин. При цьому для елементів, до тріщиностійкості яких висувають вимоги 3-ої категорії, приймають значення коефіцієнтів надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1$ ;  $M = 28,87 \text{ кНм}$ . За формулою (7.3) /17/:  $M \leq M_{crc}$ .

Обчислюємо момент утворення тріщин по наближеному способу ядрових моментів за формулою (7.29) /17/:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \times W_{pl} + M_{gp} = 1,4 \times 21001,5 \times (100) + 1284040 = 4224250$$

$M_{сm} = 42,24 \text{ кНм}$ , тут ядровий момент зусилля обтиску знаходиться за формулою (7.30) /17/ при  $\gamma_{sp} = 0,9$ :

$$M_{gp} = P_2 \times (e_{op} + r) = 0,9 \times 97320 \times (8 + 6,66) = 1284040 \text{ Нсм.}$$

Оскільки  $M = 28,87 \text{ кНм} < M_{crc} = 42,24 \text{ кНм}$ , тріщини в розтягнутій зоні не утворюються, значить і розрахунок з їх розкриття не потрібен.

### **Розрахунок прогину плити**

Згідно табл. (2.3) / 17 / граничний прогин  $f = \ell / 200 = 590 / 200 = 2,95 \text{ см}$ .

Обчислюємо параметри, необхідні для визначення прогину плити. Замінюючий момент дорівнює згинальному моменту від постійного навантаження  $M = 28,87 \text{ кНм}$ . Сумарна поздовжня сила дорівнює зусиллю попереднього обтиску з урахуванням всіх втрат і при  $\gamma_{sp} = 1$ :  $N_{tot} = P_2 = 97,32 \text{ кН}$ .

Ексцентриситет  $e_{tot} = M / N_{tot} = 2887000 / 97320 = 29,67 \text{ см}$ , коефіцієнт  $\phi_\ell = 0,8$  – при тривалій дії навантаження.

За формулою (7.75) /17/:

$$\phi_m = \frac{R_{bt,ser} * W_{pl}}{M - M_{gp}} = \frac{1,4 * 21001,5 * (100)}{2887000 - 1284040} = 1,83 > 1, \text{отже, приймаємо } \phi_m = 1.$$

Коефіцієнт, що характеризує нерівномірність деформацій розтягнутої арматури, визначаємо за формулою (7.74) /17/:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_\ell = 1,25 - 0,8 = 0,45 < 1.$$

Обчислюємо кривизну осі при згині за формулою (7.125) /17/:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_o * z_1} * \left( \frac{\psi_s}{E_s * A_{sp}} + \frac{\psi_b}{v * E_b * A_b} \right) - \frac{N_{tot} * \psi_s}{h_o * E_s * A_{sp}} = \frac{2887000}{19 * 17,075 * (100)} * \left( \frac{0,45}{180000 * 1,13} + \frac{0,9}{0,15 * 27000 * 562,1} \right) - \frac{97320 * 0,45}{19 * 180000 * 1,13 * (100)} = 9,79 * 10^{-5} \text{ м}^{-1}$$

Тут  $\psi_b = 0,9$ ;  $v = 0,15$  – при тривалій дії навантажень;

$$z_1 \approx h_o - 0,5xh'_s = 190 - 0,5 * 38,5 = 17,075 \text{ см.}$$

$A_b = (\varphi_f + \xi) b x h_o = b_f' x h_f' = 146 * 3,85 = 562,1 \text{ см}^2$  відповідно до формули (7.87) / 17 / при  $A_s' = 0$  в допущенням, що  $\xi = \xi_f' / h_o$ .

Обчислюємо прогин за формулою (7.131) /17/:

$$f = (5/48) x \ell_o^2 x (1/r) = (5/48) x 590^2 x 9,79 x 10^{-5} = 2,86 \text{ см} < 2,95 \text{ см, умова виконується.}$$

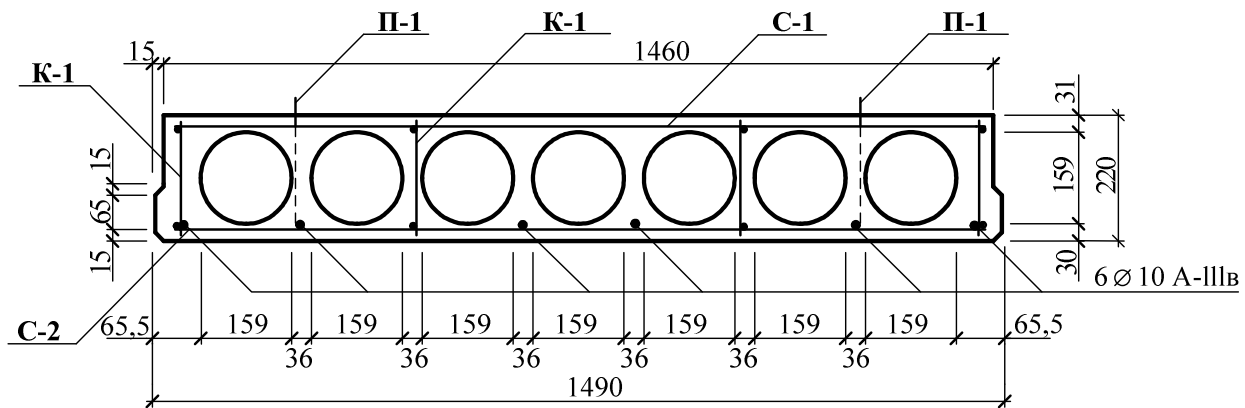


Рис. 2.6. Армуння багатопустотних плит.

## **2.2 Основи і фундаменти**

### **2.2.1 Оцінка інженерно-геологічних умов**

Проектування основ і фундаментів починається з вивчення і загальної оцінки всієї товщі і окремих шарів, що до неї входять. Оцінка проводиться за геологічними картами, розрізах, колонках, які наводяться в звітах х інженерно геологічних вишукувань.

За даними інженерно-геологічного розрізу, будівля розташована на майданчику, який має спокійний рельєф.

Ґрунти мають шарувате нашарування з витриманим заляганням пластів. Верхній рослинний шар покриває майданчик шаром потужністю до 0,5 м.

Нижче в інтервалі від 0,5 до 2 м залягає пісок пилюватий.

З глибини 2м залягає галечниковий ґрунт з піщаним заповнювачем.

Галечниковий ґрунт є несучим шаром.

Підземні води на глибині 3м.

Нормативна глибина сезонного промерзання для м. Луцьк становить 1,3м. Категорія ґрунтів за сейсмічними впливів - II.

### **2.2.3 Обґрунтування можливих варіантів фундаменту і їх аналіз, вибір найбільш оптимального рішення**

При виборі типу фундаментів розглядалися наступні можливі варіанти:  
стрічковий фундамент - зі збірних залізобетонних подушок і бетонних стінових блоків;

фундамент палі - із залізобетонних паль з обв'язкою їх монолітним залізобетонним ростверком;

монолітна плита - суцільний монолітний залізобетонний фундамент, відповідний розмірами будівлі в плані.

Згідно інженерно-геологічних вишукувань основою під фундаменти служать щільні галечникові ґрунти. Отже виконання пального фундаменту технічно неможливо. Таким чином, остаточно до розрахунку приймаємо варіант стрічкового фундаменту, як найекономічніший і найменш трудомісткий.

#### **2.2.4 Розрахунок фундаментів під зовнішню стіну**

Проектування фундаментів з урахуванням сейсмічних впливів повинно виконуватися на основі розрахунку за несучою здатністю на особливе сполучення навантажень, що визначаються у відповідність до вимог ДБН «Навантаження і впливи» [14], а також ДБН «Будівництво в сейсмічних районах України» [2]. Попередні розміри фундаментів допускаються визначати розрахунком основи за деформаціями на основне сполучення навантажень (без урахування сейсмічного впливу), згідно з вимогами розділу 2 [15]. Будівля - з підвалом, тому глибина закладення фундаменту прийнята з конструктивних міркувань, відмітка підшви фундаменту - 2,70.

##### **2.2.4.1 Збір навантажень під зовнішню стіну**

Робимо збір навантажень на фундамент під зовнішню стіну в табличній формі.

Таблиця 2.2 Збір навантажень на фундаменти

Вид навантаження	Нормативні навантаження		Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f$ , /7/	Розрахункові навантаження, кН
	на одиницю площі, кН/м <sup>2</sup>	від вантажної площі, кН		
<b>Постійні навантаження</b>				
Керамзит	0,119	1,071	1,2	1,28
Цементно-піщана стяжка	0,045	0,4	1,1	0,44
З/Б ферма	7,2	7,2	1,1	7,92
Цегляна стіна 640мм	12,6	12,6	1,1	13,86
Плити перекриття	3	18	1,1	19,8
Від бетонної підлоги по перекриттю	3,75	33,75	1,3	43,87
Фундаментні блоки	4,95	4,95	1,1	5,44
Всього	–	<b>77,97</b>	–	<b>92,61</b>
<b>Тимчасові навантаження</b>				
На 1 м <sup>2</sup> проекції покрівлі від снігу (Для 3го снігового району (дод.5/7/) $s_0=1кН/м^2$ , табл.4 /7/, $m=1,25 \cdot 0,857=1,07$ (дод.5 /7/))	1,070	9,63	1,6	15,4
в т. ч. довготривала (Із знижуючим коефіцієнтом 0,3)	0,321	2,9	1,6	4,6
Короткотривале на 1 м <sup>2</sup> перекриття (табл.3 /7/)	0,7	6,3	1,3	8,2
Всього	–	<b>18,83</b>	–	<b>28,2</b>
Повне навантаження		<b>96,8</b>		<b>120,8</b>

#### 2.2.4.2 Розрахунок фундаментів

Глибина закладення фундаменту  $h = 2,7$  м, висота фундаменту  $h_f = 1,5$  м, навантаження на рівні верху фундаменту  $N_0 = 120,8$  кН/м. Розрахунковий опір ґрунту основи за табл. 45/16/  $R_0=600$  кПа -галечниковий ґрунт з піщаним заповнювачем.

Орієнтовні розміри фундаменту знайдемо в припущенні, що він є центральньо-стислим.

Ширина підшви фундаменту за формулою (41)/16/, прийнявши  $\gamma_{\text{нт}}=20$  кН/м<sup>2</sup>.

$$F=b \cdot 1=N_0/(R_0 - \gamma_{\text{нт}}h)=120,8/(600-20 \cdot 1,5)=0,21 \text{ м.}$$

Враховуємо вплив глибини закладення фундаменту і його ширини на величину розрахункового тиску за дод. 3/21 /.

Для основ, складених великоуламковими ґрунтами  $k_1=0,125$ ;  $k_2=0,25$ .

$$R=R_0[1+k_1(b-b_1)/b_1] \cdot ((h+h_1)/2h_1)=600[1+0,125(0,23-1)/1] \cdot ((1,3+1,5)/2 \cdot 1,5)=506,1 \text{ кПа.}$$

За розрахунковим тиском знову визначаємо ширину фундаменту:  
 $F=120,8/(506,1-20 \cdot 1,5)=0,27$  кПа.

Виберемо фундаментні блоки ФБС 24.6.6 шириною  $b=0,6$  м з конструктивних міркувань.

За табл. 26 /16/ для гравелистих ґрунтів знаходимо  $\phi_n=43^\circ$  і  $c_n=0,002$  МПа. Потім за табл. 44 /16/ для  $\phi_{\text{II}}=43^\circ$  знаходимо безрозмірні коефіцієнти  $M_\gamma=3,12$ ;  $M_q=13,46$  и  $M_c=13,37$ .

Визначимо співвідношення  $L/H=36/9=4$  і за табл. 43 /16/ знайдемо значення коефіцієнтів умов роботи  $\gamma_{c1}=1,4$  і  $\gamma_{c2}=1,2$ . Так як розрахункові характеристики  $\phi_{\text{II}}$  і  $c_{\text{II}}$  отримані з табличних даних, тобто побічно, приймаємо значення коефіцієнта  $k=1,1$ .

Визначимо питому вагу ґрунту несучого шару  $\gamma_{\text{II}} = 10 \times 1810 = 0,0181$  МН/м<sup>3</sup> і ґрунту, що залягає вище підшви фундаменту,  $\gamma'_{\text{II}} = 10 \cdot 1810 = 0,018 \text{ МН} / \text{м}^3$ .

Знайдемо розрахунковий опір ґрунту основи за формулою (33) /16/:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{\kappa} \left[ M_{\gamma} \kappa_z b_{\gamma\Pi} + M_q d_I \gamma'_{\Pi} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{\Pi} + M_c c_{\Pi} \right]$$

$$R = \frac{1,4 \cdot 1,2}{1,1} (3,12 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 0,0181 + 13,46 \cdot 1,3 \cdot 0,0181 + 13,37 \cdot 0,002) =$$

$$0,594 \text{ МПа} = 594 \text{ кПа}.$$

Зважаючи на те, що  $R=594$  кПа, знайдене за заданими характеристиками ґрунту, виявилось більше  $R=506,1$  кПа, знайденого по  $R_0$ , то ширину фундаменту можна зменшити. Але враховуючи те, що ширина стін 640 мм, то з конструктивних міркувань цього не слід робити.

$$P_{cp} = (120,8 + 20 \cdot 2 \cdot 0,8) / 0,8 = 191 \text{ кПа}. \text{ Умову } P_{cp} \leq R \text{ виконано, бо } 191 < 594.$$

$$\text{За формулою: } T = (qd + \gamma'_{\Pi} d^2 / 2) \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \varphi / 2)$$

Визначимо рівнодіючу активному тиску ґрунту на 1 м стіни фундаменту:  $T = 0,02$

Знайдемо наведену висоту шару ґрунту і відстань від підшви фундаменту до точки прикладання рівнодіючої активного тиску ґрунту:

$$h_{np} = \frac{q}{\gamma'_{\Pi}} = 0,01 / 0,0181 = 0,552 \text{ м}$$

$$a_0 = \frac{d}{3} \cdot \frac{d + 3h_{np}}{d + 2h_{np}} = \frac{1,5}{3} \cdot \frac{1,5 + 3 \cdot 0,552}{1,5 + 2 \cdot 0,552} = 0,6 \text{ м}$$

Момент щодо центра ваги підшви фундаменту від рівнодіючої активного тиску ґрунту:  $M_T = 0,02 \cdot 1,1 = 0,022 \text{ МН} \cdot \text{м}$ .

Вагу 1 м стіни фундаменту знайдемо, використовуючи дані таб. П.2 /17/

$$G\phi = 10 \frac{1580}{2,38} + 10 \cdot 3 \frac{1630}{2,38} + 10 = 0,027$$

Вага ґрунту на обрізі фундаменту:  $G_{zp} = 0,0181 \cdot 0,05 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2 = 0,00181 \text{ МН}$ .

Момент відносно центру ваги підшви фундаменту від ваги ґрунту на його обрізі:  $M_{zp} = 0,00181(0,3/2 + 0,3) = 0,0008 \text{ МН} \cdot \text{м}$ .



Визначимо крайові напруги під підтипом фундаменту:

$$P_{\max} = \frac{N'}{bl} + \frac{N'6e}{b^2l} = \frac{0.11 + 0.027 + 0.00181}{0.6 \cdot 1.2} + \frac{(0.0091 + 0.027 - 0.0008)6}{0.6 \cdot 1.2^2} =$$

$$0.44 \text{ МПа}$$

$$P_{\min} = \frac{0.11 + 0.027 + 0.00181}{0.6 \cdot 1.2} - \frac{(0.0091 + 0.027 - 0.0008)6}{0.61 \cdot 1.2^2} =$$

$$0.05 \text{ МПа}$$

$$Умова P_{\max} = 0.44 \text{ МПа} < 1.2 \cdot 0.795 = 0.95$$

$P_{\min} > 0$  виконується, тому приймаємо фундаментні блоки ФБС 24.6.6 в  
 $= 0,6 \text{ м } l = 2,4 \text{ м } h = 0,6 \text{ м.}$

Напруження в ґрунті під подошвою фундаменту у межі стіни від нормативних навантажень:

$$P = \frac{0.97 + 0.027 + 0.00181}{0.6 \cdot 1.2} + \frac{(0.0091 + 0.02 - 0.0008)6 \cdot 0,35}{0.6 \cdot 1.2^2 \cdot 1,2} = 0.25 \text{ МПа}$$

Згинальний момент у межі стіни від нормативних навантажень:

$$M = 1(1,2 - 0,35)^2 \frac{2 \cdot 0,214 + 0,25}{6} = 0,08 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

$$n = \frac{E_s}{E_B} = 210000/27000 = 7.78$$

$$\mu = \frac{A_s}{h_b} \cdot 100\% \geq 0.05\%$$

$$\mu = 0.57 / 100 \cdot 30 = 0.00019 = 0.019 \%$$

$$W_{pl} = [0.292 + 0.75(\gamma_1 + 2\mu_1 \cdot n)]bh^2 =$$

$$[0.292 + 0.75(0 + 2 \cdot 0.00019 \cdot 7.78)]0.6 \cdot 0.3 = 0.05 \text{ м}^3$$

За табл. V.2./17/ знайдемо значення розрахункового опору бетону розтягуванню при розрахунку за другою групою граничних станів  $R_{bt,n} = 1,6$  МПа і визначимо момент тріщиноутворення перетину фундаменту:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} = 1,6 \cdot 0,05 = 0,08 \text{ МН} \cdot \text{м.}$$

Перевіряємо виконання умови:  $M \leq M_{crc} \quad 0,008 = 0,08 \text{ МН м.}$

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

## 2.2.5 Розрахунок фундаментів під колону

### 2.2.5.1 Збір навантажень під колону

Робимо збір навантажень на фундамент під колону в табличній формі.

Таблиця 2.4 Збір навантажень на фундамент під колону

Вид навантаження	Нормативні навантаження		Коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f$ , /7/	Розрахункові навантаження, кН
	на одиницю площі, кН/м <sup>2</sup>	від вантажної площі, кН		
<b>Постійні навантаження</b>				
Цементно-піщана стяжка	0,045	1,62	1.1	1,78
З/Б колона	1,4	1,4	1.1	1,54
Плити перекриття	3	108	1.1	118,8
Від бетонної підлоги по перекриттю	1,25	45	1,3	58,5
З/Б ригель	4,95	4,95	1.1	5,44
Всього	–	<b>160,97</b>	–	<b>186,06</b>
<b>Тимчасові навантаження</b>				
Короткочасна на 1 м <sup>2</sup> перекриття (табл.3 /7/)	1,4	50,4	1.3	65,52
<b>Всього</b>	–	<b>50,4</b>	–	<b>65,52</b>
<b>Повне навантаження</b>		<b>211,37</b>		<b>251,58</b>

### 2.2.5.2 Розрахунок фундаментів

Вертикальне навантаження на рівні спланованої позначки землі  $N=251,58$  кН,  $N_n=211,37$  кН.

Умовний розрахунковий опір основи, складеної гравійно-галечниковим ґрунтом, визначаємо за табл. 45/16/  $R_0 = 0.6$  МПа.

Вага одиниці об'єму фундаменту на його обрізах  $\gamma_{mt}=20$  кН/м<sup>3</sup>.

Бетон важкий класу В 20;  $R_{bt}=0,9$  МПа;  $R_b=11,5$  МПа;  $\gamma_{b2}=1$ ; арматура класу А-II;  $R_s=280$  МПа. Висоту фундаменту попередньо приймаємо рівною 40 см, глибину закладення фундаменту 40 см.

Площу підшви фундаменту визначаємо за формулою 2.6[13]:

$$A=N/(R_0 - \gamma_{mt}h)=251,58/(0,6 \cdot 10^3 - 20 \cdot 0,9) = 1,34 \text{ м}^2.$$

Розмір сторони квадратної підшви  $a=\sqrt{1,34}=1,15$  м.

Фундаментну плиту приймаємо з монолітного залізобетону площею  $A=1,2 \times 1,2=1,44$  м<sup>2</sup>.

Вага фундаментної плити:  $G_\phi=A_\phi \cdot h \cdot \gamma=1,44 \cdot 0,4 \cdot 25=14,4$  кН.

Вага ґрунту на обрізах фундаменту:  $G_{гр}=(1,2 \cdot 1,2 - 0,4 \cdot 0,4) \cdot 0,5 \cdot 21=23,1$  кН.

Середній тиск під підшовою фундаменту визначаємо за формулою 2.24[13]:

$$P_{cp}=N + G_\phi + G_{гр}/A_\phi=211,37+14,4+23,1/2,56=98,97 \text{ кН/м}^2.$$

Визначаємо розрахункові навантаження від ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах:  $G_\phi^p=\gamma_c G_\phi=1,1 \cdot 14,4=15,84$  кН,  $G_{гр}^p=1,2 \cdot 23,1=27,72$  кН.

Середній розрахунковий тиск під підшовою фундаменту визначаємо за формулою 2.24 [13]:

$$p_{cp}^p=N^p + G_\phi^p + G_{гр}^p/A_\phi=251,58+15,84+27,72/1,44=204,9 \text{ кН/м}^2.$$

Поперечну силу у межі колони визначаємо за формулою 2.25[13]:

$$Q_I = p_{cp}^p \cdot b \cdot (1 - l_k/2) = 204,9 \cdot 1,2 \cdot (1,2 - 0,4/2) = 245,88 \text{ кН};$$

Розрахунок на дію поперечної сили можна не проводити, якщо виконуються умови 2.26[13]:

$Q_I \leq \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ , де  $\varphi_{b3}=0,6$  – коефіцієнт для важкого бетону;

$R_{bt}=0,9$  МПа (см п. 2.2.);  $h_0=0,4$  м ,

$Q_I=245,88$  кН  $< 0,6 \cdot 0,9 \cdot 10^3 \cdot 1,2 \cdot 0,4=259,2$  кН.

Приймаємо остаточно фундамент висотою 40 см,

При збільшенні товщини плити умова виконується, отже, установка робочої арматури не потрібна, і розрахунок на поперечну силу не проводиться. При перевірці умови 2.27[13]:

$Q = p_{cp}^p [0,5(1-l_k)-c] \cdot b \leq 1,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2/c$ , де  $c=0,5(1-l_k-2h_0)=0,5(1,6-0,4-2 \cdot 0,86)=-0,26$  – довжина проекції розглянутого похилого перерізу.

Отримали  $c < 0$ , отже, на фундаментній плиті похилі тріщини не утворюються.

Розрахунок на продавлювання виконуємо за формулою 2.28[13]:

$F \leq \varphi_b R_{bt} \cdot h_0 u_m$ , де  $F=N^p - p_{cp}^p \cdot A = 251,58 - 245,88 \cdot 1,44 < 0$

$A=(l_k+2h_0)(b_k+2h_0)=(0,4+2 \cdot 0,4)(0,4+2 \cdot 0,4)=1,44$  м<sup>2</sup> – площа основи піраміди продавлювання.

Так як продавлювальна сила  $F < 0$ , це означає, що розмір піраміди продавлювання більше розмірів фундаменту, тобто міцність фундаменту на продавлювання забезпечена.

Визначаємо розрахункові згинальні моменти в перетинах за формулою 2.31[13]:

$M_I=0,125 p_{cp}^p (1-l_k)^2 b=0,125 \cdot 245,88(1,2-0,4)^2 \cdot 1,2=23,6$  кН·м;

Площа перерізу арматури

$A_{SI}=M_I/0,9h_0R_S=23,6 \cdot 10^5/0,9 \cdot 40 \cdot 280(100)=7,33$  см<sup>2</sup>;

Приймаємо нестандартну зварену сітку з однаковою в обох напрямках робочою арматурою з 8 стрижнів  $\varnothing 12$  А-II з кроком  $s=15$  см ( $A_S=9,05$  см<sup>2</sup>).

Відсоток армування розрахункових перетинів

$$\mu_I = A_{SI} \cdot 100 / b_I \cdot h_0 = 9,05 \cdot 100 / 120 \cdot 40 = 0,17 > 0,05\% ;$$

Пружнопластичний момент опору перерізу фундаменту у межі колони за формулою 2.37 [13] дорівнює:  $W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1 \cdot n)]bh^2$

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(0 + 2 \cdot 1,7 \cdot 10^{-3} \cdot 7,78)] \cdot 1,2 \cdot 0,4^2 = 0,256 \text{ м}^3.$$

За табл.4.4[8] знаходимо розрахунковий опір розтягуванню для другої групи граничних станів  $R_{btm} = 1,4$  МПа.

$$\text{Момент тріщиноутворення: } M_{crcl} = 1,4 \cdot 0,256 = 0,358 \text{ МН} \cdot \text{м}$$

Перевіряємо виконання умови 2.39[13] :  $M \leq M_{crcl}$  , де

$M$  – момент в поперечному перерізі фундаменту від нормативного навантаження.

$$M_I = 0,125 \cdot 204,9(1,2 - 0,4)^2 \cdot 1,2 = 19,67 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{crcl} = 0,358 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Отже, тріщини в тілі фундаменту не виникають.

## РОЗДІЛ 3. Науково-дослідний

### 3.1 Загальні теоретичні відомості

В Україні знайшли широке застосування багатопустотні залізобетонні плити, що виготовляються на заводах залізобетонних конструкцій, побудованих по всій країні. Вони повсюдно застосовувалися в промисловому і цивільному будівництві при зведенні об'єктів різного призначення. Збірні монолітні плити широко використовуються і зараз, а їх конструкції продовжують удосконалюватися. [3]



Рис. 3.1 Збірна плита перекриття

У згинальних елементах суцільного перерізу бетон в центрі залишається недовикористаний. Загальний принцип проектування плит перекриття з будь-якою формою поперечного перерізу полягає у видаленні якнайбільшого об'єму бетону з розтягнутої зони зі збереженням вертикальних ребр, що забезпечують міцність елемента по похилому перерізі [2]. Найбільш поширений варіант полегшення плит перекриттів - проектування пустотних або ребристих конструкцій.

При видаленні бетону з розтягнутої зони зберігають лише ребра, необхідні для розміщення зварних каркасів і забезпечення міцності по похилому перерізі. Плита в прольоті між ригелями і верхньою полицею працює на згин. Нижня полиця, утворює замкнуту порожнечу, створюється при необхідності влаштування гладкої стелі. [2] Ребристі плити дозволяють зменшити витрату бетону більш ніж на 50%, а арматури - в 3 рази в порівнянні зі звичайними балочними залізобетонними конструкціями при аналогічній міцності. [12]



Рис. 3.2 Збірні ребристі плити перекриттів

Багатопустотні плити найкращим чином підходять для будівель з великими прольотами і низькими корисними навантаженнями, наприклад, лікарняних палат або житлових апартаментів, в яких власна вага вносить найбільший вклад в напружено-деформований стан конструкцій. [16] Також застосування багатопустотних плит раціонально для приміщень із значними навантаженнями і великими прольотами (зали, серверні, майданчики

паркінгів, торгові та офісні приміщення, архіви, книгосховища). Архітектурні та інші особливості цих приміщень (великі прольоти і високі навантаження) зазвичай призводять до необхідності влаштування системи балок значної висоти.

Застосування плоских багатопустотних плит більш раціонально, так як дозволяє не тільки знизити матеріаломісткість самих плит і навантаження на вертикальні несучі конструкції, а й зменшити будівельний об'єм будівлі, а відповідно знизити витрати на його будівництво і експлуатацію.

Прийняте конструктивно-технологічне рішення впливає, як на трудомісткість зведення окремого конструктивного елемента, так і на загальні терміни зведення будівлі в цілому.[7]

Використання перекриттів з порожнинами є одним з можливих шляхів зниження матеріаломісткості і маси будинків, що зводяться з монолітного бетону, практично без зниження їх надійності. [10] Зменшення ваги конструкцій є важливою перевагою при будівництві об'єктів в сейсмічно активних регіонах.

### **3.2 Основні системи полегшення монолітних перекриттів**

Форма пустотоутворювачів може бути різною: овальною, квадратною, трапецевидною і т.д. При виробництві збірних пустотних плит перекриттів найбільшого поширення набули порожнечі овальної форми, так як вони є найбільш вигідними з економічної точки зору. [2]

Вибір найбільш раціональної форми пустотоутворювачів повинен проводитися в результаті порівняльного техніко-економічного аналізу вартості будівництва перекриття.

В якості внутрішньої незнімної опалубки можуть застосовуватися не тільки спеціальні системи пустотоутворювачів, але і різні інші, більш



доступні технічні засоби при наявності належного обґрунтування, наприклад, картонні коробки, посилені внутрішніми ребрами жорсткості і загорнуті поліетиленом [19] або поліетиленові труби.

В даний час виготовляються спеціальні системи пустотоутворювачів, що застосовуються при зведенні полегшених плит. Ці системи мають досить широке поширення при будівництві будівель і споруд. Важливою перевагою використання систем полегшення перекриттів заводського виготовлення є наявність у їх виробників теоретичного, експериментального і практичного багаторічного досвіду.

### 3.2.1 Система U-Boot Beton

Система U-Boot Beton виготовляється італійською фірмою Daliform Group, що займається виробництвом різної пластмасової продукції для будівництва. [20]

U-Boot Beton являє собою опалубку, що виготовляється з повторно переробленого (переробленого) поліпропілену. При зануренні опалубки U-Boot Beton в бетон, виходять ґрати ортогональних балок, закритих з верхньої та нижньої сторони плоскою плитною частиною.



Рис. 3.3 Система U-boot Beton

### 3.2.2. Система Cobiax

Основою системи Cobiax, виробленої швейцарською фірмою, є пустотоутворювач, зроблений із пластику, що поміщається в центр залізобетонної плити. Система Cobiax використовується для зведення плоских плит. Також як і U-Boot Beton, пустотоутворювач Cobiax виробляються з переробленого пластику. [21]

Системи Cobiax представлені двома лінійками продуктів: Slim-Line і Eco-Line. Пустотоутворювач лінійки Eco-Line мають сферичну форму і застосовуються для плит товщиною від 30 до 70 см, в той час як пустотоутворювач серії Slim-Line використовуються для плит від 20 до 45 см.



Рис. 3.4. Система полегшення залізобетонних плит Cobiax

### 3.2.3. BubbleDeck

BubbleDeck є ще одним прикладом використання круглих пустотоутворювачів в формі «бульбашок» з переробленого пластику для полегшення власної ваги плити.

Згідно твердження виробника, використання технології BubbleDeck дозволяє знизити витрату бетону на 35%, а плита може нести вдвічі більше корисне навантаження, ніж плита тієї ж товщини без пустот.



Рис.3.5 Зведення плити за технологією BubbleDeck

### 3.3 Моделювання плит перекриття в розрахунковому комплексі ЛІРА-САПР 2013

Розрахунок досліджуваних багатопустотних плит, що зводяться за технологіями наведеними в п 3.2, виконаний методом скінчених елементів (СЕ) проведений за допомогою програмного комплексу ЛІРА-САПР 2013.

Було побудовані моделі багатопустотних плит розмірами 1,8x3,6м з шістьма ступенями свободи (X, Y, Z, U<sub>x</sub>, U<sub>y</sub>, U<sub>z</sub>). Плити змодельовані оболонковими скінченними елементами, тип СЕ 41. Розмір сітки скінченних елементів прийнятий 0,2x0,2 м. Схема закріплена від всіх лінійних переміщень з одного боку і від переміщень по осі Z з іншого.

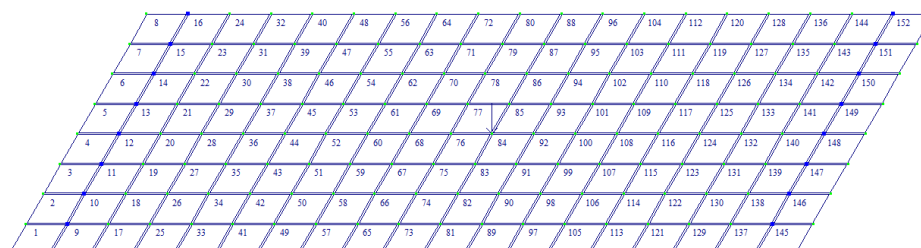


Рис.3.6 Загальний вигляд розрахункової схеми багатопустотної плити

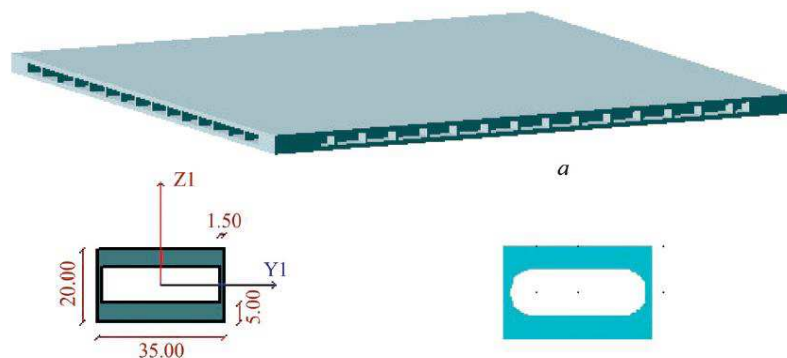


Рис.3.7 Стрижнева модель пустотного перекриття

### 3.4 Результати розрахунків

Визначення деформативності плит проведено з врахуванням дії розрахункового навантаження  $8 \text{ кН/м}^2$  та дії власної ваги. Клас бетону С20/25, арматура А400с, кількість поздовжніх нижніх стержнів 19d10. Результати розрахунків наведено в таб. 3.1

Таблиця 3.1 Прогини багатопустотних плит перекриття.

Технологія влаштування багатопустотних плит	Прогини, мм	Висота перерізу плити, см
Система U-boot Beton	3,2	25
Система Cobiax Eco-Line	1,1	50 см
Система Cobiax Slim-Line	3,0	25
Система BubbleDeck	3,1	26

За результатами обчислень, встановлено, що найменші прогини виникають при використанні системи Cobiax Eco-Line. Разом із тим, зазначена система володіє найвищою висотою перерізу, що спричиняє збільшення об'єму проектованої будівлі. Інші досліджувані системи продемонстрували практично однакові значення прогинів.

## РОЗДІЛ 4.

### Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

#### 4.1 Загальні положення

Перед початком робіт в умовах виробничого ризику необхідно виділити небезпечні для людей зони, в яких постійно діють або можуть діяти небезпечні чинники, пов'язані або не пов'язані з характером виконуваних робіт.

До зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів відносяться:

- місця поблизу неізольованих струмоведучих частин електроустановок;
- місця поблизу від неогороджених перепадів по висоті 1,3 м і більше;
- місця, де можливе перевищення гранично допустимих концентрацій шкідливих речовин в повітрі робочої зони.

До зон потенційно небезпечних виробничих факторів слід відносити:

- ділянки території поблизу споруджуваного будинку (споруди);
- зони переміщення машин, обладнання або їх частин, робочих органів;
- місця, над якими відбувається переміщення вантажів кранами.

Місця тимчасового або постійного перебування працівників повинні розташовуватися за межами небезпечних зон.

На межах зон постійно діючих небезпечних виробничих факторів повинні бути встановлені захисні огорожі, а зон потенційно небезпечних виробничих факторів - сигнальні огорожі і знаки безпеки.

## **4.2 Вимоги безпеки щодо облаштування і утримання виробничих територій, ділянок робіт і робочих місць**

Виробничі території і ділянки робіт в населених пунктах або на території організації, щоб уникнути доступу сторонніх осіб, повинні бути огорожені.

Конструкція захисних огорожень повинна відповідати таким вимогам:

- висота огорожі виробничих територій повинна бути не менше 1,6 м, а ділянок робіт - не менше 1,2;
- огороження, що примикають до місць масового проходу людей, повинні мати висоту не менше 2 м і бути обладнані суцільним захисним козирком;
- козирок повинен витримувати дію снігового навантаження, а також навантаження від падіння одиночних дрібних предметів;
- огороження не повинні мати прорізів, крім воріт і хвірток, контрольованих протягом робочого часу і що замикаються після його закінчення.

Місця проходу людей в межах небезпечних зон повинні мати захисні огороження. Входи в будівлі (споруди), що будуються, повинні бути захищені зверху козирком шириною не менше 2 м від стіни будівлі. Кут, утворений між козирком і стіною над входом, повинен бути 70-75°.

При виконанні робіт в закритих приміщеннях, на висоті, під землею повинні бути передбачені заходи, що дозволяють здійснювати евакуацію людей у разі виникнення пожежі або аварії.

Біля в'їзду на виробничу територію необхідно встановлювати схему внутрішньобудівельних доріг і проїздів із зазначенням місць складування матеріалів і конструкцій, місць розвороту транспортних засобів, об'єктів пожежного водопостачання та ін.

На виробничих територіях, ділянках робіт і робочих місцях працівники повинні бути забезпечені питною водою, якість якої має відповідати санітарним вимогам.

Будівельні майданчики, ділянки робіт і робочі місця, проїзди і підходи до них у темний час доби повинні бути освітлені відповідно до вимог державних стандартів. Освітлення закритих приміщень повинно відповідати вимогам будівельних норм і правил.

Освітленість повинна бути рівномірною, без сліпучої дії освітлювальних пристроїв на робітників. Робота в неосвітлених місцях не допускається.

Робочі місця і проходи до них, розташовані на перекриттях, покриттях на висоті більше 1,3 м і на відстані менше 2 м від межі перепаду по висоті, повинні бути огорожені захисними або страхувальними огорожами, а при відстані більше 2 м - сигнальними огорожами.

Проходи на робочих місцях і до робочих місць повинні відповідати наступним вимогам:

Ширина одиночних проходів до робочих місць і на робочих місцях повинна бути не менше 0,6 м, а висота таких проходів у світлі - не менше 1,8 м;

При виконанні робіт на висоті, внизу, під місцем робіт необхідно виділити небезпечні зони

Для проходу робітників, які виконують роботи на даху з ухилом більше 20°, а також на даху з покриттям, що не розрахований на навантаження від ваги робітників, необхідно влаштовувати трапи шириною не менше 0,3 м з поперечними планками для упору ніг. Трапи на час роботи повинні бути закріплені.

### **4.3 Вимоги безпеки при складуванні матеріалів і конструкцій**

Складські майданчики повинні бути захищені від поверхневих вод. Забороняється здійснювати складування матеріалів, виробів на насипних неущільнених ґрунтах.

Матеріали, вироби, конструкції і устаткування при складуванні на будівельному майданчику і робочих місцях повинні укладатися в такий спосіб:

- цегла в пакетах на піддонах - не більше ніж в два яруси, в контейнерах - в один ярус, без контейнерів - висотою не більше 1,7 м;
- плити перекриттів - у штабель заввишки не більше 2,5 м на підкладках і з прокладками;
- ригелі - в штабель висотою до 2 м на підкладках і з прокладками;
- пиломатеріали - в штабель, висота якого при рядовому укладанні складає не більше половини ширини штабеля, а при укладанні в клітки - не більше ширини штабеля;
- дрібносортовний метал - в стелаж висотою не більше 1,5 м;
- скло в ящиках і рулонні матеріали - вертикально в 1 ряд на підкладках;
- труби діаметром до 300 мм - у штабель заввишки до 3 м на підкладках і з прокладками з кінцевими упорами;

Між штабелями (стелажми) на складах повинні бути передбачені проходи шириною не менше 1 м і проїзди, ширина яких залежить від габаритів транспортних засобів і вантажно-розвантажувальних механізмів, які обслуговують склад.

Притуляти (спирати) матеріали та вироби до заборів, дерев і елементів тимчасових і капітальних споруд не допускається.



#### **4.4 Забезпечення електробезпеки**

Розведення тимчасових електромереж напругою до 1000 В, які використовуються при електропостачанні об'єктів будівництва, повинно бути виконане ізольованими проводами або кабелями на опорах або конструкціях, розрахованих на механічну міцність при прокладанні по них проводів і кабелів, на висоті над рівнем землі, настилу не менше, м:

- 3,5 - над проходами;
- 6,0 - над проїздами;
- 2,5 - над робочими місцями.

Світильники загального освітлення напругою 127 і 220 В повинні встановлюватися на висоті не менше 2,5 м від рівня землі, підлоги, настилу.

Вимикачі, рубильники та інші комутаційні електричні апарати, які застосовуються на відкритому повітрі або у вологих цехах, повинні бути в захищеному виконанні.

Всі електропускові пристрої повинні бути розміщені так, щоб виключалася можливість пуску машин, механізмів і обладнання сторонніми особами. Забороняється включення декількох струмоприймачів одним пусковим пристроєм.

Розподільні щити і рубильники повинні мати замикаючі пристрої.

#### **4.5 Забезпечення пожежної безпеки**

Виробничі території повинні бути обладнані засобами пожежогасіння.

У місцях, що містять горючі або легкозаймисті матеріали, куріння має бути заборонено, а користування відкритим вогнем допускається тільки в радіусі більше 50 м.

Протипожежне обладнання повинно міститися в справному, працездатному стані. Проходи до встаткування повинні бути завжди вільні і позначені відповідними знаками.

#### **4.6 Вимоги безпеки при експлуатації мобільних машин і транспортних засобів**

При розміщенні мобільних машин на виробничій території керівник робіт повинен до початку роботи визначити робочу зону машини і межі створюваної нею небезпечної зони. При цьому повинна бути забезпечена оглядовість робочої зони, а також робочих зон з робочого місця машиніста. У випадках, коли машиніст, керуючий машиною, не має достатнього огляду, йому повинен бути виділений сигнальний.

Зі значенням сигналів, що подаються в процесі роботи і пересування машини, повинні бути ознайомлені всі особи, пов'язані з її роботою. Небезпечні зони, які виникають або можуть виникнути під час роботи машини, повинні бути позначені знаками безпеки і (або) попереджувальними написами.

При розміщенні та експлуатації машин, транспортних засобів повинні бути вжиті заходи, що попереджають їх перекидання або самовільне переміщення під дією вітру, при ухилі місцевості або просідання ґрунту.

При експлуатації машин, що мають рухомі робочі органи, необхідно попередити доступ людей в небезпечну зону роботи, межа якої знаходиться на відстані не менше 5 м від граничного положення робочого органу, якщо в інструкції заводу-виготовлювача відсутні інші підвищені вимоги.

#### **4.7 Транспортні та вантажно-розвантажувальні роботи**

Майданчики для вантажних і розвантажувальних робіт повинні бути сплановані і мати ухил не більше 5°, а їх розміри і покриття - відповідати проекту виконання робіт. У відповідних місцях необхідно встановити написи: «В'їзд», «Виїзд», «Розворот» та ін.

Рух автомобілів на виробничій території, вантажно-розвантажувальних майданчиках і під'їзних шляхах до них повинен регулюватися загальноприйнятими дорожніми знаками і покажчиками.

При розміщенні автомобілів на вантажно-розвантажувальних майданчиках між будівлею і заднім бортом автомобіля (або задньою точкою вантажу) повинен дотримуватися інтервал не менше 0,5 м.

Відстань між автомобілем і штабелем вантажу повинна бути не менше 1 м.

Переносити матеріали на носилках по горизонтальному шляху дозволяється тільки у виняткових випадках і на відстань не більше 50 м.

Забороняється переносити матеріали на носилках по сходах і драбинах.

Склади, розташовані вище першого поверху і що мають сходи з кількістю маршів більше одного або висоту понад 2 м, обладнуються підйомником для спуску і підйому вантажів.

#### **4.8 Вимоги безпеки до процесів виробництва вантажно-розвантажувальних робіт**

Освітленість приміщень і майданчиків, де проводяться вантажно-розвантажувальні роботи, повинна відповідати вимогам відповідних будівельних правил.

Вантажно-розвантажувальні роботи повинні виконуватися, як правило, механізованим способом за допомогою підйомно-транспортного обладнання та під керівництвом особи, призначеної наказом керівника організації, відповідального за безпечне проведення робіт кранами.

Відповідальний за виробництво вантажно-розвантажувальних робіт зобов'язаний перевірити справність вантажопідіймальних механізмів, такелажу, пристосувань, риштування та іншого вантажно-розвантажувального інвентарю, а також роз'яснити працівникам їх обов'язки, послідовність виконання операцій, значення сигналів, що подаються, і властивості матеріалу, поданого до навантаження (розвантаження).

Механізований спосіб вантажно-розвантажувальних робіт є обов'язковим для вантажів вагою понад 50 кг, а також при підйомі вантажів на висоту понад 2 м.

Організаціями або фізичними особами, що застосовують вантажопідйомні машини, повинні бути розроблені способи правильного стропування та зачіплювання вантажів, яким повинні бути навчені стропальники і машиністи вантажопідіймальних машин.

Графічне зображення способів стропування та зачіплювання, а також перелік основних вантажів, які переміщуються із зазначенням їх маси повинні бути видані на руки стропальникам і машиністам кранів та вивішені у місцях виконання робіт.

У місцях виконання вантажно-розвантажувальних робіт і в зоні роботи вантажопідіймальних машин забороняється перебування осіб, які не мають безпосереднього відношення до цих робіт.

Присутність людей і пересування транспортних засобів в зонах можливого обвалення і падіння вантажів забороняються.

Перед навантаженням або розвантаженням панелей, блоків і інших збірних залізобетонних конструкцій монтажні петлі повинні бути оглянуті,

очищені від розчину або бетону і при необхідності виправлені без пошкодження конструкції.

Вантажно-розвантажувальні операції з сипучими, пилоподібними і небезпечними матеріалами повинні проводитися із застосуванням засобів механізації та використанням засобів індивідуального захисту, що відповідають характеру виконуваних робіт.

Допускається виконувати вручну вантажно-розвантажувальні операції з пилоподібними матеріалами (цемент, вапно та ін.) При температурі матеріалу не більше 40° С.

Для забезпечення безпеки при проведенні вантажно-розвантажувальних робіт із застосуванням вантажопідіймального крана його власник і організація, яка виконує роботи, зобов'язані виконувати наступні вимоги:

- на місці проведення робіт не допускається перебування осіб, які не мають відношення до виконання робіт;
- Не дозволяється опускати вантаж на автомашину, а також піднімати вантаж при знаходженні людей в кузові або в кабіні автомашини.

У місцях постійного навантаження і розвантаження автомашин і піввагонів повинні бути влаштовані стаціонарні естакади або навісні площадки для стропальників.

Такелажні роботи або стропування вантажів повинні виконуватися особами, які пройшли спеціальне навчання, перевірку знань та мають посвідчення на право проведення цих робіт.

#### **4.9 Вимоги безпеки до технологічних процесів і місць проведення зварювальних і газополумених робіт**

Для дугового зварювання необхідно застосовувати ізольовані гнучкі кабелі, розраховані на надійну роботу при максимальних електричних навантаженнях з урахуванням тривалості циклу зварювання.

При прокладанні або переміщенні зварювальних проводів необхідно вживати заходів проти ушкодження їх ізоляції і зіткнення з водою, маслом, сталевими канатами і гарячими трубопроводами. Відстань від зварювальних проводів до гарячих трубопроводів та балонів з киснем має бути не менше 0,5 м, а з горючими газами - не менше 1 м.

Робочі місця зварювальників в приміщенні при зварюванні відкритою дугою повинні бути відокремлені від суміжних робочих місць і проходів негорючими екранами (ширмами, щитами) заввишки не менше 1,8 м.

При зварюванні на відкритому повітрі огорожі слід ставити у випадку одночасної роботи декількох зварювальників поблизу один від одного і на ділянках інтенсивного руху людей.

Зварювальні роботи на відкритому повітрі під час дощу, снігопаду повинні бути припинені.

Місця виробництва зварювальних робіт на відкритих просторах постійних зварювальних постів повинні визначатися письмовим дозволом керівника або фахівця, відповідального за пожежну безпеку.

Місця виконання зварювальних робіт повинні бути забезпечені засобами пожежогасіння.

В електрозварювальних апаратах і джерелах їх живлення елементи, що знаходяться під напругою, повинні бути закриті огорожувальними пристроями.

#### 4.10 Межі небезпечних зон за дією небезпечних факторів

Межі небезпечних зон в місцях, над якими відбувається переміщення вантажів підйомними кранами, а також поблизу споруджуваного будинку, приймаються від крайньої точки горизонтальної проекції зовнішнього найменшого габариту переміщуваного вантажу або стіни будівлі з додачею найбільшого габаритного розміру переміщуваного (падаючого) вантажу і мінімальної відстані відльоту вантажу при його падінні згідно з таблицею 4.1.

Таблиця 4.1. Відстань відльоту вантажу при падінні

Висота падіння (предмета), м	можливого вантажу	Мінімальна відстань відльоту вантажу (предмета), м	
		переміщуваного краном	падаючого з будівлі
До 10		4	3,5
» 20		7	5
» 70		10	7
» 120		15	10
» 200		20	15
» 300		25	20
» 450		30	25

Примітка - При проміжних значеннях висоти можливого падіння вантажу (предмета) мінімальну відстань їх відльоту допускається визначати методом інтерполяції.

Межі небезпечних зон поблизу рухомих частин машин і устаткування визначаються в межах 5 м, якщо інші підвищені вимоги відсутні в паспорті або в інструкції заводу-виготовлювача.

Санітарно-побутові та виробничі приміщення і майданчики для відпочинку працівників, а також автомобільні та пішохідні дороги слід розташовувати за межами небезпечних зон.

У разі якщо, в процесі будівництва (реконструкції) будівель і споруд, в небезпечні зони поблизу місць переміщення вантажів кранами і від споруджуваних будинків, можуть потрапити експлуатовані цивільні або

виробничі будівлі та споруди, транспортні або пішохідні дороги та інші місця можливого перебування людей, необхідно передбачати рішення, що попереджають умови виникнення там небезпечних зон, в тому числі:

1. поблизу місць переміщення вантажу краном:

рекомендується оснащувати баштові крани додатковими засобами обмеження зони їх роботи, за допомогою яких зона роботи крана повинна бути примусово обмежена таким чином, щоб не допускати виникнення небезпечних зон в місцях знаходження людей;

- швидкість повороту стріли крана в бік межі робочої зони повинна бути обмежена до мінімальної при відстані від переміщуваного вантажу до кордону зони менше 7 м;

- переміщення вантажів на ділянках, розташованих на відстані менше 7 м від кордону небезпечних зон, слід здійснювати із застосуванням запобіжних або страхувальних пристроїв, що запобігають падіння вантажу;

2. на ділянках поблизу споруджуваної (реконструйованої) будівлі:

- по периметру будівлі необхідно встановити захисний екран, який має рівну або більшу висоту в порівнянні з висотою можливого знаходження вантажу, переміщуваного вантажопідйомним краном;

зона роботи крана повинна бути обмежена таким чином, щоб переміщуваний вантаж не виходив за контури будівлі в місцях розташування захисного екрана.

## **4.11 Пожежна профілактика**

### **4.11.1. Інструкція з протипожежної безпеки**

1. Відповідальність за пожежну безпеку, своєчасне виконання протипожежних заходів, організацію пожежної охорони, забезпечення засобами пожежогасіння, організацію і роботу добровільних пожежних дружин несе персонально начальник будівництва.



2. Відповідальні за протипожежну безпеку зобов'язані:

2.1. Встановити режим куріння, проведення вогневих та інших пожежонебезпечних робіт, порядок прибирання, вивезення та утилізації горючих відходів.

2.2. Ознайомити робітників з пожежною безпекою кожного виду робіт, а також застосовуваних на підприємстві речовин, матеріалів, конструкцій та обладнання.

3. Лінійні інженерно-технічні працівники, відповідальні за пожежну безпеку, зобов'язані:

3.1. Забезпечити дотримання на ввірених ділянках роботи встановленого протипожежного режиму всіма робітниками, службовцями і особами, що залучаються на будівництво;

3.2. Своєчасно і якісно виконувати протипожежні заходи, передбачені правилами.

3.3. Щодня після закінчення робіт перевіряти протипожежний стан робочих місць. Виявлені і усунуті недоліки зареєструвати в спеціальному журналі. Не допускати перебування робітників, службовців та інших осіб, які закінчили роботу, в побутових і допоміжних приміщеннях у вечірній та нічний час.

3.4. Особи, винні в порушенні правил і вимог пожежної безпеки в залежності від характеру порушень і наслідків несуть відповідальність відповідно до трудового, адміністративного, кримінального або цивільного законодавства.

Робочі місця слід постійно утримувати в чистоті, відходи необхідно щодня прибирати з місць виконання робіт в спеціально відведені місця.

5. Розводити багаття на території забороняється.

6. Забороняється зберігати горючі рідини у відкритій тарі. Наливати і видавати легкозаймісті рідини дозволяється тільки в металеву тару, що

герметично закривається, за допомогою насосів, через мідну сітку. Забороняється наливати рідини відрами, а також за допомогою сифона.

7. Пожежну тару з-під легкозаймистих рідин слід зберігати на спеціально відведеному майданчику, віддаленому від місць роботи найближчих будівель не менше ніж на 30 метрів.

8. Приміщення і робочі зони, в яких працюють з горючими речовинами, що виділяють вибухонебезпечні пари, повинні бути забезпечені природною або примусовою припливно-витяжною вентиляцією.

9. До роботи з горючими речовинами та матеріалами допускаються особи, які пройшли навчання за програмою пожежно-технічного мінімуму і проінструктовані про заходи пожежної безпеки перед початком робіт.

10. У найбільш пожежонебезпечних місцях, при великому обсязі зварювальних робіт, а також при роботах на висоті необхідно виставити пожежні пости.

11. Після закінчення зварювальних робіт і інших вогневих робіт відповідальний за проведення цих робіт зобов'язаний видалити з цеху в спеціально відведені місця балони з газами, відключити електрогазозварювальні апарати.

12. При експлуатації електроустановок забороняється:

- використовувати кабелю і проводи з пошкодженою або ізоляцією, що втратила захисні властивості;
- застосовувати для опалення та сушіння нестандартні нагрівальні прилади;
- залишати під напругою ізольовані кінці електричних проводів і кабелів;
- допускати стикання електричних проводів з металевими конструкціями;
- залишати без нагляду електроприлади та електрообладнання, що

знаходяться під напругою;

- користуватися несправними розетками, освітлювальними коробками, рубильниками;
- зав'язувати і скручувати електропроводи, а також відтягувати проводи і світильники на електричних проводах;
- використовувати ролики, вимикачі, штепсельні розетки для підвішування одягу та інших предметів;
- обгортати електричні лампи папером, іншими горючими матеріалами;
- застосовувати для електромереж радіо і телефонні дроти;
- застосовувати в якості електричного захисту некалібровані запобіжники, запобіжники кустарного виробництва, відключати апарати електрозахисту.

14. Освітлювальні прожектора на території будівництва слід встановлювати, як правило, на окремих опорах. Забороняється встановлювати на покрівлях із горючих матеріалів і на будівлях із полімерними утеплювачами в огорожувальних конструкціях.

15. При влаштуванні та встановленні тимчасових металевих печей необхідно дотримуватися таких вимог пожежної безпеки:

- висота ніжок у металевих печей без футерівки повинна бути не менше 0,2м. Підлоги з горючих матеріалів під печами необхідно ізолювати одним рядом цеглин, покладених пліском на глиняному розчині, або азбестовим картоном товщиною 12 обшитого зверху покрівельною сталлю. Металеві печі встановлюються на відстані не менше 1 м від конструкцій з горючих матеріалів не захищених від загоряння і не менше 0,7 м від конструкцій захищених від загоряння;

- при установці металевих печей без ніжок, а також тимчасових цегельних печей на дерев'яній підлозі, підстава під піччю повинна бути з 4-х рядів цегли, покладених пліском на глиняному розчині, причому два нижніх

ряди кладки дозволяється робити з пустотами. Перед топковим отвором печі слід прибити до підлоги передтопковий лист з покрівельної сталі розміром 0,7 на 0,5 м, або зробити цегляний настил такого ж розміру в один ряд на глиняному розчині. Металеві димові труби прокладати через перекриття з горючих або важко горючих матеріалів забороняється. При виведенні металеві димові труби через вікно в неї слід вставити лист з покрівельного заліза розміром не менше 3-х діаметрів димові труби. Кінець труби необхідно вести за стіну не менше ніж на 0,7 м і закінчити спрямованим угору патрубком заввишки не менше 0,5 м.

16. Складувати паливо близько стельових отворів печей забороняється.

17. Топити печі слід під постійним наглядом опалювача.

18. Забороняється розпалювати печі гасом, бензином та іншими горючими рідинами, застосовувати для топки печей дрова, довжина яких перевищує розміри топильника, топити печі з відкритими дверцятами, топити вугіллям, коксом або газом печі не пристосовані для цієї мети.

#### **4.12 Безпека в надзвичайних ситуаціях**

Пересування людей як функція властива всім приміщенням будівель і споруд, пов'язаних з перебуванням в них людини. Для більшості приміщень переміщення людей є допоміжною функцією і для її здійснення виділяються спеціальні площі в складі приміщень (проходи між обладнанням, входи і виходи), а для значної частини приміщень, які називаються комунікаційними приміщеннями або приміщеннями зв'язку (коридори, сходи, вестибюлі, і т. п.), переміщення людей є основним функціональним процесом. Комунікаційні приміщення в будинках займають значну площу, що становить в ряді випадків 30% і більше від робочої площі будівлі. Для великої групи будівель і споруд рух людей є основним функціональним

процесом і від його правильної організації залежить їх раціональне об'ємно-планувальне рішення.

На відміну від інших функцій, рух людей має ту особливість, що його значення різко змінюється в різні періоди експлуатації будівлі. Так, навіть для тих приміщень, де ця функція є лише допоміжною, в період завантаження і евакуації приміщень, рух людей стає основною функцією. При завантаженні і евакуації будівлі характерно одночасне переміщення значної кількості людей в одному напрямку.

Особливого значення набуває рух людей під час виникнення пожежі в будівлі, аварії або будь-якого стихійного лиха. У цьому випадку від правильної організації руху і стану комунікаційних приміщень залежить життя людей. Оскільки виникнення пожежі можливо в будь-якому приміщенні, то облік аварійної евакуації людей обов'язковий для будь-якого приміщення і в цілому будівлі або споруди.

Застосовувані будівельні матеріали відповідають вимогам з токсичності та радіаційної безпеки. При правильному застосуванні вони не можуть завдати шкоди робочим.

Протипожежні заходи виконуються протягом всього періоду виконання будівельних робіт. Перш за все, повинна забезпечуватися відповідна вогнестійкість будівельних конструкцій для різних категорій будівель і споруд.

Захист дерев'яних конструкцій від вогню може здійснюватися зафарбовуванням спеціальними вогнезахисними фарбами, просоченням в розчинах особливих солей, створенням тонкошарових обмазок і термоодягу. Вогнезахисні покриття ускладнюють виникнення і уповільнюють розповсюдження пожежі. Вогнезахисні фарби наносяться пензлями або фарбопультотом. Фарби, що містять глину, наносять мочальним пензлем, з проходом не менше 3 разів. Тинькування вогнезахисними речовинами

виконують рукою, захищеною рукавицею з щільного брезенту. При появі дрібних тріщин на обмазці після висихання виконують вторинну обмазку більш тонким шаром і більш рідким розчином. Товщина обмазки повинна бути 2 ... 6 мм.

На будмайданчиках дороги і проїзди не повинні захищуватися будматеріалами та обладнанням, кожний підсобний або головний будинок і споруда не повинні перебувати від доріг і проїздів на відстані більше 25 м. У нічний час дороги і проїзди на будмайданчику, місця розташування джерел води і пожежних постів повинні бути освітлені. Лісоматеріали укладають в штабелі, роблячи протипожежні розриви від будівель, що будуються, або тимчасових споруд в 15 ... 30 м.

Горючі будівельні матеріали, тріску, тирсу та інше необхідно щодня видаляти в спеціально відведені місця на відстань не менше 50 м від складів лісоматеріалів, будівель і споруд.

Склади легкозаймистих і горючих рідин, лаків і фарб в залежності від їх ємності і способу зберігання влаштовуються з протипожежними розривами в 18 ... 36 м. Утримувати легкозаймисті та горючі рідини в підвальних і напівпідвальних приміщеннях забороняється. При зберіганні лаків і фарб найбільшу пожежну небезпеку представляють розчинені оліфами, уайт-спіритом, спиртом і ін.

Балони з газами допускається зберігати в спеціальних закритих складах і на відкритих складах під навісами з протипожежними розривами не менше 20 м, з відстанню до складів з легкозаймистими і горючими рідинами не менше 50 м. Територія відкритого складу повинна бути захищена. Зберігати в одному приміщенні балони з киснем і балони з горючими газами забороняється. Наповнені і порожні балони повинні зберігатися окремо. Балони для різних газів повинні мати відмінне забарвлення і напис із зазначенням газу. Зберігаються і видаються балони із запобіжними

клапанами. У приміщенні балони з горючими газами від радіаторів опалення встановлюються на відстані 1,5 м.

Ями для гасіння вапна розташовують на відстані не менше 5 м від складу його зберігання та не менше 15 м від інших будівель і споруд. Негашене вапно необхідно зберігати в закритих, захищених від попадання атмосферних опадів, вогнетривких складських приміщеннях з піднесеною підлогою над рівнем землі не менше ніж на 20 см. Застосування на цих складах в якості засобів пожежогасіння води і пінних вогнегасників не допускається, застосовувати слід сухий пісок і вуглекислотні вогнегасники.

Тимчасову електропроводку на будмайданчику виконують ізольованим проводом на міцних опорах на висоті не менше 2,5 м над робочим місцем, 3,5 м - над проходами і 6 м - над проїздами. Підвіска електропроводки на висоті менше 2,5 м допускається тільки в трубах або коробках. Електролампи загального освітлення застосовуються 127 і 220 В при розташуванні світильників на висоті не менше 2,5 м, при меншій висоті розташування світильників слід застосовувати напругу електричного струму не вище 36 В.

Будмайданчики повинні забезпечуватися первинними засобами пожежогасіння (табл.4.2).

З метою швидкого сповіщення про пожежу та виклик пожежної охорони на будмайданчику повинен бути телефонний зв'язок.

Таблиця 4.2 Норми первинних засобів пожежогасіння для споруджуваних будинків

Будівлі та споруди	Одиниця виміру	Вогнегасник	Ящик з піском 0,5м <sup>3</sup> і лопата	Діжка 250 л з водою і 2 відра
Споруджувані будівлі	на 200 м <sup>2</sup> підлоги	1	1	—
Риштування	на 20м довжини	1	—	—

Те ж	на 100 м довжини	—	—	1
Деревооброблювальні майстерні	на 100 м <sup>2</sup> підлоги	1	1	1
Склади лісо- та горючих матеріалів	Те ж	1	—	1
склади негорючих матеріалів, тарні, балонів	на 200 м <sup>2</sup> підлоги	1	1	-
Госп. склад з наявністю горючих матеріалів	на 100 м <sup>2</sup> підлоги	1	-	1
Приміщення для приготування складів гідроізоляційних, антикорозійних та ін.	-	3	1	-
Дворовий майданчик	на 200 м <sup>2</sup>	1	-	1



## ВИСНОВКИ

Розроблено основні об'ємно-планувальні, архітектурно-конструктивні рішення тренувальної бази.

Відповідно до визначених інженерно-геологічних умов будівництва, обрано стрічковий тип фундаментів та проведено розрахунки фундаментів під стіни та колони.

Проаналізовано особливості роботи багатопустотних плит перекриття.

Основними технологічними системами є наступні способи влаштування пустот:

- U-Boot Beton, являє собою опалубку, що виготовляється з повторно переробленого (переробленого) поліпропілену. При зануренні опалубки U-Boot Beton в бетон, виходять ґрати ортогональних балок, закритих з верхньої та нижньої сторони плоскою плитний частиною. U-Boot Beton дозволяє реалізувати перекриття з великими отворами або перекриття, що витримують великі навантаження без балок.

- системи Sobiax, основою служить є пустотоутворювач зроблений із пластику, що поміщається в центр залізобетонної плити. Система Sobiax використовується для зведення плоских плит. Також як і U-Boot Beton, пустотоутворювач Sobiax виробляються з переробленого пластику. Системи Sobiax представлені двома лінійка продуктів: Slim-Line і Eco-Line.

- система BubbleDeck, ще один приклад використання круглих пустотоутворювачів в формі «бульбашок» з переробленого пластику для полегшення власної ваги плити. Згідно твердження виробника, використання технології BubbleDeck дозволяє знизити витрату бетону на 35%, а плита може нести вдвічі більше корисне навантаження, ніж плита тієї ж товщини без пустот.

За результатами скінченно-елементного розрахунку, встановлено, що найменші прогини виникають при використанні системи Sobiax Eco-Line.

Разом із тим, зазначена система володіє найвищою висотою перерізу, що спричиняє збільшення об'єму проектованої будівлі. Інші досліджувані системи продемонстрували практично однакові значення прогинів.

Розроблено заходи по охороні праці та цивільному захисту населення.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи К.: Мінбуд України, 2006
2. ДБН В.1.17-2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва. – К.: Держбуд України, 2003.
3. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
4. ДБН В.2.6-31:2006 Теплова ізоляція будівель К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006
5. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.
6. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Грунти. Класифікація. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1995.
7. ДСТУ Б Д.2.2-9:2008. РЕСУРСНІ ЕЛЕМЕНТНІ КОШТОРИСНІ НОРМИ НА БУДІВЕЛЬНІ РОБОТИ . ЗЕМЛЯНІ РОБОТИ (ЗБІРНИК 1) К.: Мінбуд України, 2008.
8. ДСТУ Б Д.2.2-9:2008. РЕСУРСНІ ЕЛЕМЕНТНІ КОШТОРИСНІ НОРМИ НА БУДІВЕЛЬНІ РОБОТИ. БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ МОНОЛІТНІ (ЗБІРНИК 6) К.: Мінбуд України, 2008.
9. ДСТУ Б Д.2.2-9:2008. РЕСУРСНІ ЕЛЕМЕНТНІ КОШТОРИСНІ НОРМИ НА БУДІВЕЛЬНІ РОБОТИ. БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ ЗБІРНІ (ЗБІРНИК 7) К.: Мінбуд України, 2008.
10. ДСТУ Б Д.2.2-9:2008. РЕСУРСНІ ЕЛЕМЕНТНІ КОШТОРИСНІ НОРМИ НА БУДІВЕЛЬНІ РОБОТИ. ПОКРІВЛІ (ЗБІРНИК 12) К.: Мінбуд України, 2008.

11. ДСТУ Б Д.2.2-9:2008. РЕСУРСНІ ЕЛЕМЕНТНІ КОШТОРИСНІ НОРМИ НА БУДІВЕЛЬНІ РОБОТИ. ПАЛЬОВІ РОБОТИ (ЗБІРНИК 5) К.: Мінбуд України, 2008.
12. ДСТУ Б Д.2.2-9:2008. РЕСУРСНІ ЕЛЕМЕНТНІ КОШТОРИСНІ НОРМИ НА БУДІВЕЛЬНІ РОБОТИ. ПІДЛОГИ (ЗБІРНИК 11) К.: Мінбуд України, 2008.
13. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. Основні положення. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2008.
14. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1992
15. Веселов В.А. Проектирование оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1990. – 240с.
16. Основания, фундаменты и подземные сооружения.: Е. А. Сорочана, Ю. Г. Ирофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 135с.
17. Цытович Н. А. Механика грунтов. – М. : Госстройиздат, 1934; 1940; 1951; 1963; 1971; 1979; 1983. – 357с.
18. Далматов Б. И. Механика грунтов, основания и фундаменты. Л. : Стройиздат, 1988. – 298с.
19. Ухов С. Б., Знаменский В. В., Тер – Мартиросян З. Г., Механика грунтов, основания и фундаменты.– М.: Издательство АСВ, 1994. – 524с.
20. Бартоломей А. А. Основы расчёта свайных ленточных фундаментов по предельно допустимым осадкам. – М. : 1982. – 253с.
21. Бугров А. К. Расчёт осадок оснований с развитыми областями предельного напряжённого состояния грунта. Швецова. М. : Высшая школа, 1991, С. 127 – 131.

22. Мерлинов М. В., Ягупов Б. А. Примеры расчёта оснований и фундаментов. М. : 2006. – 145с.
23. Лапшин Ф. К. Основания и фундаменты в дипломном проектировании. Саратов. Изд. – Саратовского университета, 1989. – 212с.
24. Основания и фундаменты. Справочник строителя. Под ред. М. И. Смеродинова. – М. : 2003. – 355с.
25. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика. Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М. : 2005. – 235с.
26. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость основания сооружений. – М. : 2000. - 310с
27. Флорин В. А. Основы механики грунтов. – М. – Л. : Т. 1, 1951; Т. 2, 1961.
28. Цытович Н. А. Механика мёрзлых грунтов (общая и прикладная) , – М. : 1973. – 387с.
29. Шведенко В. И. Монтаж строительных конструкций. М. : Высшая школа, 1987. – 167с.
30. Нойферт Э. Строительное проектирование. М. : Стройиздат, 1991.
31. Бодьин Г. М. и др. Технология строительного производства. – Л. : Стройиздат, 1987. – 197с.
32. Пищаленко М. Ю. Технология возведения зданий и сооружений – Киев. : Высшая школа, 1982. - 298с.
33. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Ж/бетонные конструкции. Общий курс. М. : Стройиздат, 1991. – 412с.
34. Невзоров Л. А. и др. Башенные строительные краны. Справочник. – М. : Машиностроение, 1992. – 254с.