

Міністерство освіти і науки України  
Центральноукраїнський національний технічний університет  
Центр заочної та дистанційної освіти  
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

*«Допустити до захисту»*

Завідувач кафедри БДМБ,  
кандидат технічних наук, професор

Владислав НАСТОЯЩИЙ

" \_\_\_\_ " \_\_\_\_\_ 2024 р.

### **Кваліфікаційна магістерська робота**

на тему: **Дослідження міцності монолітного безбалкового  
перекриття за руйнівними зусиллями**

Виконав: здобувач освіти групи БІ-23Мз  
спеціальності 192  
«Будівництво та цивільна інженерія»

Тетяна ЗДЕБСЬКА

" \_\_\_\_ " \_\_\_\_\_ 2024 р.

Керівник кваліфікаційної магістерської роботи:  
кандидат технічних наук, доцент

Андрій ТИХИЙ

" \_\_\_\_ " \_\_\_\_\_ 2024 р.

Кропивницький – 2024 рік



## АНОТАЦІЯ

В даний час в Україні широкого поширення набув монолітний залізобетон, використання якого дозволяє реалізовувати сміливі і нестандартні рішення, які неможливо реалізувати в збірному варіанті.

Монолітний залізобетон широко використовується в нестандартних конструкціях, що мають незвичайну або складну форму, наприклад, в гідротехнічних спорудах, важких фундаментах, басейнах, в обшивках покриттів, силосів, резервуарів і т.д.

Використання монолітного залізобетону в житловому та цивільному будівництві покращує не тільки якість і комфорт житла, а й естетику та архітектурну виразність.

Однак різноманіття архітектурних форм тягне за собою ускладнення конструктивних схем, що ускладнює оцінку напружено-деформованого стану об'єктів при різних навантаженнях і впливах. Поява і застосування нових видів конструкційних матеріалів, розробка методів розрахунку призводить до необхідності врахування цих факторів в проектних схемах і моделях, до постійного вдосконалення будівельних норм і правил.

Таким чином, ефективним способом підвищення міцності і надійності є попереднє напруження арматури і, в даний час, досить детально вивчені особливості експлуатації конструкцій з попередньо напруженою арматурою, що володіє зчепленням з бетоном, і розроблені відповідні методики розрахунку і складені нормативні документи.

Однак опір елементів з попередньо напруженим армуванням без зчеплення з бетоном вивчено в набагато меншій мірі, а нормативні документи не відображають всіх особливостей експлуатації таких конструкцій.

Зокрема, проектування плоских плит безбалкових перекриттів з використанням високоміцної арматури без зчеплення з бетоном не регламентується нормативними документами, і не має широкого поширення в будівельній практиці. Особливо гостро стоїть питання використання безбалкових плоских перекриттів, з розрідженою сіткою колон, де основною перешкодою є обмеженість прольотів (до 7 метрів без капітелей) і значні прогини.

## ANNOTATION

Currently, monolithic reinforced concrete has become widespread in Ukraine, the use of which allows you to implement bold and non-standard solutions that cannot be implemented in a prefabricated version.

Monolithic reinforced concrete is widely used in non-standard structures that have an unusual or complex shape, for example, in hydraulic structures, heavy foundations, swimming pools, in coverings, silos, tanks, etc.

The use of monolithic reinforced concrete in residential and civil construction improves not only the quality and comfort of housing, but also aesthetics and architectural expressiveness.

However, the variety of architectural forms entails the complication of structural schemes, which complicates the assessment of the stress-strain state of objects under various loads and influences. The emergence and application of new types of structural materials, the development of calculation methods lead to the need to take these factors into account in design schemes and models, to the constant improvement of building codes and regulations.

Thus, an effective way to increase strength and reliability is prestressing of reinforcement and, at present, the features of operation of structures with prestressed reinforcement that has adhesion to concrete have been studied in sufficient detail, and the corresponding calculation methods have been developed and regulatory documents have been compiled.

However, the resistance of elements with prestressed reinforcement without adhesion to concrete has been studied to a much lesser extent, and regulatory documents do not reflect all the features of operation of such structures.

In particular, the design of flat slabs of beamless floors using high-strength reinforcement without adhesion to concrete is not regulated by regulatory documents and is not widely used in construction practice. The issue of using beamless flat floors with a sparse grid of columns is particularly acute, where the main obstacle is the limited spans (up to 7 meters without capitals) and significant deflections.

## З М І С Т

Вступ.....	3
<b>Розділ 1 ОГЛЯД ЗАСТОСУВАННЯ І РОЗВИТКУ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ В БУДІВНИЦТВІ .....</b>	
	9
1.1 Поява та розвиток безбалкових перекриттів в сучасному будівництві.....	9
1.2 Попередньо напружені залізобетонні конструкції з адгезією до бетону ..	18
1.3 Попередньо напружені залізобетонні конструкції без зчеплення з бетоном.....	24
1.4 Розрахунок різьбових з'єднань, що працюють на зріз .....	25
1.5 Висновки з бібліографічного огляду та завдання досліджень .....	26
<b>Розділ 2 МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗІ ЗМІШАНИМ АРМУВАННЯМ .....</b>	
	27
2.1 Особливості залізобетонних конструкцій зі змішаним армуванням .....	27
2.2 Безбалкові перекриття зі змішаним армуванням і діагональним розташуванням напруженої арматури.....	30
2.3 Перспективи розвитку безбалкових перекриттів.....	31
2.4 Інтерпретація результатів розрахунку та приклади конструювання вузлів .....	32
2.5 Висновки з розділу .....	32
<b>Розділ 3 ОСНОВНІ МЕТОДИ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ .....</b>	
	33
3.1 Завдання проєктування та вихідні дані.....	33
3.2 Метод замінюючих рам .....	39
3.3 Метод поділу прогонових і надколонних розрахункових смуг .....	43
3.4. Методика заміни рамок.....	45

					<i>КМР 2319216 ПЗ</i>							
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>								
<i>Розробив</i>		<i>Здебська Т.О.</i>			<i>Дослідження міцності монолітного безбалкового перекриття за руйнівними зусиллями</i>			<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Акрцшів</i>		
<i>Перевірив</i>		<i>Тихий А.А.</i>								1	77	
<i>Реценз.</i>								<i>ЦНТУ гр. БІ-23Мз</i>				
<i>Н. Контр.</i>		<i>Дарієнко В.В</i>										
<i>Затвердив</i>		<i>Настоящий В.А</i>										

3.5	Метод кінцевої рівноваги.....	50
3.7.	Метод скінченних елементів та його реалізація в комп'ютерних програмах .....	58
3.8.	Порівняння результатів розрахунку чарунки плити перекриття різноманітними методами.....	65
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕННЯ.....		71
GENERAL CONCLUSIONS ACCORDING TO RESEARCH RESULTS .....		73
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....		75
Додатки.....		80
Додаток А РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ РІЗЬБОВИХ З'ЄДНАНЬ .....		80
Додаток Б Заходи з охорони праці при монтажі монолітного безбалкового перекриття .....		88
Додаток В Ілюстраційні матеріали (мультимедійна презентація) .....		96

					<i>КМР 2319216 ПЗ</i>	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		2

## ВСТУП

**Актуальність теми.** Ефективним способом усунення недоліків при проектуванні плоских плит безбалкових перекриттів є використання змішаної арматури, де в якості натяжної арматури використовується діагонально розташована високоміцна арматура без зчеплення з бетоном. Метою такого розміщення напруженої арматури є зменшення прогину центральної зони плити перекриття і ширини розкриття тріщини.

Виявлення конструктивних і експлуатаційних особливостей таких перекриттів, а також прихованих можливостей і невикористаних запасів міцності і надійності, довговічності і деформативності є важливим і актуальним завданням.

У запропонованій роботі представлено дослідження конструктивних рішень залізобетонних безбалкових перекриттів зі змішаним армуванням з найбільш поширеними та перспективними прольотами чарунок.

На основі теоретичного аналізу та комп'ютерного моделювання досліджено особливості напруженого стану плит перекриття від дії переднапруженої сили та поперечних навантажень при спільному використанні звичайної арматури та високоміцних канатів у гнучкій оболонці типу «MonoStrend».

Багато українських і зарубіжні вчених зробили свій внесок в розробку методики оцінки несучої здатності залізобетонних елементів з попередньо напруженою арматурою без зчеплення з бетоном.

Однак, незважаючи на гадану простоту використання високоміцної арматури без зчеплення з бетоном в монолітних перекриттях, до сих пір немає чітко розроблених методик розрахунку міцності перекриттів з використанням даного виду арматури, а нормативної літератури практично немає. Це пов'язано з тим, що існуючі методи засновані на принципах спільної роботи арматури з бетоном аж до руйнування, які не можуть бути застосовані до арматури без зчеплення з бетоном.

Кілька сучасних робіт в цій області з урахуванням роботи попередньо напруженої арматури без зчеплення з бетоном присвячені монолітному

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						3
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

перекриттю тільки з ортогональним розташуванням попередньо напруженої арматури.

Існує потреба в подальшому розвитку цього напрямку, так як дослідження по експлуатації попередньо напружених конструкцій з діагональним армуванням практично не зустрічаються в нормативній, науковій і технічній літературі, а проектні рішення з їх участю зустрічаються дуже рідко.

Рівень початкового попереднього напруження арматури без зчеплення з бетоном в монолітних безбалкових перекриттях впливає на розподіл напружень в звичайній, попередньо напруженій арматурі і бетоні на етапах виготовлення, експлуатації і до руйнування і, таким чином, визначає ефективність використання міцності таких плит.

**Метою магістерської роботи** є надання експериментального та теоретичного обґрунтування основних положень розрахунку міцності монолітних безбалкових перекриттів з попередньо напруженою діагональною арматурою без зчеплення з бетоном шляхом встановлення теоретичних залежностей розподілу напружень у бетонній, конвенційній та попередньо напруженій арматурі на всіх етапах експлуатації плит монолітних безбалкових перекриттів.

Це дасть можливість в повній мірі використовувати характеристики міцності матеріалів, розробляти ефективні конструктивні рішення, а також удосконалювати методи розрахунку міцності таких плит з локальним застосуванням діагонально розташованої, високоміцної арматури без зчеплення з бетоном.

У процесі досягнення поставленої мети були поставлені і вирішені **наступні задачі:**

- Досліджено найбільш поширені, існуючі конструктивні рішення монолітних безбалкових перекриттів та проведено аналіз їх ефективності та широкого застосування в сучасному будівництві.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						4
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- Розглянуто основні аналітичні методи розрахунку міцності монолітних безбалкових перекриттів (строгі, приблизні, комп'ютерні - Scad) і проведено порівняльний аналіз результатів розрахунку на прикладі найбільш поширених безбалкових перекриттів.

- Розроблено методику розрахунку міцності таких плит на етапах виготовлення, експлуатації та руйнування, при якій напружена арматура розглядається як пружний елемент квантової системи, що працює разом з перекриттям.

- Визначено гранично допустимі початкові рівні попереднього напруження в арматурі високої міцності та відповідні значення міцності передачі бетону, які забезпечують міцність плити при передачі зусилля попереднього напруження на етапі виготовлення та експлуатації.

- Виконано комп'ютерне моделювання безбалкової плити перекриття з діагональною попередньо напруженою арматурою без зчеплення з бетоном.

- Проведено порівняльний аналіз результатів ручного та машинного підрахунку, встановлено тенденцію збіжності та розбіжності основних розрахункових параметрів.

**Об'єктом дослідження** є монолітне безбалкове перекриття з попередньо напруженим діагональним армуванням без зчеплення з бетоном.

Предметом дослідження є міцність монолітного безбалкового перекриття з попередньо напруженим діагональним армуванням без зчеплення з бетоном; напружено-деформований стан монолітного безбалкового перекриття зі змішаним армуванням без зчеплення з бетоном; рівні напружень у звичайній, попередньо напруженій арматурі та бетони на етапах виготовлення, експлуатації та до руйнування.

**Наукова новизна роботи:**

- Встановлено аналітичні залежності, які дозволяють визначити розподіл напружень в арматурі та бетони плити перекриття на етапі виготовлення, експлуатації та до руйнування.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						5
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- Виведені формули, що дозволяють розрахувати міцність плити перекриття на основі методу граничної рівноваги, який може бути використаний для оцінки попередньо напружених безбалкових перекриттів зі змішаним армуванням при різних співвідношеннях сторін осередків і розмірів перерізу колони.

- Розроблено алгоритм встановлення проектної ширини перерізу плити, на яку впливає ефект стиснення бетону від сили попереднього напруження.

- Розроблено науково обґрунтовані принципи проектування безбалкового перекриття з діагональним попередньо напруженим армуванням без зчеплення з бетоном, а також встановлені раціональні схеми армування.

- Визначено наукові положення, на яких ґрунтується методика розрахунку міцності попередньо напружених конструкцій зі змішаною арматурою з урахуванням роботи попередньо напруженої арматури без зчеплення з бетоном.

Для реалізації цих положень використовуються аналітичні та теоретичні методи дослідження, комп'ютерні методи обробки та отримання результатів, дослідження інших вчених, комп'ютерне моделювання плити з використанням програми Scad Office.

Основні положення, які підлягають обґрунтуванню:

- конструктивне рішення попередньо напруженої плити безбалкового перекриття з використанням діагональної високоміцної арматури без зчеплення з бетоном;

- метод розрахунку зусиль у звичайній, попередньо напруженій арматурі та бетоні з урахуванням їх перерозподілу в матеріалі;

- методика розрахунку міцності монолітних перекриттів зі змішаним армуванням, де в якості попередньо напруженої арматури використовується арматура типу «мононитка» з урахуванням найбільш раціонального її використання.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						6
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Для реалізації цих положень використовувалися аналітичні методи дослідження, комп'ютерні методи обробки та отримання результатів, комп'ютерне моделювання плити з використанням програми Scad Office.

Теоретична і практична значущість роботи полягає у використанні результатів дослідження при проектуванні конструкцій безбалкових перекриттів з монолітного залізобетону. Виконані дослідження спрямовані на вдосконалення конструктивних рішень та уточнення методики розрахунку монолітних перекриттів з метою розширення їх застосування в більшому діапазоні прольотів і навантажень. Арматура дозволяє зменшити прогин і ширину тріщини, підвищити стійкість до локального обвалення в опорних вузлах.

Результати магістерської роботи можуть бути використані при розробці нормативної, технічної або довідкової літератури з проектування монолітних перекриттів, а також в практичній роботі.

Отримані результати можуть служити основою для доповнень до існуючих стандартів проектування монолітних залізобетонних конструкцій, з метою підвищення надійності та довговічності несучих конструкцій, а також більш раціонального використання фізико-механічних властивостей бетону, що дозволить отримати певний економічний ефект.

Достовірність результатів досліджень забезпечується використанням експериментальних і теоретичних даних, отриманих вітчизняними та зарубіжними вченими в області вивчення підлог зі змішаним армуванням, а також узгодженням результатів аналітичних розрахунків з даними комп'ютерного моделювання.

Особиста участь автора в отриманих наукових результатах полягає у постановці задачі даного дослідження, виборі об'єктів і методів дослідження, розробці основних положень, що визначають наукову новизну і практичну значущість роботи, отриманні результатів чисельного експерименту, узагальненні та аналізі його результатів, розробці інженерного методу

					<i>КМР 2319216 ПЗ</i>	Аркуш
						7
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

розрахунку міцності попередньо напружених конструкцій зі змішаним армуванням без зчеплення з бетоном.

**Апробація та публікація результатів роботи.** Основні положення магістерської роботи доповідалися на IV Всеукраїнській студентській науково-практичній конференції «Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій», 21-22 листопада 2024 р., м. Кропивницький.

**Структура роботи.** Робота містить 79 сторінок, в тому числі 17 таблиць, 26 рисунків, список з 41 використаних джерел, анотацію українською та англійською мовами, а також мультимедійну презентацію з 21 слайду. Текст роботи містить вступ, 3 розділи, висновки і рекомендації за результатами досліджень, а також три додатки.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						8
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

## **РОЗДІЛ 1. Огляд застосування і розвитку безбалкових перекриттів в будівництві**

### **1.1. Поява та розвиток безбалкових перекриттів в сучасному будівництві**

Бетон і залізобетон широко використовуються у всіх країнах, і в даний час є основним будівельним матеріалом. Залізобетон використовується при будівництві житлових, адміністративних і виробничих будівель, мостів, портових та інших споруд [6, 12, 24].

Перше застосування залізобетону в Україні почалося в 80-х роках XIX століття. Найбільше поширення він отримав в монолітному виконанні там, де слабо розвинена промисловість збірного залізобетону і доступні дешеві місцеві матеріали. Залізобетонне монолітне будівництво є одним з найбільш перспективних напрямків в будівництві, так як дозволяє реалізувати найбільш нестандартні і цікаві інженерні рішення [1, 19, 22].

Проектування монолітних будівель вивчали ряд вітчизняних та зарубіжних дослідників [1, 11]. Першому широкому використанню залізобетонних конструкцій не тільки в нашій країні, але і за кордоном сприяли натурні випробування різних залізобетонних конструкцій [21].

Перші безбалкові стелі з'явилися за кордоном, як правило, вони мали розширену верхню частину - капітель (рисунок 1.1). Збільшення розмірів головок колон було характерною рисою таких споруд, які стали називатися «грибоподібними поверхами». Патент на таку конструкцію вперше був зареєстрований в США Орлано Норкросом в 1902 році.

Безбалкові перекриття були використані при будівництві багатоповерхових будівель в 1906 році в США за пропозицією інженера Торнера. У 1910 році в Швейцарії була зведена будівля з безбалковими стелями [33].

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						9
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

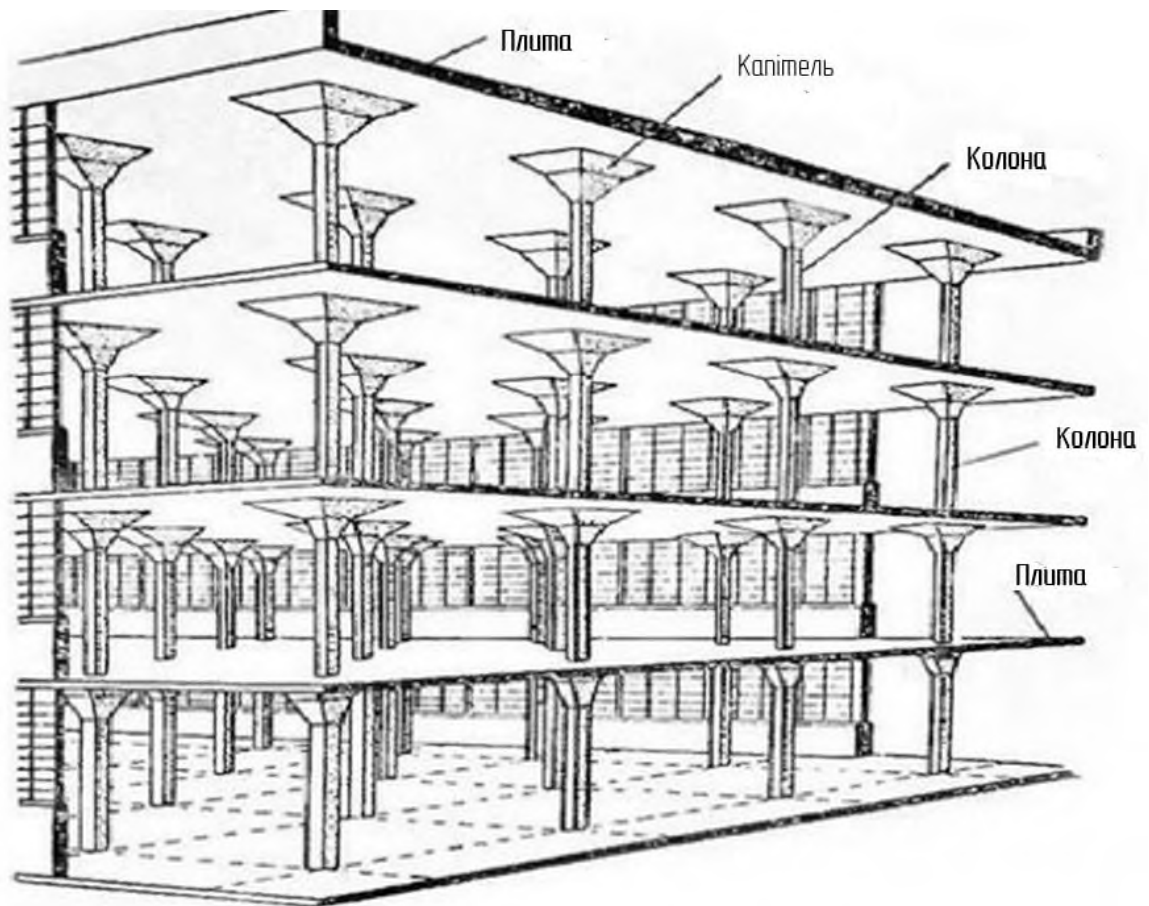


Рисунок 1.1. – Безбалочне перекриття з капітелями

У нашій країні чотириповерхова будівля молочного складу, яке було побудовано в 1908 році в Києві під керівництвом [14], є знаковою спорудою з монолітного залізобетону із застосуванням безбалкових перекриттів.

Завдяки роботі [21] на початку 30-х років в Україні широке поширення отримали безбалкові перекриття. Вони використовувалися в основному на підприємствах харчової промисловості, підземних резервуарах, станціях київського метрополітену (станція метро «Арсенальна», станція метро «Вокзальна»). У житлових будівлях конструкції безбалкових перекриттів не отримали широкого поширення через труднощі в плануванні поверхів через наявність капітелей в структурі колон.

Інтерес до вивчення опору монолітних залізобетонних безбалкових перекриттів знайшов відображення в дослідженнях українських і зарубіжних авторів. У різний час в нашій країні напружено-деформований стан

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		10

безбалкових перекриттів вивчали ряд вітчизняних та закордонних дослідників, серед яких [7, 20].

На початку 20 століття, в 1904 році, професор А. Ф. Лолейт запропонував, а потім, в 30-х роках, розробив, провівши значну кількість експериментів, методику розрахунку залізобетонних конструкцій за стадією руйнування [29].

Подальші удосконалення методів розрахунку були проведені інженерами А. М. Сізяковим та І. П. Степаненком [30].

Спочатку для розрахунків безбалкових перекриттів в основному використовувалися методи, засновані на положеннях теорії пружності і опору матеріалів. Одним з перших в цій області був І.Г. Бубнов (1913), який за допомогою гармонічних рядів вирішив задачі згинання пластин [21]. Однак більш широке поширення метод отримав після досліджень, проведених в роботі [26]. Автор запропонував метод вирішення диференціального рівняння згину пластини за допомогою бігармонічних рядів, на основі якого визначалися сили і переміщення. Безбалкове перекриття автор представив у вигляді ізотропної нескінченної плити зі звичайною точковою опорою [18, 13]. Пізніше метод дослідника [28] був розроблений у вигляді декількох вдосконалених версій. Наприклад, в методі дослідника [28] використовувався розкладання розчину на одній основі, а ортогональність залишкового - на іншій. Метод дослідника [18] дозволяє зводити диференціальні рівняння з частинними похідними до звичайних диференціальних рівнянь. В даний час метод отримав назву Бубнова-Галеркіна [12].

Поряд з цими методами використовувалися метод тригонометричних рядів [20, 23].

При розрахунку за допомогою методу пружної сітки Маркуса пластини представляється у вигляді системи перпендикулярних пересічних ниток, які повинні знаходитися в рівновазі в кожній точці перетину [22].

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						11
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Поряд з основними перерахованими вище методами в проектній практиці використовувалися такі методи: метод тригонометричних рядів, енергетичний метод та інші [20, 23].

Ці методи, які ґрунтуються на принципах теорії пружності і пропонують рішення на основі систем алгебраїчних або диференціальних рівнянь, незважаючи на їх математичну точність, мають суттєві недоліки. Ряд припущень, що лежать в основі цих методів, не відповідають реальній експлуатації плити, а, отже, не досить точно відображають роботу конструкцій, що особливо актуально для залізобетонних конструкцій, де необхідно враховувати пластичність бетону і тріщиноутворення [23, 30].

Поряд з точними математичними методами широке поширення отримали наближені методи, які дозволили великій кількості конструкторів використовувати їх в проектній практиці [13, 23].

За кордоном для розрахунку перших монолітних безбалкових перекриттів з капітальними капітелями, Дж. Ніколс у 1914 р вивів рівняння рівноваги плити, засноване на тому, що опорні сили на капітелях розподілені по трикутнику. При цьому розрахунковий проліт панелі приймається рівним відстані між центрами ваги цих трикутників, а сумарний момент згину приймається за момент балки. До 1917 року формула Ніколса була прийнята Об'єднаною американською комісією і включена в будівельний кодекс АІБ (Американський інститут бетону) для проектування безбалкових перекриттів з капітельними колонами.

Більш точний метод оцінки зусиль, заснований на теоретичних і експериментальних дослідженнях Вестергарда і Слейтера, з'явився в 1925 році. Цей метод був включений в деякі зарубіжні будівельні стандарти [10].

На території нашої держави цей метод був удосконалений і доповнений дослідниками [23,26].

Суть методу полягає в тому, що для визначення моментів в проектних ділянках і для проектування арматури безбалкове перекриття було розділене

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						12
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

в плані на надколонні і прогонові смуги, при цьому ширина кожної смуги дорівнює половині відстані між осями колон в кожену сторону. У кожній смузі виникають позитивні і негативні моменти, причому в надколонній смузі моменти більше, ніж на смузі прольоту. Зміною моментів по ширині смуги нехтували, приймаючи їх розподіл за постійне. З урахуванням перерозподілу моментів внаслідок пластичних деформацій значення моментів на чотирьох конструктивних ділянках панелі плити визначають так, щоб їх сума дорівнювала балковому моменту [13, 20].

У 1909 р дослідник [23] розробив метод замінюючих рам для розрахунку перекриттів з нерівними прольотами. Безбалкове перекриття розглядається як система широких балок, що перетинаються під прямим кутом, що працюють у двох напрямках. У кожному напрямку безбалкове перекриття змінювалося багатопролітним каркасом з ригелем у вигляді плити і колон, що примикають до вузла і затискаються на протилежних кінцях. Ширина ригеля приймалася рівною півсумі сусідніх прольотів перпендикулярної плити, а розрахункова довжина ригеля встановлювалася з урахуванням розмірів капітелей. Рами кожного напрямку проектувалися для навантаження без урахування шахового або смугового розташування корисного навантаження. Можливість розрахунку за однією такою схемою навантаження обумовлена вирівнюванням моментів за рахунок пластичних деформацій. Згинальні моменти ригелів, отримані з розрахунку рами, розподіляються між надколонними і пролітними смугами таким чином: а) позитивний момент - 47% на прольотну смугу і 56% на надколонну смугу; б) негативний момент - 26% на прольотну смугу і 74% для надколонної смуги [13, 21].

Пізніше в роботах дослідника [19] був розроблений метод заміни рам, який дає більш точні результати за рахунок використання схеми роботи перекриття, наближеної до реальності: плити і уявних балок [13,23].

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						13
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Перераховані вище методи відрізнялися отриманими моментами від 10% до 40% між собою, що свідчить про недосконалість використовуваних методів розрахунку і необхідності їх подальшого розвитку [16].

Однак ця обставина не викликала ускладнень при розрахунку конструкцій, так як при перерозподілі сил плита працювала відповідно до того, як вона була спроектована.

Безбалкові безкапітельні навіси вперше були використані Джозефом Ді Стазіо, такі плити перекриття стали називати плоскими (рисунок 1.2) [15].

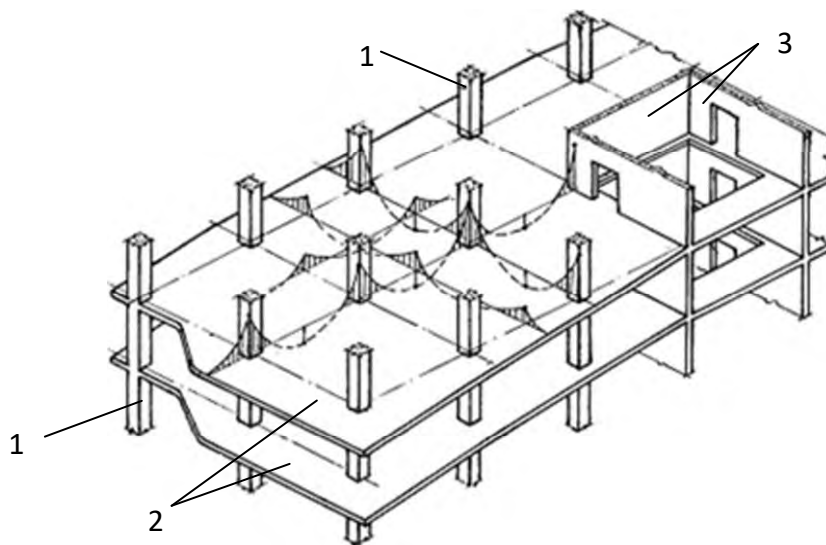


Рисунок 1.2. - Фрагмент плоского перекриття з епюрами моментів: 1 - колона, 2 - стеля, 3 - стіни сходової клітки.

Безкапітельні перекриття мають низьку конструктивну висоту плити, рівну і гладку стелю, дають можливість вільно розташовувати внутрішнє обладнання та інженерні комунікації, які при необхідності приховуються підвісною стелею. Ця конструктивна особливість також спрощує опалубку, армування і процес бетонування.

Однак відсутність капітелей зменшує площу стелі, яка сприймає реакцію колон. Ця обставина обумовлює необхідність проведення додаткових заходів в місцях з'єднання колони з підлогою, зокрема, установки поперечної арматури для поглинання зсувних сил (рисунок 1.3). Наслідками такого рішення є збільшення розмірів колон або товщини підлоги.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		14

Збільшення прольоту при відсутності капітелі призводить до розвитку більших прогинів, ніж у плит з капітелями [3, 15].



Рисунок 1.3. - Поперечна арматура в області колони безбалкового перекриття

За кордоном будівництвом рівних підлог займалися: Дж. Розенталь, Е. Хогнестад, Р. С. Ельстнер, С. Бах і О. Граф зокрема в Чехословаччині та Швеції [3, 19, 21, 24].

У післявоєнний час в Україні, збірні безбалкові перекриття вперше були застосовані в 60-х роках при будівництві висотного готелю у Львові.

Конструктивне рішення готелю включало: колони з відстанню  $b \times b$  м, плити  $2,8 \times 2,8$  м, з урахуванням монолітного шва  $0,2$  м. Плити з'єднувалися між собою за допомогою петлевого з'єднання, місце з'єднання з колонами зварювалося шляхом зварювання заставної коробчатої частини плити до поздовжньої робочої арматури колони. До граней короба приварюють арматурні стержні для поглинання напруг стружки, зусиль на розтяг від опорних згинальних моментів і місцевих розтягуючих зусиль, викликаних продавлюванням. Така універсальна конструктивна система збірно-монолітного безригельного каркаса, що складається з вертикальних колон і плоских панелей перекриття, називається «каркас уніфікований

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		15

безригельний» (КУБ). Пізніше система КУБ була вдосконалена і доповнена. Модифікована система отримала назву КУБ-2,5, на базі якої в Україні побудовано понад 1,1 млн квадратних метрів житлових, соціальних і комерційних будівель (рис. 1.4) [5, 10].

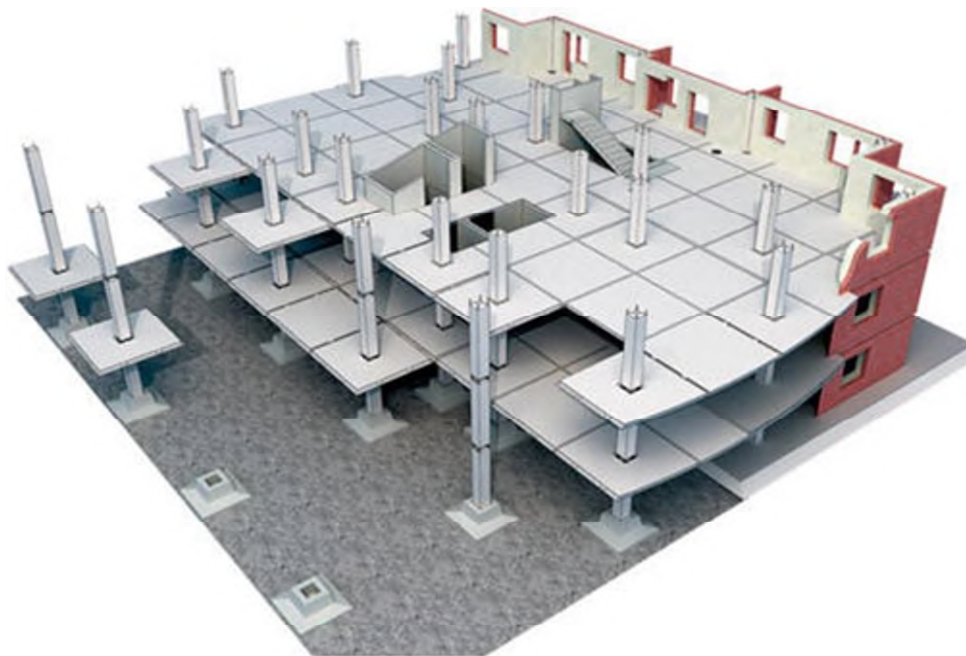


Рисунок 1.4. - Схема типового житлового будинку серії КУБ-2,5

У 60-х роках минулого століття метод, заснований на граничному рівновазі елементів, розроблений під керівництвом дослідника [16]. Метод заснований на введенні умовного пластикового шарніра в статично невизначену систему на стадії руйнування [17].

Пізніше метод був розроблений відомими вченими вітчизняної наукової школи [3, 13, 22].

Відомий в галузі будівництва вчений [23], використовував метод кінцевої рівноваги для розрахунку пластин і оболонок. Також використовував цей метод для вирішення проблем опору елементів динамічній дії [4, 14, 25].

Подальший розвиток теорії граничної рівноваги пов'язаний з лабораторією теорії залізобетону Науково-дослідного інституту залізобетону. Його фундаментальні праці з теорії пластичності, розрахунку

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						16
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

залізобетонних конструкцій за граничними станами набули всесвітнього значення.

Сучасна теорія обмеження рівноваги не змінила змісту, створеного дослідником [11], а отримала подальший розвиток лише в зв'язку з виникненням нових розділів математики і обчислювальної техніки.

З початку 90-х років широке поширення отримали монолітні і каркасно-монолітні будівлі, в тому числі і використання плоских безбалкових перекриттів. Такі конструктивні схеми дозволяють отримати приміщення з розрідженою сіткою колон і можливістю вільної перепланування протягом всього періоду експлуатації [16]. Основним недоліком таких перекриттів є обмеження сітки колони до 7 метрів через розвиток значних прогинів при великих прольотах [5, 8, 16].

Перевагами використання таких конструкцій є: різноманітність планувальних рішень, надійність каркаса, вибір різних видів фасадів і зовнішнього і внутрішнього заповнення стін. Не менш важливим є і той факт, що завдяки вільному плануванню цокольний поверх можна використовувати під приміщення будь-якого призначення. Світовий і вітчизняний досвід, зростаючий попит на житлові приміщення відкритого планування дають впевненість в тому, що за цим способом будівництва будівель майбутнє [13, 26].

Широке впровадження монолітного житлового будівництва, в тому числі із застосуванням безбалкових перекриттів, вимагає постійного вдосконалення методики розрахунку. В даний час найбільш точними, зручними і популярними методами структурного аналізу є комп'ютерні програми і комплекси на основі методу скінчених елементів (МСЕ) [13, 27, 28].

МСЕ – чисельний метод, заснований на розв'язанні диференціальних рівнянь з частинними похідними, а також інтегральних рівнянь. Суть методу полягає в тому, що область, в якій здійснюється пошук рішення рівнянь,

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						17
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

являє собою дискретну модель, яка побудована на множині кусково-неперервних функціях, визначених на кінцевому числі підобластей, які називаються скінченими елементами.

Поряд з МСЕ використовуються такі методи розрахунку безбалкових перекриттів, як метод скінчених різниць (МСР), варіаційно-різницевий метод (ВРМ).

Сучасні розрахункові програми, наприклад, Scad Office, Ліра, Мономах, ANSYS, дозволяють точно моделювати конструктивні схеми складних будівель і споруд і отримувати досить достовірні результати значень сили і зсуву для досліджуваної споруди, будівлі або споруди.

## **1.2. Попередньо напружені залізобетонні конструкції з адгезією до бетону**

Основним способом підвищення експлуатаційних властивостей залізобетону є попереднє напруження арматури, яке використовується як в стандартному будівництві, так і при зведенні унікальних конструкцій [14, 17, 21].

Широким спектром застосування монолітного попередньо напруженого залізобетону є промислові, цивільні та сільськогосподарські споруди, такі як оболонки, ферми, щогли, телевежі (рис. 1.5), а також сучасні інженерні споруди: градирні, труби, ємності для зберігання різних речовин і матеріалів, захисні оболонки атомних електростанцій та інші, де пред'являються підвищені вимоги до непроникності і герметичності конструкції [22].

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						18
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

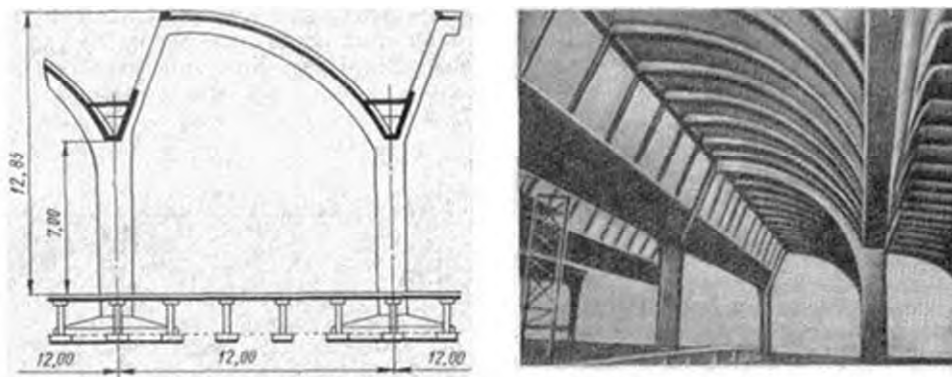


Рисунок 1.5. - Попередньо напружені навісні циліндричні оболонки в Остерхуті (Голландія)

Виготовлені з використанням попередньо напруженого залізобетону, найбільш ефектними конструкціями є телевізійні вежі. Наприклад, телевежа в Торонто (Канада) є найвищою окремо стоячою спорудою в світі (555 м) (рис. 1.6а). Штутгартська телевежа в Німеччині була введена в експлуатацію в 1956 році, має висоту 217 м і є оригінальною моделлю для телевеж усього світу (рисунок 1.6б) [27].



Рисунок 1.6. - Приклади телевеж: а) у Торонто; б) у Штутгарті

Яскравим прикладом будівельних можливостей попередньо напруженого залізобетону є морські платформи для видобутку нафти

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		19

висотою в кілька сотень метрів, які знаходяться в складних, а часто і в екстремальних умовах експлуатації. Побудована в 1995 році в Норвегії платформа «Тролл» для видобутку нафти має загальну висоту 472 м (рис. 1.7). На його виготовлення було витрачено 250 тисяч кубометрів високоміцного бетону класу С80 і 11 тисяч тонн напруженої арматурної сталі [27].



Рисунок 1.7. - Нафтова платформа «Тролл» в Норвегії в Північному морі

Широким спектром застосування попередньо напруженого залізобетону є мостобудування. Наприклад, в США побудовано понад 20 великопролітних вантових мостів з центральними прольотами до 400 м [27].

В Австралії був побудований вантовий міст з центральним прольотом 260 м, в Іспанії "Barnoz de Luna" має проліт 440 м, міст "Anasis" в Канаді - 465 м, міст в Гонконзі - 475 м. Арочний міст в Південній Африці - найбільший проліт становить 272 м, Нормандський міст (рисунок 1.8) - проліт 864 м і багато інших [29].

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						20
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



Рисунок 1.8. - Вантовий міст у Нормандії через річку Сену

Для реалізації попереднього напруження використовуються різні способи натягу арматури: механічний, електротермічний, комбінований, фізико-хімічний. В даний час натяг арматури здійснюється в основному двома методами: натягом на упорах і натягом на бетоні.

У першому випадку процес натягу арматури здійснюється на опорах стенда або форми до того, як почнеться бетонування конструкції. Цей метод характерний для виробництва попередньо напружених конструкцій на заводах залізобетонних виробів (рис. 1.9, 1.10) [7].

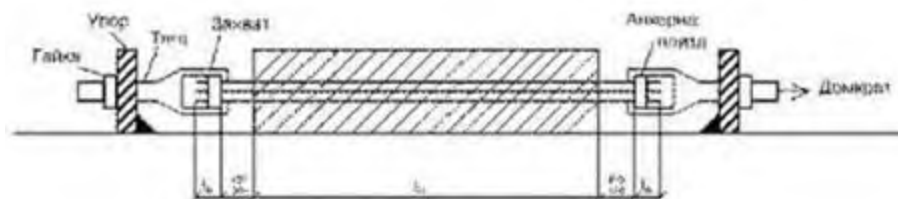


Рисунок 1.9. - Схема розтягування примикань залізобетонного елемента



Рисунок 1.10. - Гідравлічні упори для багаторядного натягу арматури

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		21

Другий спосіб натягу на бетон полягає в тому, що трос або арматурний стрижень укладається в канали виробу, що набрало необхідну міцність, а натяг здійснюється з передачею реактивного тиску від домкратів до кінців елемента (рисунок 1.11) [21].

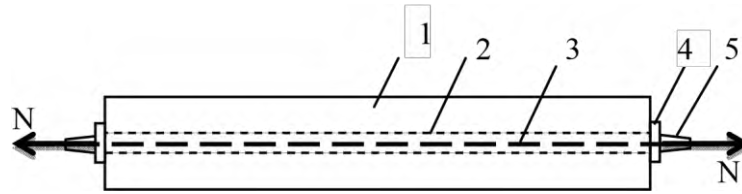


Рисунок 1.11. - Схема натягу залізобетонного елемента на бетон: 1 - готовий бетонний виріб, 2 - швелер, 3 - попередньо напружена арматура, 4 - анкерний пристрій, 5 - натяжний пристрій (домкрат).

В 1930-х роках розпочались великі розробки попередньо напруженого залізобетону. Він запропонував ідею дво- і тривісного попереднього напруження конструкцій, на основі якої розробив проект вежі висотою 2 км, змонтованої з заводських тривісних попередньо напружених елементів [27].

Розробці і застосуванню конструкцій з попередньо напруженого залізобетону сприяли роботи ряду видатних зарубіжних дослідників [7, 16, 29, 30].

Значні обсяги виробництва і розширення сфер застосування попередньо напруженого залізобетону зажадали розширення і вдосконалення нормативної бази по проектуванню і технології виробництва попередньо напружених залізобетонних конструкцій [17, 26].

В Україні попереднє напруження широко застосовувалося при виготовленні конструкцій, як для цивільного, так і для промислового будівництва. Так, в 80-х роках було вироблено близько 250 млн куб. м, в тому числі 135 млн кубометрів збірних конструкцій, обсяг попередньо напружених становить понад 20% від загального обсягу збірного залізобетону, що становить близько 50 млн кубометрів на рік [27]. Наразі

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		22

виробництво монолітного залізобетону становить півтора мільярда кубометрів на рік.

Стали використовуватися ефективні самонавантажені і безперервно посилені конструкції, такі як різні конструкції резервуарів, басейни, льодові стадіони, покрівельні плити і багато інших [37].

В останні роки, у зв'язку з широким застосуванням монолітного залізобетону, попередній натяг на бетон стає все більш популярним при будівництві будівель різного призначення [4, 14].

Перевагами попередньо напружених конструкцій є можливість зменшення перерізу, а, отже, і обсягу елементів на 20-30% за рахунок використання високоміцних бетонів. Витрата арматури за рахунок використання високоміцних сталей знижується до 40% [27].

Крім того, попередньо напружені конструкції мають підвищену тріщиностійкість і більшу стійкість до прогину в порівнянні з конструкціями без попереднього напруження.

Слід зазначити, що, як і у будь-якого матеріалу, у попередньо напруженого залізобетону є недоліки, про які необхідно пам'ятати при проектуванні. У процесі виготовлення та експлуатації частина сили переднапруження безповоротно втрачається в результаті втрат від: ослаблення сталевих напружень, різниці температур, деформації якорів, тертя гнutoї арматури, деформації форми, повзучості та усадки бетону тощо [7, 12]. При виготовленні і виконанні робіт необхідно мати на увазі підвищену трудомісткість, потребу в спеціальному обладнанні і кваліфікованих працівниках. Крім того, недоліком таких залізобетонних конструкцій є більша тепло- і звукопровідність, більш низька вогнестійкість, неповне використання характеристик міцності сталі.

При проектуванні попередньо напружених залізобетонних конструкцій особлива увага повинна бути приділена затискним пристроям, анкерам,

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						23
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

упорам, муфтам та іншим елементам, які відіграють значну роль у прояві переднапружених втрат [8, 19, 27].

В даний час основні конструкції використовуваних хомутів і анкерів за способом фіксації арматури поділяються на такі групи: плоскі клинові пристрої, конічні клинові пристрої, петльові пристрої, різьбові пристрої, шпонкові пази, глухі анкери [17, 24, 25].

### **1.3. Попередньо напружені залізобетонні конструкції без зчеплення з бетоном**

Перші згадки про попередньо напружені конструкції без зчеплення з бетоном відносяться до американського дослідника Джексона, який запатентував винахід, що передбачав підвищення жорсткості і довговічності залізобетонних елементів, армованих сталевими стрижнями з різьбленням на кінцях. У трубках-оболонках вільно переміщалися стрижні, а в якості оболонки могли використовуватися папір, графіт, глина, льон та інші [9].

Інженери Ховхен і Пешке розробили метод попереднього напруження залізобетонних виробів (1902 р.), згідно з яким в балку закладається залізний стрижень з вушками для нарізування шплінта. Шплінт з одного боку потрапляв у канавку бетону, а шплінт на іншому кінці елемента розміщувався на похилій поверхні для виконання натягу [9].

Кріп Ф. (США) запропонував перед установкою в елемент занурювати арматуру в рідкий бітум для запобігання зчеплення з бетоном. Кінці арматури оснастили різьбленням для закріплення якорів. Автор говорить про можливість використання замість бітуму інших рідин, які мають аналогічні властивості [9].

Фербер, відзначив ряд недоліків в конструкції попередньо напруженої арматури з адгезією до бетону. Дослідник запропонував занурювати

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						24
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

арматуру в парафін або надягати гільзи на стрижні, заповнюючи простір між рукавом і стрижнем захисним розчином [9].

В. Хьюїтт запропонував покривати попередньо напружену арматуру бітумом або іншими подібними матеріалами [10].

Білнер пропонує покрити арматуру оболонкою з термопластичної речовини. Натяг має здійснюватися за рахунок нагрівання клапана електричним струмом. Анкерування здійснювалося шляхом загвинчування на анкери або клини [19].

Більшість дослідників в основному розглядали окремі випадки конструктивної експлуатації, не пропонуючи загальних методів розрахунку з урахуванням специфіки властивостей залізобетону.

Професор Лін Берклі запропонував розглядати попередній натяг як спробу врівноважити частину зовнішнього навантаження і навантаження від власної ваги. Розглянуті ним балки умовно не піддавалися згинальним впливам, а перебували тільки під впливом осьових напружень [10].

Стандарти США свідчать, що розривний момент можна розрахувати звичайним способом, прийнявши напругу в напруженій арматурі рівною робочому напруженню, збільшеному на 110 МПа. При такому підході недооцінюється несуча здатність конструкції, так як експериментальні дані свідчать про те, що максимальні прирости напружень можуть істотно перевищувати задану величину [18, 19].

Досліди Маттона показали, що при високому рівні натягу міцність балок на вигин без зчеплення з бетоном не відрізняється від аналогічних з адгезією [9].

У рекомендаціях СЕВ-FIB вказується, що критичною межею руйнівності поперечного перерізу є момент розриву, зменшений на 30% [9].

Розробкою методів розрахунку таких конструкцій займалися: Коп'є в Інституті будівельних матеріалів і залізобетонних конструкцій (Голландія), та ряд інших дослідників [6, 9].

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						25
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

У нашій країні вивчення конструкцій з порушенням зчеплення з бетоном почалося в 60-х роках минулого століття.

Конструкції з відсутністю зчеплення арматури з бетоном мають в своїй роботі ряд особливостей, які існуючі методи розрахунку не враховують.

Наприклад, в нинішніх нормах [9] є рекомендації по застосуванню високоміцної арматури без зчеплення з бетоном для прольотів більше 7 м, але немає методу визначення несучої здатності і жорсткості конструкцій. Огляд експериментальних і теоретичних досліджень показав, що відсутність зчеплення має специфічні особливості при визначенні НДС згинальних елементів [25, 27].

В даний час при виробництві і використанні конструкцій без зчеплення з бетоном використовується технологія, коли арматурний канат в оболонці викладається в потрібному напрямку в елементі, і він не контактує з бетоном протягом усього терміну експлуатації. Канат фіксується в прямому або вигнутому положенні, відповідно до схеми згинальних моментів. В якості мастильних матеріалів використовуються високополімерні матеріали з графітовими наповнювачами, які забезпечують низький коефіцієнт зчеплення, що мінімізує коефіцієнт тертя каната об стінки каналу і знижує втрати на тертя, а також забезпечує надійний захист арматури протягом усього періоду експлуатації будівлі або споруди [7, 9].

Перевагою такої системи є можливість вільного регулювання сил: при необхідності є можливість додатково натягнути арматурний канат з кінців плити перекриття або в прольоті [7, 8].

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						26
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

## РОЗДІЛ 2. Методика дослідження залізобетонних конструкцій зі змішаним армуванням

### 2.1 Особливості залізобетонних конструкцій зі змішаним армуванням

Особливість таких конструкцій полягає в тому, що в них, поряд з ненапруженою звичайною арматурою, присутня високоміцна натяжна арматура у вигляді прутків або канатів. Такі структури зберігають переваги попередньо напружених і ненапружених елементів (рисунок 2.1) [3].

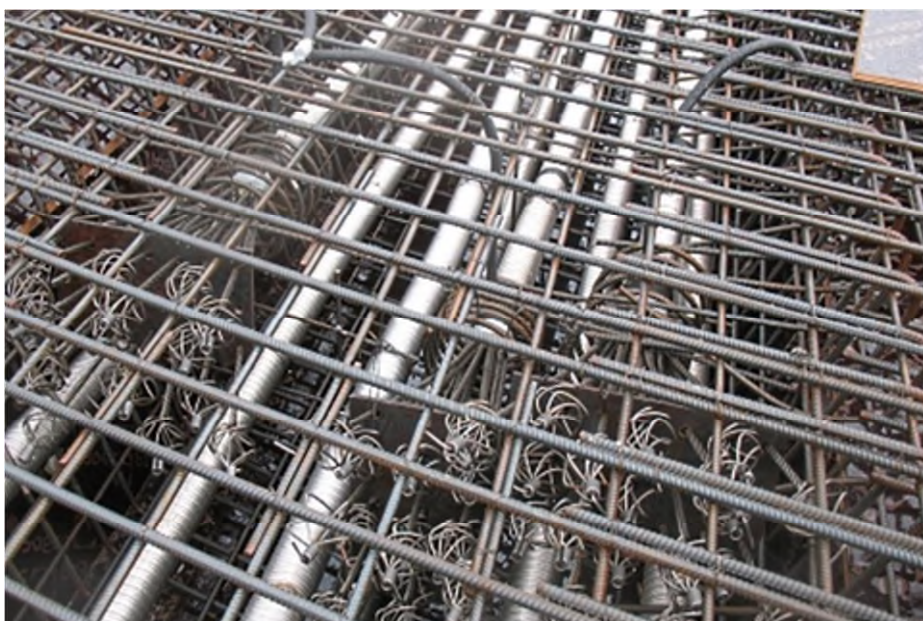


Рисунок 2.1. - Фрагмент плити перекриття зі змішаним армуванням

Слід зазначити, що в таких конструкціях сила стиснення менше, отже, жорсткість і тріщиностійкість елементів зі змішаним армуванням нижче, ніж у елементів з повністю напруженою арматурою. Початкова сила стиснення зменшується за рахунок пружного стиснення бетону і втрати натягу. При цьому в ненапруженій арматурі виникають стискаючі напруження, а в бетоні - розтягуючі.

Так як ненапружена арматура починає діяти набагато пізніше, ніж напружена, то до початку прикладання зовнішнього навантаження переднапружена арматура вже має початкові напруження (величина переднапруги мінус втрати), в той час як в звичайній арматурі напруження

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		27

визначаються тільки деформацією переднапруження і втратами на зниження пружності. У зв'язку з тим, що в попередньо напруженій арматурі використовуються сталі з високим опором, умовна межа текучості досягається пізніше, ніж в звичайній арматурі, тобто міцність попередньо напруженої арматури може бути недостатньо використана.

Ефективне використання всіх міцнісних можливостей звичайної і напруженої арматури досягається, як правило, на слабо армованих ділянках. Тому в елементах зі змішаним армуванням для кількісної оцінки відносної сили, поглиненої попередньо напруженою частиною арматури, вводиться поняття коефіцієнта змішаного армування. Наприклад, для згинальних елементів під поняттям коефіцієнта змішаної арматури розуміють відношення сили, що поглинається всією попередньо напруженою арматурою, що знаходиться в зоні розтягування, до сили, поглиненої звичайною арматурою. Частка ненапруженої арматури обмежена таким чином, щоб вона поглинала не більше 40-50% всіх сил в арматурі розтягування [4, 12, 27].

У конструкціях зі змішаним армуванням використовуються як звичайні сталі з фізичною межею текучості, так і високоміцні арматурні сталі з умовною межею текучості. Найбільша ефективність елементів зі змішаним армуванням досягається в тих випадках, коли напруження як в попередньо напруженій, так і в звичайній арматурі в граничному стані досягають своїх проектних значень одночасно. Тому при проектуванні конструкцій зі змішаною арматурою постійно стоїть завдання використання високоміцної арматури в максимально можливому обсязі [4, 16, 23].

При проектуванні конструкцій зі змішаною арматурою необхідно приділити особливу увагу розташуванню напруженої арматури в плані і по товщині плити для отримання ефективної стійкості до розтріскування і зменшення прогинів [8, 10, 15].

					<i>КМР 2319216 ПЗ</i>	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		28

Залізобетонні конструкції зі змішаним армуванням, на відміну від повністю попередньо напружених конструкцій, мають більшу пластичність і енергопоглинання, що особливо важливо при будівництві в сейсмічних районах. Завдяки зменшенню сили стиснення, в конструкціях зі змішаним армуванням значно зменшуються втрати на переднапруження від повзучості бетону. З'являється можливість знизити клас бетону і його міцність передачі, полегшити роботи з армування [11].

До вивчення роботи змішаної арматури в нашій країні почали дослідники ще в 1938 році.

Наприклад, С. А. Дмитрієв вивчав такі структури на початку 1940-х рр. Пізніше, під його керівництвом, були розроблені рекомендації по призначенню величини переднапруження і типу ненапруженої арматури в елементах зі змішаним армуванням [21].

До 80-х років ХХ століття подібні конструкції не мали єдиної термінології. Деякі зарубіжні автори використовують у своїх роботах термін «частково напружені елементи», що означає попередньо напружені елементи, що містять ненапружену робочу арматуру будь-якого класу. У працях деяких дослідників такі структури називають елементами третього класу. Інші автори не використовують спеціальних термінів, а називають їх попередньо напруженими елементами, що містять ненапружену арматуру.

У нашій країні прийнято використовувати термін «змішана арматура», так як він найбільш точно відображає сенс таких конструкцій, тобто поєднання напруженої і ненапруженої арматури різних класів в одному елементі.

Ці конструкції використовувалися в будівельних проєктах, таких як ребристі і порожнисті плити, а також при виготовленні конструкцій для опор ЛЕП, щогл та інших.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						29
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Змішана арматура рідко використовується в монолітному будівництві, і взагалі не знайшла застосування при використанні арматури без зчеплення з бетоном.

Таким чином, вивчення роботи елементів зі змішаним армуванням може сприяти більш глибокому впровадженню в будівельну практику і розширити сферу застосування таких конструкцій.

## **2.2. Безбалкові перекриття зі змішаним армуванням і діагональним розташуванням напруженої арматури**

Термін діагональне армування зустрічається в конструкції ребристих перекриттів. У деяких варіантах конструкції квадратні плити, що спираються по контуру, посилені сітками над колонами з боків від плити під кутом 45 градусів (по діагоналі) [8, 23].

Термін діагональна арматура використовується і при розрахунку монолітних плит перекриття на продавлювання, де діагональна арматура використовується для вирішення питання розташування основних поперечних робочих стержнів для сприйняття поперечних зусиль в плиті безбалкового перекриття [6, 13].

Результати досліджень попередньо напружених конструкцій з діагональним армуванням практично не зустрічаються в нормативній, науковій і технічній літературі, а проектні рішення з їх участю зустрічаються дуже рідко.

Однак застосування діагональної арматури з попередньо напруженою арматурою дозволяє розширити діапазон прольотів і навантажень і, таким чином, зробити проектувану будівлю більш функціональною [5, 7].

Особливий інтерес представляє застосування діагонального армування в безбалкових перекриттях, де напрямок розташування високоміцної арматури може істотно впливати на розподіл напружень між складовими

					<i>КМР 2319216 ПЗ</i>	Аркуш
						30
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

плити, а також на розвиток прогинів і відкриття тріщин залізобетонного елемента.

Застосування діагональної високоміцної попередньо напруженої арматури в безбалкових перекриттях практично не зустрічається у відкритих наукових джерелах. Виняток становлять публікації автора, в яких розглядалися особливості напружено-деформованого стану таких елементів на етапах виготовлення, експлуатації та руйнування, а також питання міцності нормальних перерізів [8, 10].

### 2.3. Перспективи розвитку безбалкових перекриттів

За останні роки обсяги будівництва з використанням монолітного залізобетону досягли 30 млн кубометрів [2, 16, 22].

Привабливість монолітних перекриттів, крім легкої реалізації складних архітектурних рішень, полягає у відсутності дорогих вантажно-розвантажувальних і монтажних робіт, як у випадку зі збірними залізобетонними плитами. Тому їх використання особливо логічно в місцях, де немає розвинених мереж автомобільних доріг і залізниць, а також в сільській місцевості [10].

Розширення сфери застосування монолітних безбалкових перекриттів обумовлено також поліпшенням якості поверхні підлоги за рахунок відсутності монтажних швів і простоти монтажних робіт. Підлога легко може бути виконана шляхом заливки бетону на профнастил або горизонтальну опалубку, що набуло особливого поширення завдяки економічній ефективності даної технології робіт [4, 8, 10, 12].

Однак в нормативних документах і вітчизняній технічній літературі недостатньо уваги приділяється конструкціям і розрахунку рівних перекриттів. Чинні стандарти не дають проектувальникам відповідей на багато питань [2, 5, 9].

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						31
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

У той же час широке впровадження нових високоміцних матеріалів, в тому числі композиційних, застосування ефективних видів арматури і бетону, застосування нових конструкційних рішень створюють передумови для розробки перспективних напрямків проектування монолітних безбалкових перекриттів [9, 17, 21].

У зв'язку з останніми тенденціями в планувальних рішеннях безбалкових перекриттів виникає необхідність збільшення прольотів колонної сітки, що також сприяє розробці попередньо напружених конструкцій поверхів житлових і громадських будівель [3, 4, 7].

Таким чином, основними перспективними напрямками розвитку безбалкових перекриттів є: збільшення прольотів чарунок, зменшення товщини перекриття і перерізу колон, використання сучасних високоміцних матеріалів, спрощення монтажних робіт, скорочення термінів будівництва і т.д.

Поряд з розвитком перспективних напрямків проектування повинні бути вдосконалені існуючі методи розрахунку, в тому числі на основі широкого використання комп'ютерного моделювання, які дозволяють отримувати конструкції з більш високими міцнісними і експлуатаційними властивостями при мінімальних витратах, забезпечують дотримання необхідних санітарно-гігієнічних вимог.

Одним з перспективних напрямків удосконалення безбалкових перекриттів є використання змішаної діагональної арматури без зчеплення з бетоном, що і розглядається в данній магістерській роботі.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						32
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

## РОЗДІЛ 3. ОСНОВНІ МЕТОДИ СТАТИЧНОГО РОЗРАХУНКУ БЕЗБАЛКОВИХ ПЕРЕКРИТТІВ

### 3.1 Завдання проєктування та вихідні дані

Для реалізації поставленого завдання по виявленню особливостей експлуатації монолітних залізобетонних перекриттів зі змішаним армуванням необхідно зробити обґрунтований вибір методу, який використовується для статичного розрахунку безбалкового перекриття. Тому завдання детального вивчення основних існуючих методів статичного розрахунку, порівняння результатів, отриманих різними методами, є необхідними і реалізуються в даному розділі.

У розділі розглядаються деякі методи статичного розрахунку безбалкових перекриттів, розроблені як вітчизняними, так і зарубіжними дослідниками. Викладено основні принципи, деякі залежності, формули та методи розрахунку, що використовуються.

Зокрема, розглядаються такі методи: бігармонічний ряд, замінюючих рам, виділення надколонних та пролітних смуг, замінюючих рам, гранична рівновага та метод скінчених елементів, реалізований у комплексі Scad Office [3, 8, 12].

*Постановка задачі.* Визначити зусилля і переміщення, що виникають в плиті безбалкового плоского перекриття від короткочасної дії тривалих рівномірно розподілених навантажень, побудувати графічні залежності моментів і переміщень в плиті при різних розмірах комірок, співвідношеннях сторін і товщині плити. Порівняти отримані результати.

*Об'єктом дослідження були обрані плоскі квадратні плити монолітного залізобетонного перекриття зі сторонами  $L$ ;  $1,5L$  і  $2L$  ( $6 \times 6$ ;  $9 \times 9$  і  $12 \times 12$  м). Товщина плит постійна  $t = 200$  мм, колон  $300 \times 300$  мм. Бетон класу В30, ненапружена арматура класу А500С, навантаження суцільне, рівномірно розподілене ( $g + v = 15$  кН/м<sup>2</sup>) [15].*

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						33
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

### 3.1.1 Метод бігармонічних рядів Бубнова-Галеркіна

Автор розглядав плиту як нескінченну плиту, навантажену рівномірно розподіленим навантаженням, з регулярною точковою опорою. Розміри плити  $a \times b$  великі в порівнянні з відстанями між колонами (рисунок 2.1). Розміри колон  $C \times C$ , де  $C = 2c$ . Для визначення зусиль і переміщень були введені припущення: навантаження розподіляється рівномірно по плиті, вигин в досить віддалених від країв плити точках однаковий, поперечні перерізи колон і плити невеликі в порівнянні з відстанями між колонами [7, 8, 12].

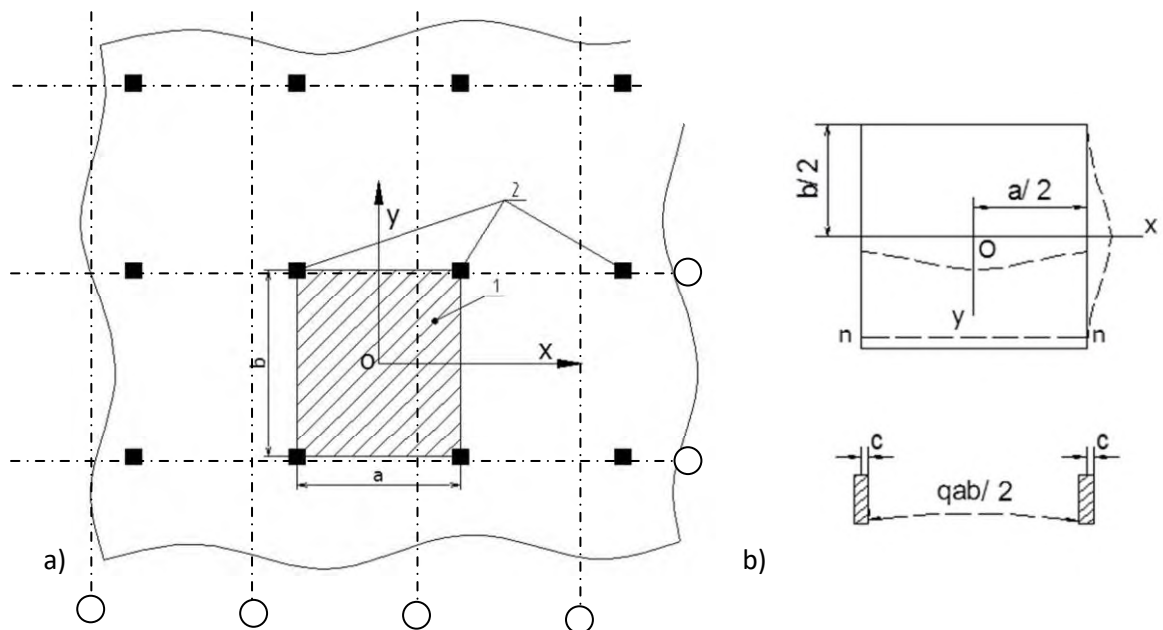


Рисунок 3.1. - Конструктивна схема плити: 1 - клітинка, 2 - колонки; а) загальний вигляд, б) вид криволінійної поверхні.

Проблема згину нескінченної пластини в даному випадку зводиться до питання про згинання однієї панелі з розмірами  $a$  і  $b$  і початком координат в центрі чарунки [10].

При максимальному прогині в центрі пластини (в точках опори - прогин дорівнює нулю) задача зводилася до вирішення системи диференціальних рівнянь з використанням одиночних або бігармонічних рядів.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		34

У цьому випадку вигин серединної поверхні ізотропної пластини описується диференціальним рівнянням (2.1.1), відомим як рівняння описані дослідником [10].

$$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4} = \frac{q}{D}, \quad (3.1)$$

Де:

$\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^4}$ ;  $\frac{\partial^4 \omega}{\partial x^2 \partial y^2}$ ;  $\frac{\partial^4 \omega}{\partial y^4}$  - частинні похідні прогину  $\omega$  четвертого порядку за

координатами  $x$  і  $y$ ;

$q$  - величина повної рівномірно розподіленого навантаження;

$D$  – згинальна (циліндрична) жорсткість пластини, яка характеризує її здатність чинити опір згинанню.

Повний прогин  $\omega$  було визначено як суму загального прогину  $\omega_1$  і додаткового  $\omega_2$

$$\omega = \omega_1 + \omega_2, \quad (3.2)$$

де

$$\omega_1 = \frac{qb^4}{384D} \left(1 - \frac{4y^2}{b^2}\right)^2, \quad (3.3)$$

де:

$b$  - ширина плити;

$y$  – координата точки по вісі  $Y$ .

Вираз (3.3) - це прогин рівномірно навантаженої смуги, затиснутої по краях і задовольняючий основному рівнянню (3.1) та граничним умовам.

$$\left(\frac{\partial \omega_1}{\partial x}\right)_{x=\pm \frac{a}{2}} = 0, (Q_x)_{x=\pm \frac{a}{2}} = -D \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 \omega_1}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \omega_1}{\partial xy^2}\right)_{x=\pm \frac{a}{2}} = 0, \quad (3.4)$$

Де:

$\frac{\partial^2 \omega_1}{\partial x^2}$  - похідна повного ггину  $\omega$  першого порядку за координатою  $x$ ;

$a$  – сторона пластини;

$\frac{\partial^2 \omega_1}{\partial x^2}$ ;  $\frac{\partial^2 \omega_1}{\partial xy^2}$  - похідні повного прогину  $\omega$  другого порядку за  $x$  і  $y$ .

Прогин  $\omega_2$  приймається у вигляді ряду

									Аркуш
									35
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата					

$$\omega_2 = A_0 + \sum_{m=2,4,6,\dots}^{\infty} Y_m \cos \frac{m\pi x}{a}, \quad (3.5)$$

де:

$A_0$  - константа;

$x$  - координата точки пластини;

$a$  – сторона пластини;

$m$  - ряд парних чисел від 0 до  $\infty$ .

Після деяких перетворень і з використанням граничних умов автор отримав кінцевий вираз прогину пластини (2.1.6) [10]

$$\omega = \frac{qb^4}{384D} \left(1 - \frac{4y^2}{b^2}\right) + A_0 + \frac{qa^4b}{2\pi^3D} \sum_{m=2,3,4,\dots}^{\infty} \frac{(-1)^{\frac{m}{2}} \cos \frac{m\pi x}{a}}{m^3 \operatorname{sh} \alpha_m \operatorname{th} \alpha_m} \times \left[ \operatorname{th} \alpha_m \frac{m\pi y}{a} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} - (\alpha_m + \operatorname{th} \alpha_m) \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right], \quad (3.6)$$

де:

$q$  - величина сумарного рівномірно розподіленої навантаження;

$D$  – згинальна (циліндрична) жорсткість пластини, яка характеризує її здатність чинити опір згинанню.

$a$  і  $b$  - розміри пластинки;

$A_0$  - постійна, яка визначається з граничних умов на межі  $y = b/2$ ;

$m$  - ряд парних чисел від 0 до  $\infty$ ;

$\operatorname{sh}$  - гіперболічний синус;

$\operatorname{ch}$  – гіперболічний косинус;

$\operatorname{th}$  — гіперболічний тангенс;

$\alpha_m$  - визначається за формулою (3.7).

$$\alpha_m = \frac{m\pi b}{2a}. \quad (3.7)$$

Вираз (3.6) обчислює прогин у будь-якій точці пластини.

Максимальний прогин в центрі пластини

$$(\omega)_{x=0,y=0} = \frac{qb^4}{384D} - \frac{qa^2b}{2\pi^3D} \sum_{m=2,3,4,\dots}^{\infty} \frac{(-1)^{\frac{m}{2}} \alpha_m + \operatorname{th} \alpha_m}{m^3 \operatorname{sh} \alpha_m \operatorname{th} \alpha_m} - \frac{qa^3b}{2\pi^3D} \sum_{m=2,3,4,\dots}^{\infty} \frac{1}{m^3} \times \left( \alpha_m - \frac{\alpha_m + \operatorname{th} \alpha_m}{\operatorname{th}^2 \alpha_m} \right), \quad (3.8)$$

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						36
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Значення коефіцієнтів для визначення прогинів і моментів, розраховані для деяких співвідношень  $b/a$  наведені в таблиці 3.1.

$$M_x = -D \left( \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} \right); M_y = -D \left( \frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2} \right), \quad (3.9)$$

де:

$\frac{\partial^2 \omega}{\partial x^2}$  - похідна прогину  $\omega$  другого порядку за координатою  $x$ ;

$\frac{\partial^2 \omega}{\partial y^2}$  - похідна прогину  $\omega$  другого порядку за координатою  $y$ ;

$\nu$  - коефіцієнт Пуассона, прийнятий рівним 0,2.

Таблиця 3.1 - Коефіцієнти для визначення прогинів і моментів в центрі панелі

Співвідношення сторін пластинки $b/a$	Прогин $\omega = \alpha \frac{qb^4}{D} \times 1000$	Момент по $x$ $M_x = \beta qb^2 \times 100$	Момент по $y$ $M_y = \beta_1 qb^2 \times 100$
	$\alpha$	$\beta$	$\beta_1$
1	5,81	3,31	3,31
1,2	4,28	2,10	3,63
1,4	3,58	1,49	3,84
1,5	3,37	1,31	3,87
2,0	2,92	0,92	4,11
$\infty$	2,60	0,83	4,17

З аналізу результатів таблиці видно, що при співвідношенні сторін  $b > 2a$  максимальний згинальний момент в центрі пластини дещо відрізняється від моменту затискання на кінцях смуги довжиною  $b$ . Однак при цьому в опорних точках пластини відбуваються концентровані реакції і моменти стають нескінченно великими, що не відповідає реальній роботі конструкції.

Видно, що в умовах рівних сторін пластинки прогоні моменти в напрямках обох сторін будуть однаковими. При зміні співвідношення сторін крутний момент в середині прольоту на довгій стороні панелі збільшується

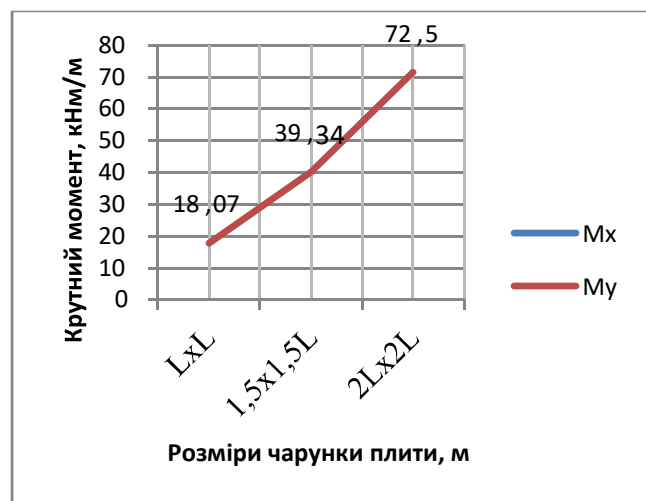
прямопропорційно співвідношенню сторін, а момент на незмінній стороні, навпаки, зменшується.

У таблиці 3.2 наведені значення прогинів і моментів прольоту для  $x$  і  $y$  для безбалкової плити з розмірами осередків  $L$ ;  $1,5L$ ;  $2L$ , де  $L = 6$  м, при розрахунковому рівномірно розподіленому навантаженні  $g + v = 15$  кН/м<sup>2</sup>.

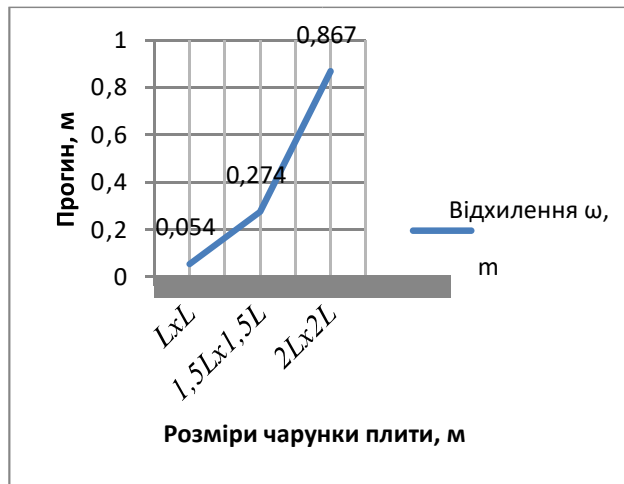
Таблиця 3.2 - Прогини і моменти в центрі панелі

Розміри сторони чарунки	Відхилення $\omega$ , м	Момент по $M_x$ , кНм/м	Момент в $M_y$ , кНм/м
$L$	0,054	17,87	17,87
$1,5L$	0,274	40,22	40,22
$2L$	0,867	71,5	71,5

У таблиці 3.2 наведені графіки моментів  $M_x$ ,  $M_y$  і прогинів  $\omega$  при бічних розмірах квадратної панелі  $L$ ;  $1,5L$  і  $2L$  ( $L=6$ м) (рисунок 3.2).



а)



б)

Рисунок 3.2. Прогони моменти і прогини в залежності від розмірів сторін панелі: а) моменти  $M_x$  і  $M_y$ , б) прогини  $\omega$

З графіків на рис.3.2а видно, що при збільшенні боку клітини від  $L$  до  $2L$  прольотний момент збільшується в 4 рази.

З графіків на рисунку 3.2.б видно, що при збільшенні сторони чарунки від  $L$  до  $2L$  прогини плити змінюються від 0,054 м до 0,867 м, тобто збільшуються в 16 разів, або при розмірі сторони чарунки  $L$  прогини становлять  $1/111$  частину від прольоту, а при  $2L$  -  $1/14$  частину від прольоту. Якщо розмір сторони клітини становить  $2L = 12$  м, необхідно вжити деякі заходи щодо зменшення прогинів.

Перевага цього методу полягає в тому, що в його основі лежить класична теорія опору матеріалів і положення теорії пружності [10].

При розрахунку за цією методикою не враховуються пластичні властивості бетону і можливий розвиток тріщин.

### 3.2. Метод замінюючих рам

У даному способі (рисунок 2.3) безперервне навантаження розподілялось в обидві сторони плити, а для квадратних панелей навантаження в кожену сторону дорівнювало половині від загального навантаження [12]

$$q_x = q/2 \quad (3.10)$$

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		39

та

$$q_y = q/2, \quad (3.11)$$

де:

$q = g + v$  сумарне навантаження (постійне і тимчасове);

$q_x$  - розрахункове навантаження в напрямку по осі  $x$ ;

$q_y$  - розрахункове навантаження в напрямку осі  $y$ .

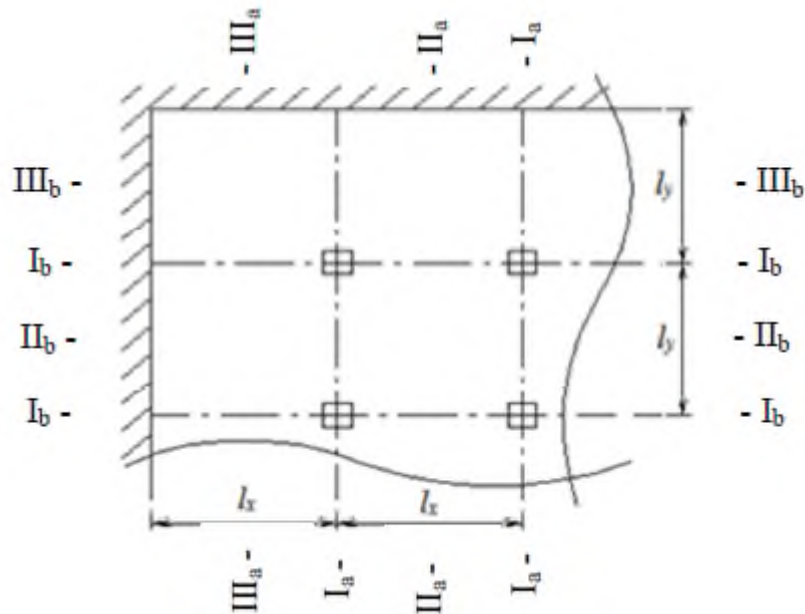


Рисунок 3.3. - Схема із зазначенням розрахункових перерізів: I-I – переріз на проміжних опорах, II-II – в середніх чарунках прольоту, III-III – в крайніх комірках прольоту

Для прямокутних панелей розрахункові навантаження визначаються за формулами

$$q_x = q/(1+\alpha^2); \quad (3.12)$$

$$q_y = \alpha^2/(1+\alpha^2); \quad (3.13)$$

$$q = q_x + q_y, \quad (3.14)$$

де:

$\alpha = l_x/l_y$  - відношення меншої сторони панелі до більшої сторони;

$l_x$  - велика сторона панелі;

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						40
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$l_y$  - менша сторона панелі;

Опорні моменти на всіх проміжних опорах, тобто моменти в перерізах I<sub>a</sub>-I<sub>a</sub> і I<sub>b</sub>-I<sub>b</sub> пластинки, були прийняті рівними

$$M_{опx} = - q_x l_x^2 / 12; \quad (3.15)$$

$$M_{опy} = - q_y l_y^2 / 12. \quad (3.16)$$

Для квадратних панелей:

$$M_{опx} = M_{опy} = - q l^2 / 24. \quad (3.17)$$

Прогоні моменти на всіх середніх панелях, тобто моменти в секціях II<sub>a</sub>-II<sub>a</sub> і II<sub>b</sub>-II<sub>b</sub> рівні

$$M_{пра} = q_x l_x^2 / 24; \quad (3.18)$$

$$M_{прb} = q_y l_y^2 / 24. \quad (3.19)$$

Для квадратних панелей

$$M_{пра} = M_{прb} = - q l^2 / 48. \quad (3.20)$$

Розрахункові формули для визначення моментів в крайніх панелях в розділах III<sub>a</sub>-III<sub>a</sub> і III<sub>b</sub>-III<sub>b</sub> наведені в [13].

Розрахункові прогоні і опорні моменти для  $x$  і  $y$  плоскої плити безбалкового перекриття з розмірами сторони чарунки  $L$ ;  $1,5L$ ;  $2L$  ( $L=6\text{м}$ ) при розрахунковому рівномірно розподіленому навантаженні  $g + v = 15\text{кН/м}^2$  представлені в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 - Опорні і прогоні моменти в центрі панелі

Розміри чарунки, м	Момент по $M_{хоп}$ , кНм/м	Момент по $M_{уоп}$ , кНм/м	Момент по $M_{хпр}$ , кНм/м	Момент по $M_{упр}$ , кНм/м
$L$	22,5	22,5	11,25	11,25
$1,5 L$	50,62	50,62	25,31	25,3
$2 L$	90	90	45	45

Побудовано графік залежності опорних і прогонових моментів  $M_x$  від розмірів сторони панелі (рисунок 3.4).



Рисунок 3.4. - Залежність згинальних моментів  $M_{x, оп}$  і  $M_{y, оп}$  від розмірів бічних сторін панелі

З графіків на рисунку 3.4 видно, що залежність прогонових і опорних моментів є квадратичною функцією прогону, і зростає до 4 разів при збільшенні сторони чарунки від  $L$  до  $2L$ .

Перевагами методу є:

- зручність і простота для практичного використання інженерами і конструкторами, ніж попередній метод серії Бубнова-Галеркіна.
- Метод може бути використаний для приблизних розрахунків в тому випадку, коли необхідно отримати результат для швидкої оцінки роботи перекриття.

До недоліків цього методу можна віднести:

- неврахування пластичних властивостей бетону, зокрема, усадки і повзучості;
- Неврахування впливу тріщин.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						42
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

### 3.3. Метод поділу прогонових і надколонних розрахункових смуг

На рисунку 3.5 наведена схема для методу розподілу смуг прогону і надколонної конструкції: 1 – надколонна смуга в напрямку числових вісей, 2 – смуга прогону в напрямку числових вісей, 3 – смуга прогону в напрямку літерних вісей, 4 – надколонна смуга в напрямку літерних вісей. Розміри чарунок  $L_1$  і  $L_2$  [23].

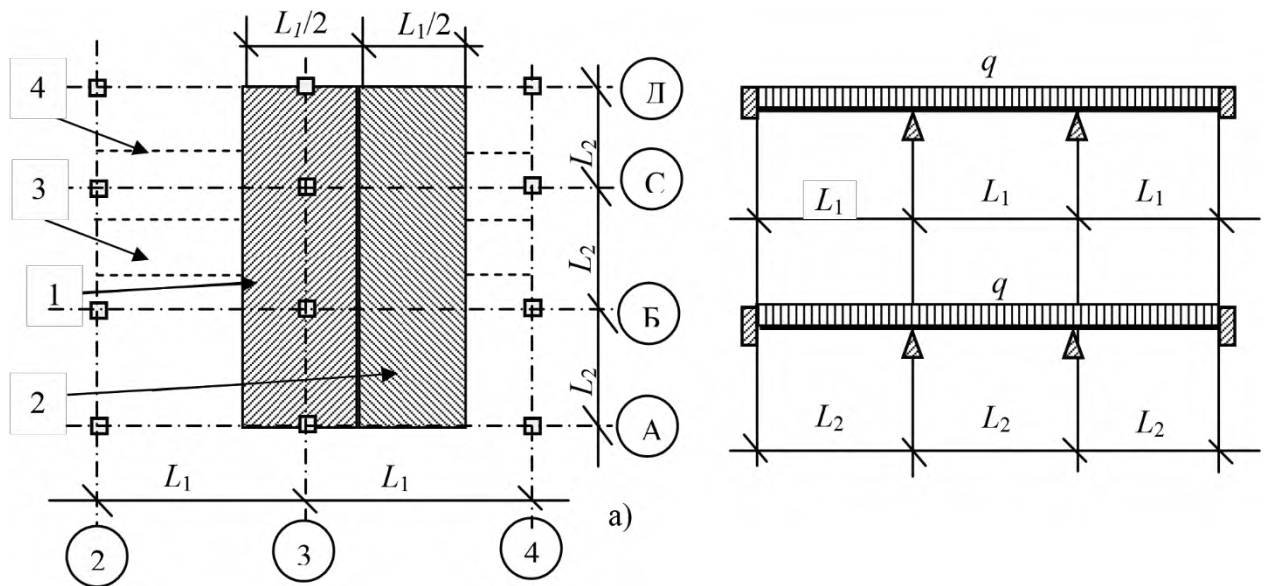


Рисунок 3.5. - Схема плити перекриття за способом різання умовних смуг: а) плита в плані; б) розрахункова схема в напрямку літерних вісей; в) схема проектування в напрямку числових вісей

Для визначення моментів шляхом вирізання умовних смуг перекриття розділили в плані на надколонні і прогонні смуги з шириною смуги  $L/2$  в обидві сторони.

Для середньої панелі безбалкового перекриття прийнято наступне:

Надколонна смуга. Опорний момент  $M_1 = 0,5 M_0$ , прогонний  $M_2 = 0,2M_0$ .

Прогонна смуга. Опорний момент  $M_3 = 0,15 M_0$ , прогонний  $M_4 = 0,15M_0$ .

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						43
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Сумарний момент  $M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = M_0$ .

Зміною моментів по ширині смуги нехтують, приймаючи їх розподіл як постійний. З урахуванням перерозподілу моментів за рахунок пластичних деформацій значення моментів на чотирьох конструктивних ділянках плитної панелі визначають так, щоб їх сума дорівнювала балковому моменту  $M_0$ .

Числові результати моментів від суми всіх навантажень, отриманих за методом умовних смуг для плоскої плити безбалкового перекриття з розмірами сторони чарунки  $L$ ;  $1,5L$ ;  $2L$  ( $L=m$ ) при розрахунковому рівномірно розподіленому навантаженні  $g+v = 15\text{кН/м}^2$  представлені в таблиці 3.4 і на графіку, рисунок 3.6.

Таблиця 3.4 - Моменти в плиті

Розміри чарунки, м	Момент по $M_1$ , кНм/м	Момент по $M_2$ , кНм/м	Момент по $M_3$ , кНм/м	Момент по $M_4$ , кНм/м
$L$	33,8	13,5	10,1	10,1
$1,5 L$	75,9	30,4	22,8	22,8
$2 L$	135	54	40,5	40,5

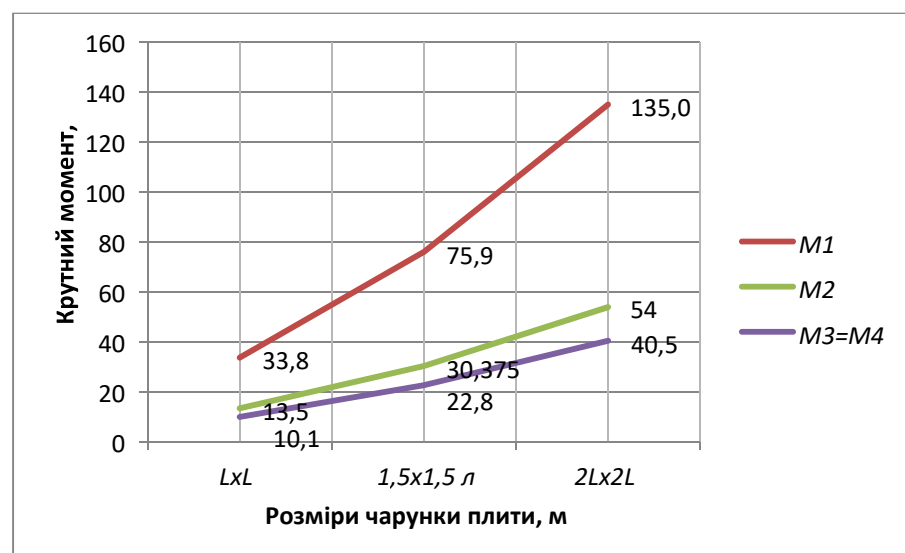


Рисунок 3.6. - Прогонні моменти  $M_x$  і  $M_y$  по різні боки панелі

Згідно з результатами, отриманими за допомогою цього методу, в прогонній смузі опорні і прогонні моменти рівні.

З графіків на рисунку 3.6 видно, що залежність прогонних і опорних моментів є квадратичною функцією прогону, і зростає до 4 разів при збільшенні сторони чарунки від  $L$  до  $2L$ .

Перевагами методу є:

- зручність і простота для практичного використання інженерами і конструкторами.
- метод може бути використаний для приблизних розрахунків в тому випадку, коли необхідно отримати результат для швидкої оцінки роботи перекриття.

До недоліків цього методу можна віднести:

- неврахування пластичних властивостей бетону, зокрема, усадки і повзучості;
- неврахування впливу тріщин;
- порівняння з експериментальними методами розрахунку дає досить велику розбіжність близько 40%, що свідчить про неточність методу розрахунку.

### 3.4. Методика заміни рамок

Спрощений метод розрахунку безбалкових перекриттів, запропонований М. Я. Штаерманом [7, 13], заснований на загальноприйнятій схемі: плита перекриття і уявні балки, ширина яких дорівнює половині прогону, а висота дорівнює висоті плити перекриття (рисунок 2.7). У рамках дослідження автор пропонує:

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						45
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- навантаження - рівномірно розподіляється в обидві сторони балок;
- при визначенні числа клапанів вводиться коефіцієнт зниження моментів, що дорівнює 0,7;
- Для квадратної панелі навантаження, що передається в кожену сторону, приймається рівною половині загального навантаження.
- Середні опори жорстко затискаються в плиті.

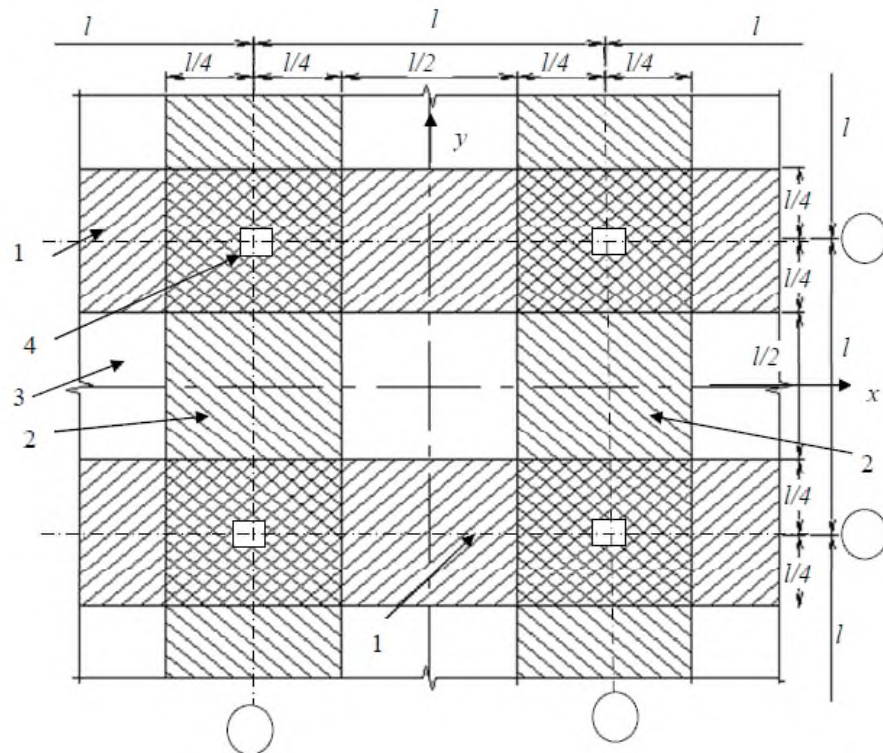


Рисунок 3.7. - Схема розташування навантаження та схема роботи безбалкової плити перекриття при розрахунку за спрощеною методикою

На рисунку 3.7: 1 – надколонні смуги вздовж вісі  $x$ , 2 – надколонні смуги вздовж осі  $y$ , 3 – плита, 4 – колона.

### 3.5 Розрахунок плити

Момент на 1 м ширини плити в прогоні визначали за формулою (3.4.1)

$$M = \frac{p}{2} \cdot \frac{l^2}{24}, \quad (3.21)$$

де:

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		46

$p$  – розподілене навантаження;

$l$  - бічна частина панелі.

Так як ширина плити перекриття становить  $0,5l$ , то момент по всій ширині плити в прогоні

$$M = \frac{p}{2} \cdot \frac{l^2}{24} \cdot \frac{l}{2} = \frac{pl^3}{96}. \quad (3.22)$$

Момент на всю ширину плити на опорі

$$M_2 = -\frac{p}{2} \cdot \frac{l^2}{12} \cdot \frac{l}{2} = -\frac{pl^3}{48}. \quad (3.23)$$

Балка

Навантаження, розташоване в місці перетину балок (подвійне штрихування на рисунку 2.7), може передаватися через капітель або безпосередньо на колону, і не впливає на згинальний момент.

Момент у прогоні:

$$M = \frac{7pl^3}{384}. \quad (3.24)$$

Момент на опорі:

$$M = -\frac{11pl^3}{384}. \quad (3.25)$$

Сума всіх моментів:

$$\sum M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = M = \frac{30pl^3}{384}. \quad (3.26)$$

При безперервному рівномірному навантаженні на панель  $P=pl^2$  сума моментів

$$\Sigma M = 0,08Pl \quad (3.27)$$

або

$$\sum M = 0,125Pl \left(1 - \frac{2c}{3l}\right)^2, \quad (3.28)$$

де:

$P$  - повне навантаження;

Вводимо коефіцієнт, рівний 0,7, який враховується при підборі арматури.

Сумарний момент

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						47
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$\sum M = 0,875Pl \left(1 - \frac{2c}{3l}\right)^2, \quad (3.29)$$

Кількісна оцінка прогонових моментів для плоскої плити безбалкового перекриття з розмірами чарунок  $L$ ;  $1,5L$ ;  $2L$  ( $L=6\text{м}$ ) при рівномірно розподіленому навантаженні  $g+v = 15\text{кН/м}^2$  представлена в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5 - Опорні і пролітні моменти на  $x$  в середній панелі для різні чарунок

Розміри осередку плити, м	Опорні та пролітні моменти, кНм/м			
	$M_{1x}$ , кНм/м	$M_{2x}$ , кНм/м	$M_{3x}$ , кНм/м	$M_{4x}$ , кНм/м
$L$	30,93	19,67	11,25	22,5
$1,5 L$	69,6	44,29	25,31	50,62
$2 L$	123,75	78,7	45	90

З аналізу таблиці 3.5 видно, що при збільшенні сторони чарунки в 2 рази моменти збільшуються в 4 рази, а при збільшенні в 1,5 рази - в 2,25 рази. Співвідношення прогонових і опорних моментів в обидві сторони залишається постійним і дорівнює 1,55. У рівносторонній пластині залежність згинальних моментів є квадратною функцією прогону, тоді як у прямокутній пластині ця залежність буде іншою.

На рисунку 3.8 показаний графік залежності моментів від розмірів сторони панелі.

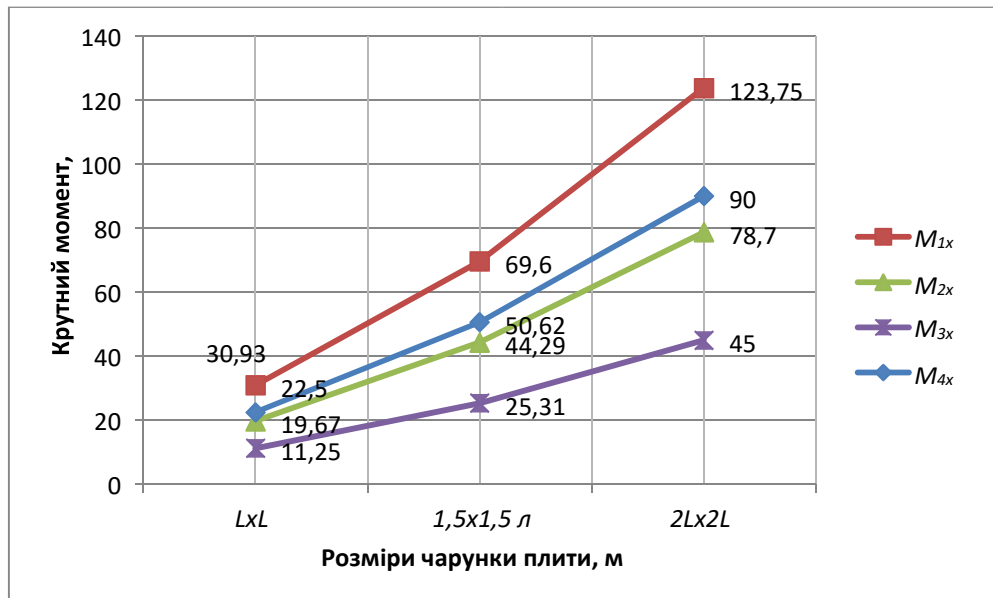


Рисунок 3.8. - Залежність згинальних моментів від розмірів сторін перекриття

Перевагою методу є можливість перерозподілу значень моментів до 18% в порівнянні з розрахунками, виконаними строго математичними методами [7, 13].

Метод дає більш точний результат, ніж метод [14,16], за рахунок використання схеми роботи перекриття, близької до реальності: плити і уявних балок [7, 13].

Недоліками методу є:

- неврахування пластичних властивостей бетону, таких як усадка і повзучість;
- неврахування впливу тріщин, що значно спрощує уявлення про експлуатацію плити і тому не відображає реальну експлуатацію таких плит [7, 13].

### 3.6. Метод кінцевої рівноваги

Розрахунок статично невизначених залізобетонних конструкцій за методом граничної рівноваги дозволяє істотно спростити розрахунки і зробити можливим проектування більш економічних споруд [3, 8].

У разі руйнування плита розпадається на плоскі ланки, з'єднані між собою по лініях злому лінійними пластичними швами, утворення яких перетворює плиту в змінну систему, що характеризує собою вичерпання несучої здатності плити. У нижній частині плити посередині прогону утворюються тріщини, на верхній стороні плити тріщини утворюються біля кутів (рисунок 3.9).

У цьому розділі була розглянута плита незакритого безбалкового перекриття з квадратними колонами, а також виведені основні формули і залежності для конкретного випадку.

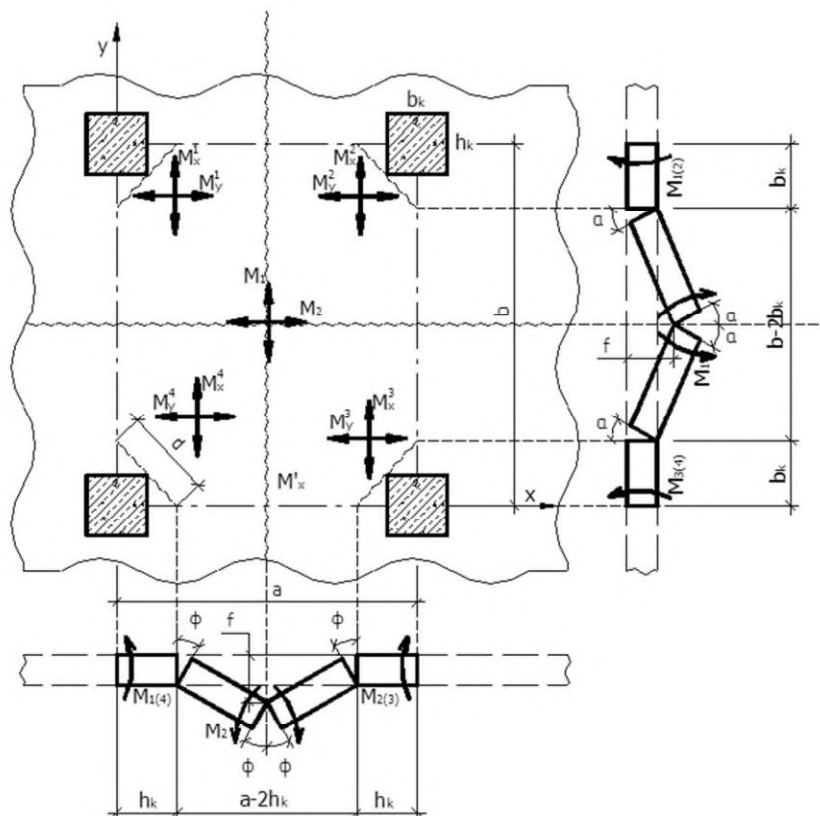


Рисунок 3.9. - Схема перелому плити

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		50

У загальному випадку на плиту впливають пролітні моменти  $M_1$  і  $M_2$  і моменти  $M_{xi}$ ,  $M_{yi}$  ( $i=4$ ) в опорних зонах колон.

У разі колон однакового перерізу і рівномірно розподіленого навантаження точки опори будуть рівними, тобто

$$M_{x1}=M_{x2}=M_{x3}=M_{x4}=M_x \text{ і } M_{y1}=M_{y2}=M_{y3}=M_{y4}=M_y. \quad (3.30)$$

Прогонні моменти, що діють по лініях зламу, визначаються кількістю і типом арматури, класом бетону, а також геометричними розмірами плити. При цьому відносна висота зони стисненого бетону  $\xi$  не повинна перевищувати 0,35 висоти перерізу [6, 7].

$$M = R_s A_s z_b, \quad (3.31)$$

де:

$R_s$  - розрахунковий опір арматури,

$A_s$  - площа поперечного перерізу арматури,

$z_b$  - плече внутрішньої пари сил.

У граничній рівновазі пластина набуває вигляду неправильної піраміди, висота якої дорівнює  $f$ , а грані - трикутники. При малих кутах повороту ланок зазвичай припускають, що

$$\varphi \approx \operatorname{tg} \varphi = f/(a/2) = 2f/a \text{ і } \alpha \approx \operatorname{tg} \alpha = f/(b/2) = 2f/b,$$

де:  $a$  і  $b$  - сторони плити перекриття (рисунк 3.9).

Умовою рівноваги системи є рівність роботи моментів  $A_m$  при можливих кутах повороту і роботи зовнішнього навантаження при відповідних переміщеннях  $A_q$

$$A_q = A_m \quad (3.32)$$

Робота зовнішнього рівномірно розподіленого навантаження  $A_q$  чисельно дорівнює добутку інтенсивності навантаження  $q$  на обсяг цифри  $V$ , утвореної похилими ланками плити.

$$A_q = qV = \frac{1}{3} f q (ab - 2h_k b_k), \quad (3.33)$$

де:

$h_k = b_k$  - розміри перерізу колони;

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						51
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$a$  і  $b$  - розміри чарунки;

$f$  - величина прогину (висота піраміди);

$q$  - повне навантаження.

Робота внутрішніх сил виражається сумою роботи моментів при відповідних кутах повороту

$$A_m = \sum M_i \varphi_i. \quad (3.34)$$

Для клітинки з квадратними стовпцями робота внутрішніх зусиль дорівнює

$$A_m = 4\varphi M'_y h_k + M_1 2\varphi b + 4\alpha M_x b_k + M_2 2\alpha a. \quad (3.35)$$

Прирівнявши вираз для зовнішньої і внутрішньої роботи, і виконавши деякі перетворення, отримаємо рівняння (2.5.6), яке виражає умову рівноваги в граничному стані для випадку плоскої плити, що спирається безпосередньо на колони [23].

$$\frac{1}{3} q(ab - 2h_k b_k) = 8 \left( \frac{M'_y h_k}{a} + \frac{M'_x b_k}{b} \right) + 4 \left( \frac{M_1 b}{a} + \frac{M_2 a}{b} \right). \quad (3.36)$$

Отримане рівняння є загальним для вирішення задач на міцність монолітних плоских плит, навантажених суцільним рівномірно розподіленим навантаженням, з регулярною сіткою колон.

У випадку з неквадратними колонами  $h_k = 2b_k$  і  $h_k = 3b_k$  вираз (3.36) набуває вигляду (3.37) і (3.38)

$$M = \frac{1}{24} \frac{qc(c^2 - 4b^2)}{(3b+c)}. \quad (3.37)$$

$$M = \frac{1}{24} \frac{qc(c^2 - 6b^2)}{(4b+c)}. \quad (3.38)$$

Для оцінки міцності плити, використовуючи метод граничної рівноваги, були розраховані результати прогонних і опорних моментів для квадратних чарунок, наведені в таблиці 3.6 і на графіку (рисунок 3.9), при різних відношеннях перетину колони  $b$  до сторони плити  $c$ . Відношення розміру перетину колонки до сторони клітинки позначається  $\lambda = b_k/c$ .

Таблиця 3.6 - Опорні і пролітні моменти при різних  $\lambda$  і  $h_k/b_k$

( $M_{OP} = M_{ПР}$ )

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						52
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$\lambda$	Значення опорних моментів і моментів прогону					
	$M_{ОП} = M_{Пр}, h_k = b_k$		$M_{ОП} = M_{Пр}, h_k = 2b_k$		$M_{ОП} = M_{Пр}, h_k = 3b_k$	
	$M_{Пр}$	$M_{ОП}$	$M_{Пр}$	$M_{ОП}$	$M_{Пр}$	$M_{ОП}$
1/30	$35,078qb^2$	$35,078qb^2$	$33,939qb^2$	$33,939qb^2$	$32,868qb^2$	$32,868qb^2$
1/20	$15,076qb^2$	$15,076qb^2$	$14,348qb^2$	$14,348qb^2$	$13,681qb^2$	$13,681qb^2$
1/15	$8,199qb^2$	$8,199qb^2$	$7,674qb^2$	$7,674qb^2$	$7,204qb^2$	$7,204qb^2$
1/12	$5,071qb^2$	$5,071qb^2$	$4,667qb^2$	$4,667qb^2$	$4,313qb^2$	$4,313qb^2$
1/10	$3,403qb^2$	$3,403qb^2$	$3,077qb^2$	$3,077qb^2$	$2,798qb^2$	$2,798qb^2$

Очевидно, що збільшення величини  $\lambda$  призводить до непропорційної зміни співвідношення опорних і прогонних моментів.

Для різних  $\lambda$  значення моментів наведені в таблиці 3.6 і на графіку (рисунок 3.10).

Якщо збільшити опорні моменти  $M_{xi} = M_{yi} = M_{по}$  по відношенню до прогонів  $M_1 = M_2 = M_{Пр}$  і відношення дорівнює  $M_{ОП}/M_{Пр} = 2$ , то вираз (3.38) набуде вигляду:

$$M = \frac{1}{24} \frac{qc(c^2 - 2b^2)}{(4b+c)}. \quad (3.39)$$

У випадку неквадратних колон  $h_k = 2b_k$  і  $h_k = 3b_k$  і відношення, що дорівнює  $M_{ОП}/M_{Пр} = 2$ , вираз (3.39) набуває вигляду:

$$M = \frac{1}{24} \frac{qc(c^2 - 4b^2)}{(6b+c)}. \quad (3.40)$$

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		53

$$M = \frac{1}{24} \frac{qc(c^2 - 6b^2)}{(8b + c)} \quad (3.41)$$

Для різних  $\lambda$  значення моментів наведені в таблиці 3.7 і на графіку (рисунок 3.11).

Таблиця 3.7 - Опорні і розмахуючі моменти для різних співвідношень  $b_k/c$  ( $M_{OP} = 2M_{PP}$ )

$b_k/c$	Значення опорних моментів і моментів прогону					
	$M_{OP}/M_{PP} = 2, h_k = b_k$		$M_{OP}/M_{PP} = 2, h_k = 2b_k$		$M_{OP}/M_{PP} = 2, h_k = 3b_k$	
	$M_{PP}$	$M_{OP}$	$M_{PP}$	$M_{OP}$	$M_{PP}$	$M_{OP}$
1/3 0	33,015qb <sup>2</sup>	66,030qb <sup>2</sup>	31,111qb <sup>2</sup>	62,222qb <sup>2</sup>	29,408qb <sup>2</sup>	58,816qb <sup>2</sup>
1/2 0	13,819qb <sup>2</sup>	27,638qb <sup>2</sup>	12,692qb <sup>2</sup>	25,384qb <sup>2</sup>	11,726qb <sup>2</sup>	23,452qb <sup>2</sup>
1/1 5	7,336qb <sup>2</sup>	14,672qb <sup>2</sup>	6,557qb <sup>2</sup>	13,114qb <sup>2</sup>	5,951qb <sup>2</sup>	11,902qb <sup>2</sup>
1/1 2	4,438qb <sup>2</sup>	8,876qb <sup>2</sup>	3,889qb <sup>2</sup>	7,778qb <sup>2</sup>	3,450qb <sup>2</sup>	6,900qb <sup>2</sup>
1/1 0	2,917qb <sup>2</sup>	5,834qb <sup>2</sup>	2,500qb <sup>2</sup>	5,000qb <sup>2</sup>	2,176qb <sup>2</sup>	4,352qb <sup>2</sup>

Результати розрахунків представлені у вигляді графіка на рисунку 3.11.

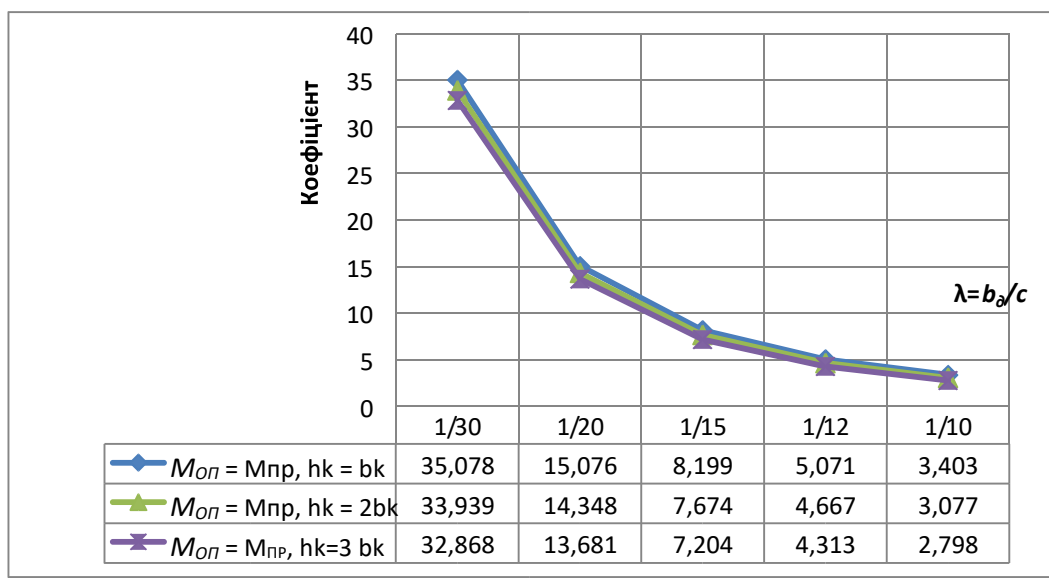


Рисунок 3.10. - Залежність коефіцієнта опорного моменту  $M_{оп} = M_{пр}$  від різних співвідношень  $\lambda = b_k/c$ ,  $h_k/b_k$

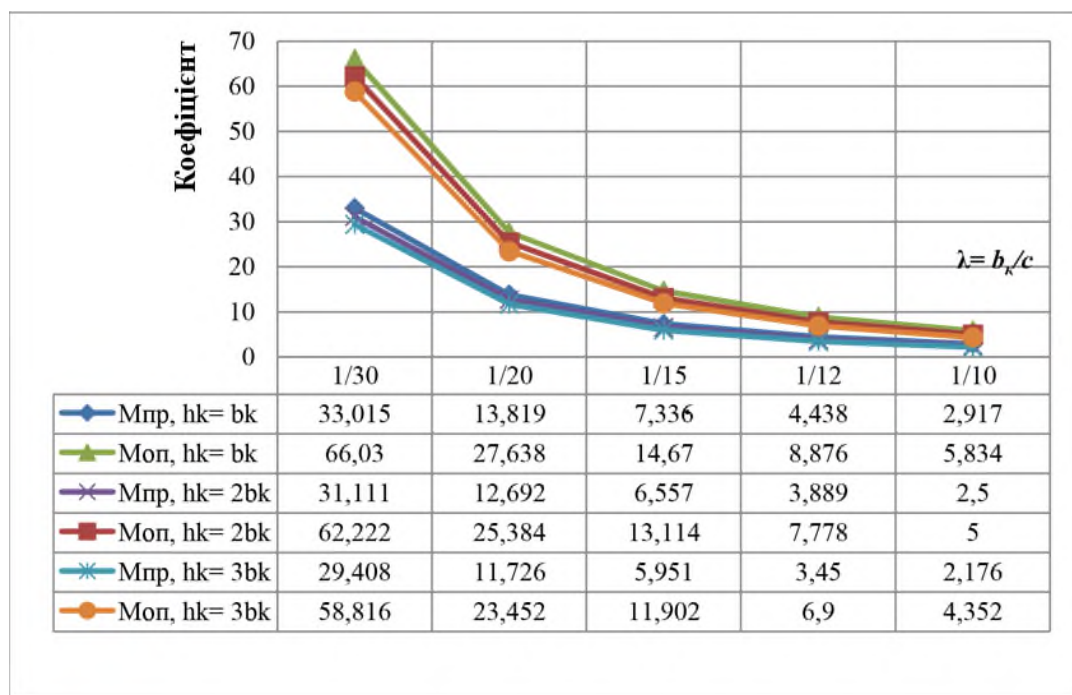


Рисунок 3.11. - Залежність коефіцієнтів опорних моментів  $M_{оп}$  і прогонних  $M_{пр}$  від різних співвідношень  $\lambda = b_k/c$  і  $h_k/b_k$  при  $M_{оп}/M_{пр} = 2$ .

На графіках видно:

- При різних співвідношеннях сторін колон  $h_k/b_k$  величина опорних та прогонних моментів коливається від 3% до 11%.

- Зміна  $\lambda = b/c$  в межах (1/10-1/30) показує, що опорний і прогонний моменти непропорційно збільшуються.
- при нерівномоментній схемі ( $M_{оп} = 2 M_{пр}$ ) непропорційна зміна опорних і прогонових моментів свідчить про те, що між ними відбувається перерозподіл сил [5].

З метою кількісної оцінки прогонних моментів для плоскої плити безбалкового перекриття з різними співвідношеннями сторін чарунки був проведений розрахунок і визначені значення моментів, які представлені в таблиці 2.8 при розрахунковому рівномірно розподіленому навантаженні  $g + v = 15 \text{ кН/м}^2$ .

Таблиця 3.8 - Моменти прогону при різних співвідношеннях сторін чарунки плити

Лише мить	Прогонні моменти в чарунці плити, кНм/м						
	Співвідношення сторін комірки $a/b$						
	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	2
$M_{пр, a}$	1,5	1,57	1,63	1,68	1,71	1,75	1,88
$M_{пр, b}$	1,5	1,43	1,35	1,28	1,2	1,13	0,75

Використовуючи дані таблиці 3.8, складемо графік (рисунок 3.12) залежності моментів  $M_x$  і  $M_y$  від різних співвідношень сторін панелі.



Рисунок 3.12. - Залежність моментів  $M_{PP,a}$  і  $M_{PP,b}$  в центрі чарунки від різного співвідношення сторін панелі

В умовах рівних сторін плити, тобто панель квадратної форми, моменти прогону з обох сторін однакові. При зміні співвідношення сторін момент в середині прогону на незмінній стороні панелі збільшується, момент на зростаючій стороні зменшується.

Для кількісної оцінки прогонних моментів для плоскої плити безбалкового перекриття з розмірами сторони чарунки  $L$ ;  $1,5L$ ;  $2L$  ( $L = 6$  м) був виконаний розрахунок і визначені значення моментів і представлені в таблиці 3.9 з розрахунковим рівномірно розподіленим навантаженням  $g + v = 15$  кН/м<sup>2</sup>.

Таблиця 3.9 - Опорні і прогонні моменти для різних осередків

Розміри чарунки плити, м	Ідтримка та моменти прольоту			
	$M_{ox}$ кНм/м	$M_{oy}$ кНм/м	$M_{lx}$ кНм/м	$M_{ly}$ кНм/м
$L$	8,14	8,14	8,14	8,14
$1,5 L$	42,62	42,62	42,62	42,62

2 L	97,37	97,37	97,37	97,37
-----	-------	-------	-------	-------

З таблиці видно, що залежність прогонних і опорних моментів є функцією прогону і збільшується до 12 разів при збільшенні сторони клітини від  $L$  до  $2L$ .

Перевага цього методу полягає в тому, що він дозволяє з достатньою точністю визначати зусилля і переміщення без використання комп'ютера.

Недоліком методу є те, що він не враховує пластичні властивості бетону, такі як усадка і повзучість [5, 8, 17].

### 3.7. Метод скінченних елементів та його реалізація в комп'ютерних програмах

Метод скінченних елементів (МСЕ) — чисельний метод розв'язання диференціальних рівнянь з частинними похідними, а також інтегральних рівнянь, що виникають при розв'язанні задач прикладної фізики, будівельної механіки, опору матеріалів.

Практично всі сучасні розрахунки будівель і споруд за допомогою розрахункових комплексів засновані на використанні МСЕ. Найбільш поширеними обчислювальними системами для будівельних задач є ANSYS, SCAD Office (далі SCAD), ПК Ліра, Мономах та ін.

*Метою* даного розділу є статичний розрахунок чарунок монолітних плит безбалкових перекриттів, навантажених безперервною рівномірно розподіленим навантаженням, з використанням МСЕ, а саме обчислювального комплексу Scad Office [2, 15].

*Формулювання задачі* включає введення даних в інтерактивному графічному режимі: створення розрахункової схеми, присвоєння характеристик жорсткості елементам і плитам, постановка граничних умов, застосування навантажень.

З метою кількісної оцінки згинальних моментів для плоскої плити безбалкового перекриття товщиною 200 мм з розмірами сторони чарунки  $L$ ;

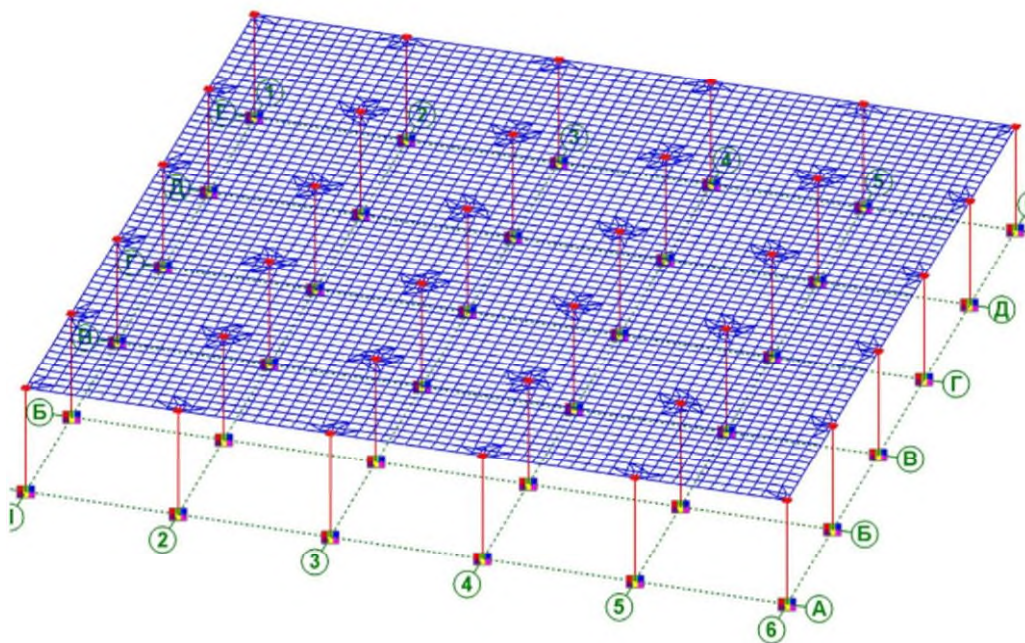
					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						58
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

1,5L; 2L (L=6 м) був проведений статичний розрахунок і визначені значення моментів в програмі Scad Office при короткочасному рівномірно розподіленому навантаженні  $g+v = 15 \text{ кН/м}^2$  [9]. Плита була розділена на кінцеві елементи з регулярним кроком 0,3 м, бетонні плити і колони класу В30. Колони з перетином  $0,3 \times 0,3 \text{ м}$ . Горизонтальні навантаження при розрахунку не враховувалися.

У цьому розрахунковому модулі колони задаються як стрижні, плита як площина, поділена на кінцеве число елементів. При розрахунку враховуються такі припущення: стик колони і плити жорсткий, змодельований за допомогою жорстких вставок для нормальної передачі крутного моменту від плити перекриття до колони, нижній вузол колон жорстко закріплений, краю плити вільно спираються на край [22].

Проведено аналіз результатів розрахунку: у графічному вигляді (при побудові полів напружень) та у текстовому вигляді (у вигляді таблиць у режимі документування).

На рисунках 3.13-3.18 показані етапи виконання робіт в Scad Office і результати розрахунку напружень в плиті перекриття від діючих навантажень.



					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		59

Рисунок 3.13. - Загальна схема конструкції будівлі для прольотів  $L$ ;  $1,5 L$ ;  $2 L$

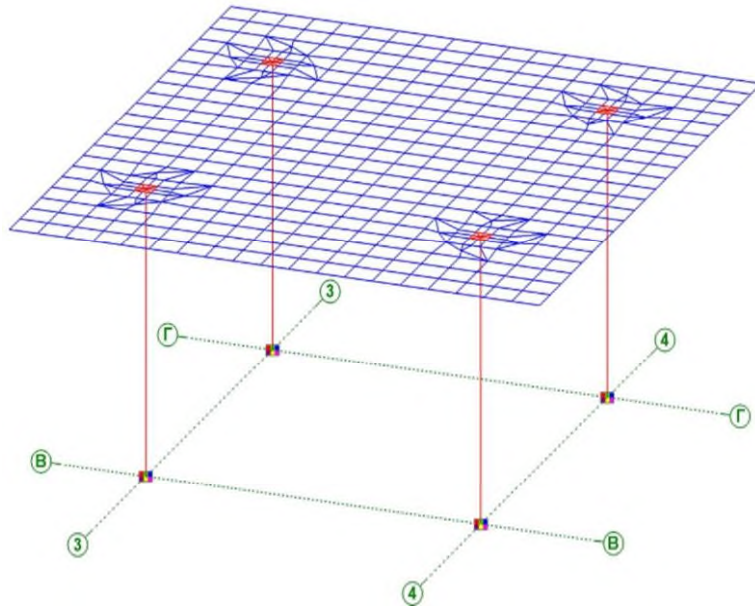


Рисунок 3.14. - Середня чарунка монолітного безбалкового перекриття

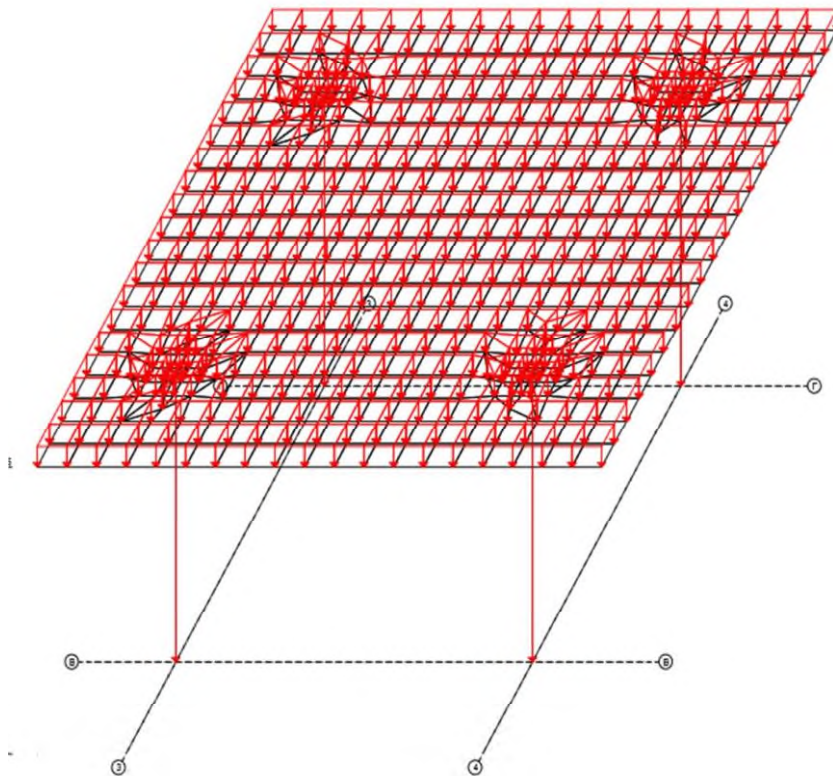


Рисунок 3.15. - Середня чарунка монолітного безбалкового перекриття з прикладеним навантаженням

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		60





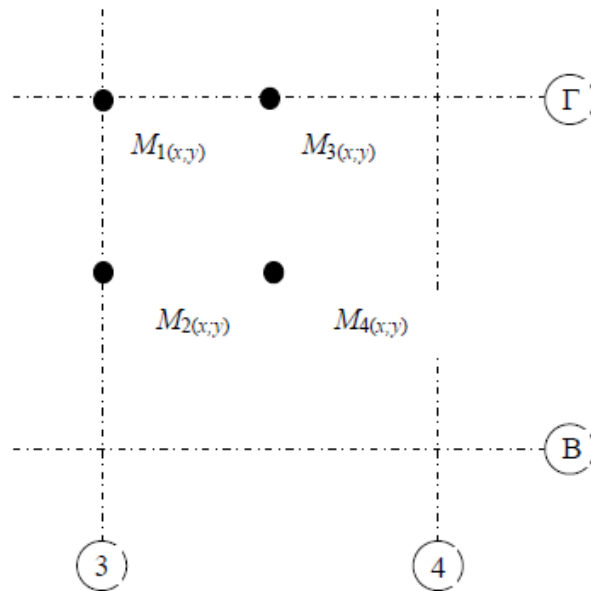


Рисунок 3.19. - Схема розташування точок для обчислення моментів  $M_{lx}$

$M_{2x}, M_{3x}, M_{4x}$  для центральної чарунки

Значення моментів від заданого навантаження представлені в таблиці 3.10 і на графіку (рисунок 3.20).

Таблиця 3.10 - Значення моментів уздовж осі  $x$  при різних розмірах середньої чарунки в розділах проектування

Розміри чарунки, м	Момент $M_x$ , кНм/м			
	Надколонна смуга		Прогонна смуга	
	$M_{lx}$	$M_{2x}$	$M_{3x}$	$M_{4x}$
$L$	-53,2*/39,7	26,43	-9,43	19,1
1,5 $L$	-255,9*/124,2	60,9	-20,4	42,18
2 $L$	-467*/221	110,2	-34,9	75,65

Примітки до табл. 3.10:

Прив'язка зазначених у таблиці моментів по точках наведено на рис. 3.19. В знаменнику вказані середні значення опорних моментів, розраховані на ширину 0,5 м, за якими слід провести подальший аналіз статичного

розрахунку. Значення моментів на вісі у не відображаються, оскільки вони аналогічні моментам на вісі x, оскільки клітинка є квадратною.

Слід зазначити, що пікові значення моментів  $M^*_{1x}=M^*_{1y}$  наведені в таблиці 3.10. по гранях колон завищені, так як вони з'являються через неправильну передачу моментів від плити до колони через різку різницю в жорсткості плити і колони (при передачі моментів від пластинчастого елемента до стрижня). Зазначені пікові значення моментів не показують реального розподілу моментів вище опор, що відзначають і інші дослідники [12].

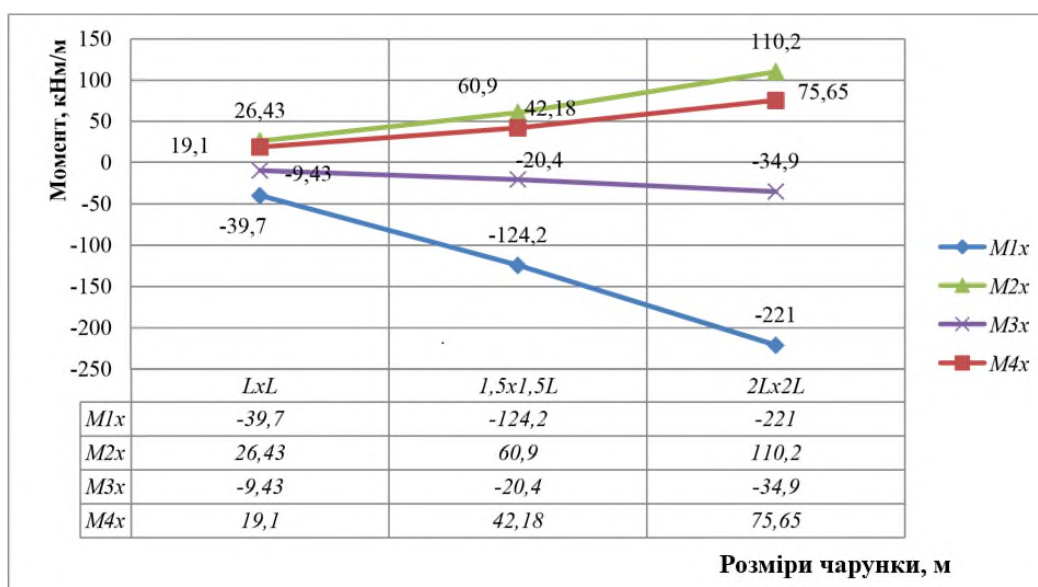


Рисунок 3.20. - Моменти при різних розмірах середньої чарунки

З графіків видно, що у всіх досліджуваних точках пластини значення моментів нарастають нелінійно і залежать від розмірів осередку (рисунок 3.20).

Збільшення розміру чарунки з  $L$  м до  $1,5 L$  м (в 1,5 рази) тягне за собою збільшення надколонного моменту  $M_1$  приблизно в 3,12 рази, збільшення чарунки в 2 рази призведе до зростання моменту в 5.5 раз. При 1,5-кратному збільшенні розмірів чарунки прогонний момент  $M_4$ , момент прогонної смуги над колоною  $M_2$  і момент надколонової смуги в пропрогоні  $M_3$  збільшуються в 2,1-2,3 рази. При 2-кратному збільшенні розмірів чарунки прогонний момент

$M_4$  і момент  $M_2$  збільшуються приблизно в 4 рази, а  $M_3$  збільшується в 3,7 рази.

При передачі моментів від пластинчастого елемента (плити) до стержневого елемента (колони) по грані колон можуть спостерігатися пікові значення моментів, які не показують реального розподілу моментів над опорами, що є недоліком даного методу.

Використання комп'ютерів є найбільш сучасним і зручним для проектувальників, так як в рамках одного розрахунку можна розглянути напружено-деформований стан всіх необхідних конструктивних елементів будівлі, а також запропонувати різні варіанти армування [12].

### 3.8. Порівняння результатів розрахунку чарунки плити перекриття різноманітними методами

У таблицях 2.11-2.13 наведені значення опорних і прогонних моментів в кНм/м на вісі  $x$  сумарного навантаження  $g+v = 15\text{кН/м}^2$  для середніх чарунок перекриття з розмірами  $L$ ;  $1,5L$ ;  $2L$  ( $L=6\text{м}$ ), знайдені за допомогою різних методів розрахунку [3, 25, 28]. Так як це відбувається таким же чином (в напрямку осі  $Y$ ) для квадратної чарунки. Графіки побудовані за даними таблиць 3.11-3.13 (рисунок 3.21-3.23).

Таблиця 3.11 - Опорні і прогонні моменти по вісі  $x$  для чарунки зі стороною  $L$ , розраховані різними методами (за рисунком 3.19)

	$M_x=M_y=M$ , кНм/м			
	Надколонна смуга		Прогонна смуга	
	Прогон $M_{1x}$	Опора $M_{2x}$	Прогон $M_{3x}$	Опора $M_{4x}$
Метод 1 [7]	-	-	-17,87	-

Метод 2 [9]	-11,25	22,5	-11,25	22,5
Метод 3 [16]	-33,75	13,5	-10,125	10,125
Метод 4 [22]	-30,93	19,67	-11,25	22,5
ПР	-8,141	8,141	-8,141	8,141
Офіс ЗЕД Scad	-39,7	26,43	-9,43	19,1

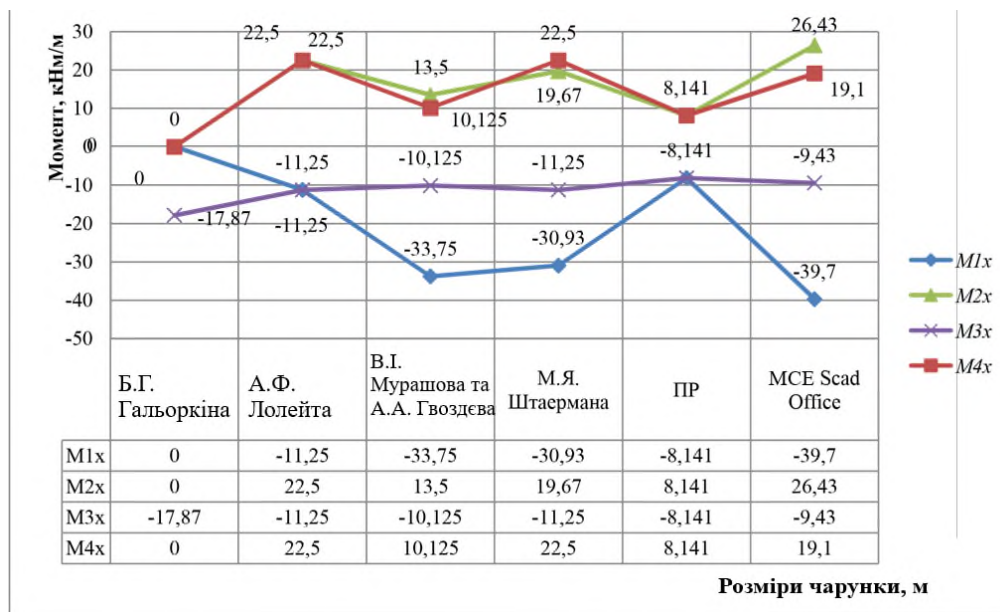


Рисунок 3.21. - Опорні і прогонні моменти по осі x для чарунки зі стороною L, розраховані різними методами

З графіків видно, що згинальні моменти (рисунок 3.21), розраховані різними способами для чарунки зі стороною L, відрізняються в 2-5 разів.

Якщо взяти за умовний еталон результати, отримані за методом В.І. Мурашева і А.А. Гвоздєва [13], то максимальний результат для моментів прогонної смуги в районі колон  $M_2$  був розрахований за допомогою MCE і відрізняється від еталонного майже в 2 рази. Максимальний прогонний момент  $M_4$  був отриманий за методиками А.Ф. Лолейта і М.Я. Штаєрмана [13] відрізняється від стандартного в 2,2 рази, а максимальний момент  $M_3$  надколонної смуги в прогоні, отриманої за методом Б.Г. Галеркіна [13] - при

1,76. Момент біля стовпців  $M_1$ , де був отриманий максимальний результат за допомогою МСЕ [12], в 1,18 рази більше еталонного значення. Результати мінімального моменту для всіх чотирьох точок плити були отримані за допомогою МПР [3, 18, 23], що пояснюється прийняттям еквівалентно-моментної схеми розподілу моментів, а їх розбіжність з умовним еталоном становить: для  $M_1$  – в 4,14 рази, для  $M_2$  – в 1,66 рази, для  $M_3$  – в 1,24 рази, а для  $M_4$  – в 1,24 рази.

Таблиця 3.12 - Опорні і розмахуючі моменти по осі x для осередку зі стороною  $1,5L$  розраховані різними методами (по рисунку 3.19)

Метод	$M_x=M_y=M$ , кНм/м			
	Надколонна смуга		Прогонна смуга	
	<i>Прогон</i> $M_{1x}$	<i>Опора</i> $M_{2x}$	<i>Прогон</i> $M_{3x}$	<i>Опора</i> $M_{4x}$
Метод 1 [7]	-	-	-40,22	-
Метод 2 [9]	-25,31	50,62	-25,31	50,62
Метод 3 [16]	-75,94	30,38	-22,78	22,78
Метод 4 [22]	-69,6	44,29	-25,31	50,62
ПР	-42,62	42,62	-42,62	42,62
Офіс ЗЕД Scad	-124,2	60,9	-20,4	42,18

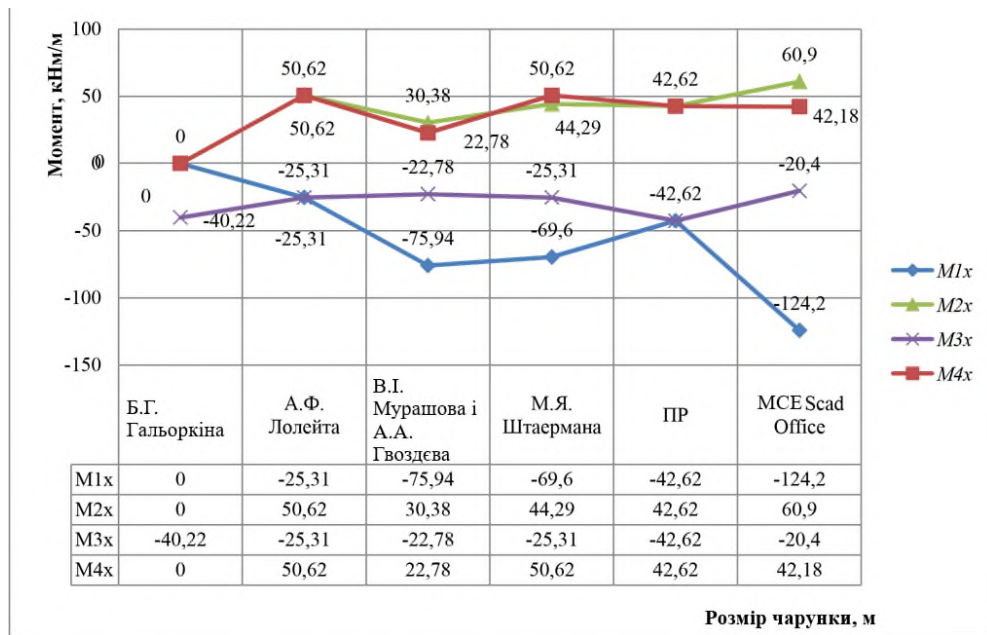


Рисунок 3.22. - Опорні і прогонні моменти по осі x для чарунки зі стороною  $1,5L$  обчислюється різними способами

З графіків видно, що обчислені по-різному моменти (рисунок 3.22) для комірки зі стороною  $1,5L$  також істотно відрізняються один від одного.

За умовний еталон візьмемо результати, отримані за методом В.І. Мурашева і А.А. Гвоздєва [13], які будуть мінімальними для прогонної смуги в зоні колон  $M_2$  і прогонного моменту  $M_4$ . Максимальний результат  $M_2$ , обчислений за допомогою МСЕ [22], відрізняється від стандарту в 2 рази, а максимальний результат для  $M_4$  за методиками М.Я. Штаермана і А.Ф. Лолейта [13] становить 2,2 рази. Максимальний момент  $M_3$  надколонної смуги в прогоні був отриманий за допомогою МПР [3, 8, 15, 16, 18, 19, 28, 30] і відрізняється від еталонного в 1,87 рази. мінімальна  $M_3$  отримана за показником МСЕ [12] і відрізняється в 1,12 рази. Момент біля стовпців  $M_1$ , де максимальний результат отриманий за допомогою МСЕ, в 1,64 рази більше еталонного значення, а мінімум отримано методом А.Ф.Лолейта і відрізняється в 3 рази від загальноприйнятого стандарту.



З графіків видно, що моменти, знайдені для одних і тих же точок (рисунок 3.23) і обчислені по-різному для чарунки зі стороною  $2L$ , істотно відрізняються один від одного.

За умовний еталон візьмемо результати, отримані за методом [13], які будуть мінімальними для прогонного моменту в зоні колон  $M_2$  і прогонного моменту  $M_4$ . Максимальний результат  $M_2$ , обчислений за допомогою МСЕ [22], відрізняється від стандарту в 2 рази, а максимальний результат для  $M_4$  по МПР становить 2,4 рази. Максимальний момент  $M_3$  надколононої смуги в прогоні виходить за допомогою [3, 23], і відрізняється від стандарту в 2,4 рази, мінімальний  $M_3$  виходить за МСЕ і відрізняється в 1,16 рази. Момент біля стовпців  $M_1$ , де максимальний результат отриманий за допомогою МСЕ [22], в 1,64 рази більше еталонного значення, а мінімум отриманий за методом [13] і відрізняється в 3 рази від загальноприйнятого стандарту.

З аналізу графіків значень опорних і прогонних моментів, знайдених за допомогою різних методів розрахунку для чарунк  $L$ ;  $1,5L$ ;  $2L$  ( $L=6m$ ), видно, що значення моментів для цих точок (відповідно до рисунку 3.19) істотно відрізняються, в 2-5 разів, що свідчить про недосконалість статичних методів розрахунку.

					<i>KMP 2319216 ПЗ</i>	Аркуш
						70
<b>Зм.</b>	<b>Лист</b>	<b>№ докум</b>	<b>Підпис</b>	<b>Дата</b>		

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕННЯ

- У розділі представлені основні положення статичних методів розрахунку, що застосовуються при проектуванні безбалкових перекриттів.

- Проведені розрахунки для визначення зусиль і переміщень різних чарунок безбалкових безкапітальних перекриттів з розмірами сторони чарунки  $L$ ;  $1,5 L$ ;  $2 L$  ( $L=6$  м) різними методами, що використовуються в практиці проектування безбалкових перекриттів, такими як: бігармонічний ряд Б.Г. Галеркіна, заміна рам А.Ф. Лолейта, виділення А.А. Гвоздєвим і В.І. Мурашевим надколонних і прогонних смуг, заміна рам М.Ю. Штаєрмана, метод граничної рівноваги, метод скінченних елементів (Scad Office) [3, 5, 23].

- Запропоновано метод визначення сил методом граничної рівноваги для плоских плит безкапітальних перекриттів з квадратними осередками.

- Результати розрахунків представлені у вигляді таблиць, схем і графіків розподілу моментів при розмірах сторони осередків  $L$ ;  $1,5L$ ;  $2L$  ( $L=6\text{м}$ ).

- Наведені рекомендації, щодо використання методу скінчених елементів як найбільш прийнятний і точний опис роботи залізобетонних конструкцій, і зокрема безбалкових перекриттів [22].

- Представлений в цьому розділі розрахунок міцності плити, заснований на методі граничної рівноваги, може бути використаний для оцінки попередньо напружених безбалкових перекриттів зі змішаною арматурою при різних співвідношеннях сторін чарунок і розмірів перерізу колон.

Залізобетонні конструкції є основою сучасного будівництва і залишаються актуальним трендом в найближчі десятиліття.

Перед сучасними інженерами стоїть завдання вдосконалення залізобетонних конструкцій, методів їх проектування і розрахунку з метою

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		71

підвищення техніко-економічних показників, зниження витрати сталі і бетону, при цьому поліпшення технічних характеристик конструкцій.

Вирішення цих проблем дозволить розширити межі застосовності безбалкових перекриттів, вивести використання несучої здатності і характеристик міцності залізобетонних елементів на більш високий рівень, без збільшення розмірів самих конструкцій і витрати матеріалів.

Встановлено, що у вітчизняній та зарубіжній літературі основна увага приділяється питанням експлуатації монолітних безбалкових перекриттів з умовною арматурою, розроблено відповідні методи розрахунку.

У меншій мірі розглядаються питання експлуатації монолітних безбалкових перекриттів із застосуванням високоміцної переднапруженої арматури з адгезією до бетону.

Конструкція плоских плит безбалкових перекриттів з використанням високоміцної арматури без зчеплення з бетоном практично не покривається.

Застосування конструктивних рішень з діагональним розташуванням арматури без зчеплення з бетоном в монолітній плиті перекриття не має аналогів у вітчизняній і зарубіжній практиці.

Таким чином, задача виявлення особливостей експлуатації монолітних залізобетонних перекриттів зі змішаною арматурою при різних співвідношеннях звичайної і попередньо напруженої арматури, класів бетону на основі чисельного експерименту і комп'ютерного моделювання є досить актуальною і затребуваною.

					<i>КМР 2319216 ПЗ</i>	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		72

## GENERAL CONCLUSIONS ACCORDING TO RESEARCH RESULTS

- The section presents the main provisions of static calculation methods used in the design of beamless floors.

- Calculations were carried out to determine the forces and displacements of various cells of beamless non-capital floors with cell side dimensions  $L$ ;  $1.5L$ ;  $2L$  ( $L=6$  m) by various methods used in the practice of designing beamless floors, such as: biharmonic series by B.G. Galerkin, replacement of frames by A.F. Loleyt, allocation by A.A. Gvozdev and V.I. Murashev of over-column and purlin strips, replacement of frames by M.Yu. Shtayerman, limit equilibrium method, finite element method (Scad Office) [3, 5, 23].

- A method for determining forces by the limit equilibrium method for flat slabs of non-capital floors with square cells is proposed.

- The calculation results are presented in the form of tables, diagrams and graphs of the distribution of moments for the cell side sizes  $L$ ;  $1.5L$ ;  $2L$  ( $L=6$ m).

- Recommendations are given on the use of the finite element method as the most acceptable and accurate description of the operation of reinforced concrete structures, and in particular beamless floors [22].

- The calculation of the strength of the slab presented in this section, based on the limit equilibrium method, can be used to assess prestressed beamless floors with mixed reinforcement for different cell side ratios and column cross-sectional sizes.

Reinforced concrete structures are the basis of modern construction and will remain a relevant trend in the coming decades.

Modern engineers are faced with the task of improving reinforced concrete structures, methods of their design and calculation in order to increase technical and economic indicators, reduce steel and concrete consumption, while improving the technical characteristics of structures.

Solving these problems will allow expanding the scope of beamless floors, bringing the use of the bearing capacity and strength characteristics of reinforced

					<i>KMP 2319216 ПЗ</i>	Аркуш
						73
ЗМ.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

concrete elements to a higher level, without increasing the size of the structures themselves and the consumption of materials.

It has been established that in domestic and foreign literature, the main attention is paid to the issues of operation of monolithic beamless floors with conditional reinforcement, and appropriate calculation methods have been developed.

To a lesser extent, the issues of operation of monolithic beamless floors with the use of high-strength prestressed reinforcement with adhesion to concrete are considered.

The design of flat slabs of beamless floors using high-strength reinforcement without adhesion to concrete is practically not covered.

The use of structural solutions with diagonal arrangement of reinforcement without adhesion to concrete in a monolithic floor slab has no analogues in domestic and foreign practice.

Thus, the task of identifying the features of the operation of monolithic reinforced concrete floors with mixed reinforcement at different ratios of conventional and prestressed reinforcement, concrete classes based on numerical experiments and computer modeling is quite relevant and in demand.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						74
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Балла Г.І. Допуски при ведені будівельно-монтажних робіт., Будівельник, 1968
2. Бойко І.П. Особливості взаємодії пільових фундаментів під висотними будинками з їх основою / І.П. Бойко // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 30 / Відповідальний редактор І.П. Бойко. – К.: КНУБА, 2006. – С. 3 – 8.
3. В.А. Пашинський, А.А. Тихий, М.В. Пашинський, С.О. Карпушин, В.В. Яцун. Порівняння методів розрахунку плитних фундаментів з урахуванням результатів інженерно-геологічних вишукувань та геодезичних спостережень за процесом просідання // Центральнуоукраїнський науковий вісник. Технічні науки. Вип. 5(36), ч.1. Кропивницький: ЦНТУ. 2022. – С. 168-175. – Режим доступу: [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5\(36\)\\_I/20.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5(36)_I/20.pdf); DOI: [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5\(36\).1.168-175](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5(36).1.168-175).
4. Веселовський О.В, Пилинов С.І, «Основи будівельно-монтажного виробництва - К. Освіта 1992
5. ДБН В.1.2.- 2006. Навантаження і впливи/ Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України. – К.: 2006.
6. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 161 с
7. ДБН А. 3-1-5-96. Державні будівельні норми. Організація будівництва.
8. ДБН В. 2.2-9-99. Громадські будинки та споруди. - К., 1999 р.
9. ДБН А.3.1-5-96. Організація будівельного виробництва - К., 1996 р.
10. ДСТУ Б В.2.1-9-2002 (ГОСТ 19912-2001). Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням. Державний комітет України з будівництва та архітектури.– Київ, 2002.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		75

11. ДСТУ Б А.2.4-6-95 Правила виконання робочої документації генеральних планів підприємств, споруд та житлово-цивільних об'єктів. К.Введ. з 06.04.1995
12. ДБН В.2.6-31:2006 «Теплова ізоляція будівель», Київ, 2006р.
13. ДСТУ Б А.2.4-7-95 Правила виконання архітектурно – будівельних робочих креслень. К.Введ. з 06.04.1995
14. ДСТУ Б И.2.6-156:2010 "Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування". Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. -118 с.
15. Зоценко М.Л., Коваленко В.І., Хілобок В.Г., Яковлев А.В. Інженерна геологія: Механіка ґрунтів, основи і фундаменти. – К.: Вища школа.,1992
16. Зоценко М.Л. Ефективність роз'єднувальних стінок у ґрунті при захисті існуючих будівель від впливу новобудов/ М.Л. Зоценко, О.В. Борт // Бетон и железобетон в Украине. – 2007. – №1.– С. 24 – 27.
17. [Зеркалов Д.В.та ін. Цивільний захист. \[Електронний ресурс\] : навч. посіб. Д. В. Зеркалов, Ю. В. Міхеєв, Н. А Праховник, О. В. Землянська. За редакцією Д.В. Зеркалова – К.: "Основа". 2014. – 234 с.](#)
18. Ковальський В. П. Сучасні тенденції у зведенні монолітних і цегляних житлових будинків [Текст] / В. П. Ковальський, А. В. Бондар, Г. І. Лисій // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. - 2015. - № 1. - С.106-110.
19. Корнієнко М.В. Конструктивні особливості фундаментів малоповерхової забудови м. Чернігова початку ХХ століття / М.В. Корнієнко, М.М. Корзаченко, М.С. Седячко // Ukraine – EU. Modern technology, business and law : collection of international scientific papers : in 2 parts. Part 2. Modern engineering. Sustainable development. Innovations in social work: philosophy, psychology, sociology. Current problems of legal science and practice. – Chernihiv : CNUT, 2015. – Р. 51 – 53.
20. Комплексні дослідження під будівництво групи багатоповерхових будинків з приміщеннями соціально-побутового та навчального призначення

					<i>КМР 2319216 ПЗ</i>	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		76





40.Li Z.X. (2013). Structure Mechanics Analysis with Different Construction Schemes in Large-Span Space Grid Structure. *Advanced Materials Research*, 788, 534–537

Van der Hoek E. Organic barriers on the slope of a sediment deposit / E. Van der Hoek, W. Van der Zon, J. de Feijter // *Geotechnical problems with man-made and man influenced grounds. – Proceedings of the XIIIth European conference on soil mechanics and geotechnical engineering. – Prague, 2003. – P. 375 – 378*

					<i>KMP 2319216 ПЗ</i>	Аркуш
						79
<b>Зм.</b>	<b>Лист</b>	<b>№ докум</b>	<b>Підпис</b>	<b>Дата</b>		

					KMP 2319216 ПЗ	Архив
						80
ЗМ.	Лусм	№ докum	Підпис	Дата		



- забезпечення безпеки робочих місць на висоті;
- визначення послідовності та забезпечення безпечного встановлення конструкцій;
- забезпечення стійкості конструкцій і частин будинку під час зведення;
- зазначення схем і способів укрупнювального складання елементів конструкцій.

3. Під час монтажних робіт безпеку праці необхідно забезпечувати з урахуванням вимог розділу 7 ДБН А.3.2-2-2009 [1], ДСТУ [9], інструкції [11], а також рекомендацій [26].

4. У робочій зоні монтажних робіт не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб.

5. Під час зведення будинків і споруд забороняється виконувати роботи, пов'язані з перебуванням людей на одній ділянці на поверхах (ярусах), над якими переміщують, встановлюють і тимчасово закріплюють елементи конструкцій та обладнання.

За неможливості розподілення будинків і споруд на окремі ділянки одночасне виконання монтажних та інших будівельних робіт на різних поверхах (ярусах) дозволяється тільки за наявності між ними надійних (обґрунтованих відповідними розрахунками на дію ударних навантажень) міжповерхових перекриттів, що передбачені у ПВР.

6. Використання встановлених конструкцій для прикріплення до них вантажних поліспастів, відвідних блоків та інших монтажних пристосувань допускається тільки за згодою проектної організації, яка виконала робочі креслення конструкцій.

7. Установлені в проектне положення елементи конструкцій чи обладнання повинні бути закріплені так, щоб забезпечувалася їх стійкість і геометрична незмінність. Розстропування елементів конструкцій і обладнання, які установлені у проектне положення, необхідно робити після постійного або тимчасового їх закріплення відповідно до проекту. Переміщувати встановлені елементи

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						82
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

конструкцій чи обладнання після їх розстропування без використання монтажного оснащення, передбаченого ПВР, не допускається.

8. До закінчення вивіряння і надійного закріплення встановлених елементів не допускається обпирання на них конструкцій, що розташовані вище, якщо це не передбачено ПВР.

9. Стропувати вантаж, що перебуває у хиткому положенні, а також пересувати пристосування на піднятому вантажі заборонено.

10. Під час насування (переміщення) конструкцій і обладнання лебідками вантажопідйомність гальмових лебідок і поліспастів повинна дорівнювати вантажопідйомності тягових засобів, якщо інші вимоги не визначено проектом.

11. Забороняється виконання монтажних робіт на висоті у відкритих місцях за швидкості вітру 15 м/с і більше, під час ожеледі, грози, туману, що унеможлиблює видимість у межах фронту робіт.

Роботи з переміщення і установа конструкцій, що мають велику парусність, необхідно зупиняти за швидкості вітру 10 м/с і більше.

12. Під час монтажу конструкцій із рулонних заготовок необхідно вживати заходів з унеможливлення самовільного згортання рулону.

13. Під час складання горизонтальних циліндричних ємностей, що складаються з окремих царг, необхідно застосовувати клинові прокладки та інші пристосування, що унеможливають мимовільне скочування царг.

14. Укрупнювальне складання таких, що підлягають монтажу, конструкцій і обладнання, необхідно виконувати у спеціально призначених для цього місцях.

15. Переміщення конструкцій чи обладнання кількома кранами (або піднімальними чи тяговими засобами) необхідно здійснювати згідно з ПВР під безпосереднім керівництвом осіб, відповідальних за безпечне виконання робіт кранами.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
						83
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

## **Б.2. Вимоги безпеки при виконанні монтажних робіт**

Монтаж будівельних конструкцій відноситься до робіт з підвищеною небезпекою. Робітники, які виконують монтажні роботи, повинні пройти медичний огляд, спеціальну підготовку, здати іспит і отримати посвідчення на право виконання робіт. Вантажопідйомні машини і такелажні пристосування до початку роботи і в процесі експлуатації повинні проходити технічний огляд у відповідності з вимогами Держтехнагляду. Огляд вантажопідйомальних машин і механізмів проводять щомісяця. Траверси оглядають не рідше одного разу в 6 міс, кльози - через 1 міс, стропи - кожні 10 днів. Зовнішній огляд сталевих канатів слід виробляти щоденно, керуючись нормами вибракування зношених канатів. Такелажні пристосування при огляді випробовують навантаженням, що на 25% перевищує розрахункову вантажопідйомність. Дату випробувань і вантажопідйомність вказують на бирках. Крани слід встановлювати у відповідності з проектом виробництва робіт, при цьому необхідно забезпечити безпечні відстані кранів від ліній електропередачі, укосів котлованів, габаритів будівель і споруд.

Риштування й підмостки повинні мати огороження на рівні робочого місця висотою не менше 1 м. На монтажних роботах використовують типові інвентарні ліси і підмостки. Риштування та підйомні колиски повинні мати паспорта підприємства-виробника.

Монтаж конструкцій виконують відповідно до ПВР. У ньому повинні бути передбачені заходи щодо вимог безпеки. Строповку конструкцій виконують стропами або спеціальними вантажозахоплювальними пристроями за схемами, передбачених технологічною картою, із застосуванням напівавтоматичних пристроїв для розстропування з землі. При вільному монтажі підняті елементи необхідно утримувати від розгойдування розтяжками. Розстропування монтованих елементів здійснюють тільки після надійного їх закріплення. До остаточного закріплення повинна бути забезпечена їх стійкість з допомогою тимчасових зв'язків, расчалок, кондукторів і т. п.

					КМР 2319216 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		84









