

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 залізобетонного каркасу будівлі з
урахуванням формоутворюючих металевих конструкцій**

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

Юлія СТОРЧОВА

" ____ " _____ 2024 р.

Керівник кваліфікаційної магістерської роботи:
кандидат технічних наук, доцент

Андрій ТИХИЙ

" ____ " _____ 2024 р.

АНОТАЦІЯ

В останні роки в нашій країні суттєво збільшився обсяг застосування монолітного залізобетону у цивільному будівництві. Широке застосування монолітних конструкцій при зведенні будівель з безригельним каркасом пояснюється зниженням трудовитрат, капітальних вкладень і витрати сталі. Зведення будівель із монолітного залізобетону дозволяє уникнути монтажних стиків у несучих конструкціях та підвищити їх жорсткість.

Поряд з перерахованими перевагами будівель з безригельним каркасом, дана конструктивна схема має ряд недоліків. Слабким місцем з конструктивної точки зору є стик колони з перекриттям через невелику товщину перекриттів та насиченість їх поздовжньою та поперечною арматурою.

В даний час використовують різні варіанти влаштування стиків колон з перекриттями. Найбільш поширеними є варіанти із встановленням поперечної або жорсткої арматури в плиті перекриття та стики із застосуванням капітелів. Проте перелічені конструктивні рішення стиків мають такі недоліки: високу матеріаломісткість, трудомісткість і складність при їх розрахунку та конструюванні.

Створення реальної розрахункової моделі, що описує опір конструкції дії зрізу в комбінації з вигином, є складним завданням теорії залізобетону. У зв'язку з цим при проектуванні монолітних безбалочних перекриттів розрахунки на продавлювання здійснювалися з використанням методів, в основу яких закладено роздільний розрахунок похилих перерізів на дію поперечних сил і згинання моментів.

Наразі, згідно з вимогами ДБН В.2.2-15:2019, розрахунки монолітних безбалочних перекриттів на продавлювання рекомендується виконувати при спільній дії поперечної сили, згинального моменту та з урахуванням нелінійного закону деформування матеріалів.

SUMMARY

In recent years, the use of monolithic reinforced concrete in civil engineering has significantly increased in our country. The widespread use of monolithic structures in the construction of buildings with a frameless frame is explained by the reduction of labor costs, capital investments and steel consumption. The construction of buildings from monolithic reinforced concrete allows you to avoid assembly joints in load-bearing structures and increase their rigidity.

Along with the listed advantages of buildings with a frameless frame, this structural scheme has a number of disadvantages. A weak point from a structural point of view is the joint of the column with the floor due to the small thickness of the floors and their saturation with longitudinal and transverse reinforcement.

Currently, various options for arranging the joints of columns with floors are used. The most common are options with the installation of transverse or rigid reinforcement in the floor slab and joints using capitals. However, the listed structural solutions for joints have the following disadvantages: high material consumption, labor intensity and complexity in their calculation and design.

Creating a real calculation model that describes the resistance of a structure to shear action in combination with bending is a difficult task for the theory of reinforced concrete. In this regard, when designing monolithic beamless floors, calculations for punching were carried out using methods based on the separate calculation of inclined sections for the action of transverse forces and bending moments.

Currently, according to the requirements, calculations of monolithic beamless floors for punching are recommended to be performed with the joint action of transverse force, bending moment and taking into account the nonlinear law of deformation of materials.

З М І С Т

Вступ.....	3
Розділ 1 СТАН ПИТАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКЦІЙ СТИКІВ	
ПЕРЕКРИТТІВ ІЗ КОЛОНАМИ	6
1.1 Загальні відомості	6
1.2 Конструктивні рішення стиків плит перекриттів із колонами	
у безбалочних каркасах із застосуванням капітелей	6
1.3. Конструктивні рішення стиків плит перекриттів із колонами	
у безбалочних безкапітельних каркасах	11
1.4. Експериментальні дослідження роботи стиків плит перекриття	
з колонами в безбалкових без капітельних каркасах.....	20
1.5. Числові дослідження напружено-деформованого стану	
конструкцій з використанням програмних комплексів.....	22
1.6. Аналіз відомих конструктивних рішень стиків плит	
перекриттів із колонами.....	24
1.7. Висновки.....	27
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ СТИКІВ БЕЗБАЛОЧНИХ	
ПЕРЕКРИТТІВ З КОЛОНАМИ	
2.1. Формулювання завдань числових досліджень.....	28
2.2. Передумови та припущення при моделюванні роботи вузлів	28
2.3. Параметри розрахункових моделей стиків.....	30
2.4. Результати числових досліджень стикових сполук	
перекритій з колонами.....	34
2.5. Вплив капітелі на роботу перекриття при різних видах завантаження.....	46

					<i>КМР 2319211 ПЗ</i>							
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>	<i>Дослідження залізобетонного каркасу будівлі з урахуванням формуютьорюючих металевих конструкцій</i>			<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Акрцшів</i>		
<i>Розробив</i>		<i>Сторчова Ю.О.</i>								1	112	
<i>Перевірив</i>		<i>Тихий А.А.</i>						<i>ЦНТУ гр. БІ-23МЗ</i>				
<i>Реценз.</i>												
<i>Н. Контр.</i>		<i>Дарієнко В.В</i>										
<i>Затвердив</i>		<i>Настоящий В.А</i>										

2.6. Вплив капітелі на жорсткість будівлі.....	55
РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СТИКІВ БЕЗБАЛОЧНИХ ПЕРЕКРИТТІВ З КОЛОНАМИ	
3.1. Експериментальна установка для випробувань вузлів сполучення перекриттів із колонами.....	57
3.2. Конструкція дослідних зразків.....	58
3.3. Методика вимірювання напружено-деформованого стану дослідних зразків та застосування навантаження.....	63
3.4. Результати випробувань дослідних зразків.....	67
3.5. Висновки.....	88
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	89
GENERAL CONCLUSIONS ACCORDING TO RESEARCH RESULTS	90
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	91
Додатки.....	95
Додаток А РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКІВ РІЗЬБОВИХ З'ЄДНАНЬ	95
Додаток Б Заходи з охорони праці при монтажі монолітного безбалкового перекриття	104
Додаток В Ілюстраційні матеріали (мультимедійна презентація).....	112

ВСТУП

Дослідження з розробки загальної методики розрахунку монолітних перекриттів на одночасну дію поперечних сил та згинальних моментів останніми роками активно проводили багато дослідників[2,3,7]. Оригінальні методи розрахунку, що ґрунтуються на теорії залізобетону з тріщинами, запропоновані [16,17]. Інтенсивно розвиваються методи, що базуються на положеннях механіки руйнування композитів.

Однак за даним напрямком недостатньо виконано експериментальних досліджень і немає рекомендацій з кінцево-елементного моделюваного залізобетонних перекриттів, що враховують нелінійну роботу бетону та арматури при розрахунку по I і II групі граничних станів.

Усе це послужило основою вибору теми магістерської роботи.

Мета роботи: розробка та дослідження напружено-деформованого стану нових конструктивних рішень капітельних стиків колон з монолітними перекриттями.

Для досягнення мети необхідно було вирішити такі завдання:

- здійснити огляд конструктивних рішень безригельних каркасів;
- розробити нові типи краплинних стикових з'єднань колон з перекриттями;
- дослідити напружено-деформований стан стиків з урахуванням їх конструктивних особливостей та нелінійного закону деформування бетону та арматури;
- чисельно дослідити вплив пропонованих стикових з'єднань на роботу перекриття та будівлі в цілому;
- провести експериментальні дослідження стиків з метою оцінки їхньої міцності, жорсткості та тріщиностійкості;

Наукова новизна роботи полягає: в нових конструктивних рішеннях капітельних стиків колон з перекриттями;

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						3
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- результати численних досліджень напружено деформованого стану розроблених конструюючих стиків з урахуванням нелінійного закону деформування бетону та арматури;

- результати досліджень спільної роботи каркасу будівлі з безбалковими перекриттями;

- результати експериментальних досліджень напружено деформованого стану стиків, виготовлених у натуральну величину;

- рекомендації щодо розрахунку монолітних перекриттів з капітелями.

Достовірність наукових положень та результатів ґрунтується на використанні сучасних кінцево-елементних методів розрахунку та програмних засобів. Достовірність чисельних розрахунків підтверджується результатами експериментальних досліджень зразків стиків, виготовлених у натуральну величину.

Особистий внесок автора полягає у постановці та реалізації завдань даного дослідження;

створення розрахункових моделей та аналіз результатів теоретичних досліджень;

проведені експериментальних досліджень;

складання рекомендацій щодо розрахунку капітельних стиків.

Практична цінність роботи полягає в тому, що запропоновані нові типи конструктивних рішень стиків колон з перекриттями в залізобетонному безбалочному каркасі, що мають високу несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість. Розроблено рекомендації щодо їх розрахунку та конструювання.

На захист виносяться:

- нові конструктивні рішення капітельних стиків колон з перекриттями;

- результати чисельних досліджень розроблених конструкцій стиків з урахуванням нелінійного закону деформування бетону та арматури;

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						4
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- результати досліджень спільної роботи каркасу будівлі з безбалковими перекриттями;
- результати експериментальних досліджень напружено деформованого стану стиків, виготовлених у натуральну величину;
- рекомендації щодо розрахунку монолітних перекриттів з капітелями.

У вступі дана загальна характеристика роботи, обґрунтовано актуальність теми, показано наукову новизну та практичну значимість отриманих результатів, а також сформульовано основні положення, що виносяться на захист. Коротко викладено зміст магістерської роботи.

У першому розділі наведено короткий огляд дослідно-конструкторських розробок стикових з'єднань колон і перекриттів у безбалочних каркасах із застосуванням капітелей і каркасах. Визначено мету та завдання досліджень.

У другому розділі викладено результати чисельних досліджень напружено-деформованого стану розроблених стиків, з урахуванням їх конструктивних особливостей та фізичної нелінійності роботи матеріалів. Вивчено роботу стикових сполук у складі перекриття та будівлі в цілому.

У третьому розділі викладено результати експериментальних досліджень. Дана оцінка несучої здатності, жорсткості та тріщиностійкості розроблених стикових з'єднань при різних видах капітелей. Виконано порівняння експериментальних та чисельних досліджень.

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 89 сторінок, в тому числі 16 таблиць, 36 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 2319211 ПЗ	Аркуш
						5
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 1. Стан питання дослідження конструкцій стиків перекриттів із колонами

1.1. Загальні відомості

Дослідженнями конструкцій стиків перекриттів із колонами займалися ряд науково-дослідних, проектних та навчальних закладів в Україні [5,11], серед яких Центральноукраїнський національний технічний університет, розробки кафедри будівельних дорожніх машин і будівництва, проектно-вишукувальний інститут «Агропроект».

Розробкою та дослідженням конструкцій стиків плит перекриття з колонами займалися наступні дослідники [1,2,4]. Зарубіжними вченими та інженерами виконано багато наукових праць, присвячених вивченню безбалочних перекриттів, а також збудовано велику кількість будівель з такими перекриттями.

1.2. Конструктивні рішення стиків плит перекриттів із колонами у безбалочних каркасах із застосуванням капітелей

Безбалочні перекриття є плоскою суцільною плитою, що спирається безпосередньо на колони, які можуть мати капітелі в місцях сполучення з перекриттям.

Ці перекриття вперше було виконано інженером [8], під час будівництва чотириповерхових молочних складів у Бостоні.

Безбалочні перекриття завдяки гладкій поверхні стелі створюють кращу освітленість та вентиляцію приміщень та зручні для промислових комунікацій. Відсутність ребер балок, що виступають, і ригелів при цих перекриттях дозволяє найбільш повноцінно використовувати внутрішній об'єм приміщень, і знизило загальну висоту і кубатуру будівлі.

Слід зазначити, що для таких перекриттів значно спрощується опалубка; капітелям колон можна надати красиві архітектурні форми, що дозволяє застосувати безбалочні перекриття у різних громадських будинках.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						6
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

В даний час найбільшого поширення в нашій країні набули види стикових з'єднань монолітних безбалочних перекриттів із застосуванням капітелей, представлених на рис. 1.1.

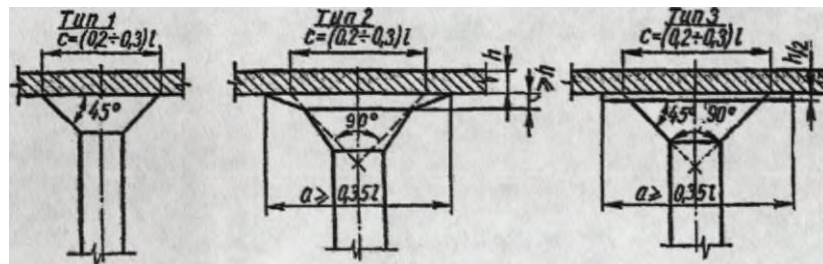


Рис. 1.1. Монолітне безбалочне перекриття із застосуванням капітелі

Проектно-вишукувальним інститутом розроблено конструкцію стику збірного безбалочного перекриття з колоною (рис. 1.2) [1]. У цій конструкції капітель виконується повнотілою, що полегшує процес її виготовлення. На капітелі встановлюють міжколонні плити-балки, що зв'язують між собою колони по взаємноперпендикулярним напрямкам, тобто. по осях, що перехрещуються на колонах. Такі плити-балки здебільшого виконуються з пустотного плоского настилу товщиною від 24 до 35 см.

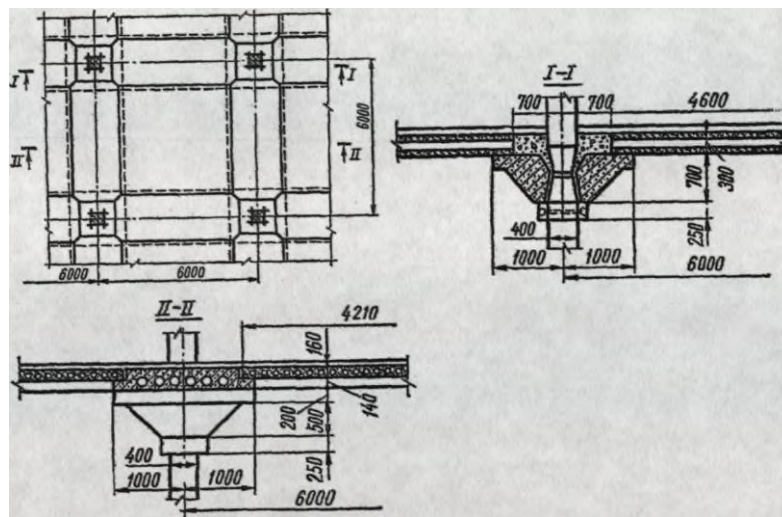


Рис. 1.2. Конструкція збірного безбалочного перекриття розроблена проектно-вишукувальним інститутом

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		7

ПВІ розробив збірно-монолітний варіант пристрою стику безбалочного перекриття з колоною (рис. 1.3). У даному варіанті капітельна плита також виконана суцільною конструкцією. Стик колон винесений вище за перекриття. У верхніх частинах колони передбачають спеціальні армовані периметральні розширення для спирання на них капітельних плит. У цій конструкції плити-балки так само, як і в попередньому варіанті, виконують з пустотного плоского настилу товщиною від 24 до 35 см.

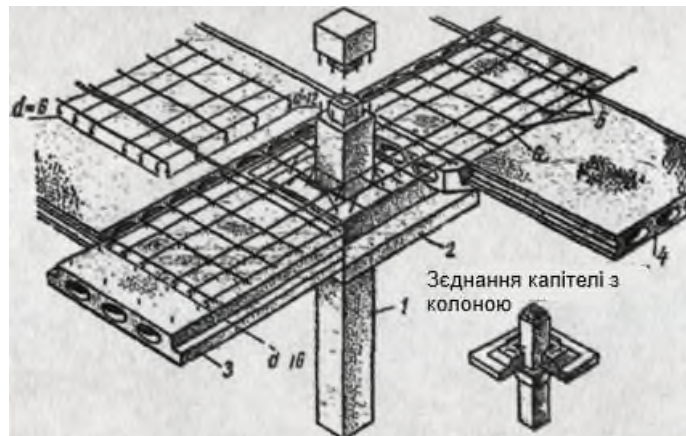


Рис. 1.3 Вузол сполучення конструкції збірно-монолітного безбалочного перекриття ПВІ: 1 - колона; 2 - капітельна плита; 3 - міжколонна плита-балка; 4 - прогонові плити-панелі; 5 - поперечні стрижні-сітки; 6 - поздовжні стрижні сітки

ПВІ запропонував варіант збірно-монолітного стику безбалочного перекриття з колоною із застосуванням капітелі у вигляді ребристої стаканної конструкції (рис. 1.4) [1]. Дана конструкція капітелі дає економію витрат бетону, але ускладнює її виготовлення. Для зручності спирання на капітелі плит перекриття капітелі передбачені чверті та спеціальні виступи. На відміну від попередніх прикладів, в даній конструкції плити виконані у вигляді суцільних плоских конструкцій.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		8

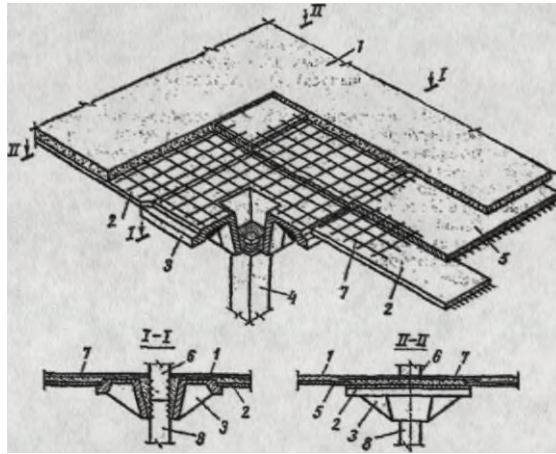


Рис. 1.4. Конструкція збірно-монолітного безбалочного перекриття, запропонованого ПВІ: 1 - бетон замонолічування; 2 - міжколонна плита з попередньо напруженою дротяною арматурою (струнобетонна плита); 3 - фасонна ребристостаканна капітель; 4 - нижня колона; 5 - струнобетонна прогонова плита; 6 - верхня колона; 7 - зварна сітка ненапруженої верхньої арматури над опорами; 8 - колони нижнього поверху

ПВІ розробив безбалочне перекриття із застосуванням капітелі в стикі плити з колоною серії 1.420-4, призначене для будівництва холодильників, м'ясокомбінатів, рибопереробних підприємств та ін. виробництв. Конструктивна схема будівлі прийнята у вигляді збірно-монолітного залізобетонного каркасу з самонесучими або навісними панельними стінами. Каркас запроектований як рамний у поздовжньому та поперечному напрямках. Він складається з колон поверхової розрізки, капітелей і прогонових плит, опертих по контуру на надколонні плити (рис. 1.5) [2]. На колонах передбачені чотиристоронні консолі для спирання капітелей. Капітелі мають висоту 600 мм. Поєднання капітелі з колоною показано на рис. 1.6.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						9
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

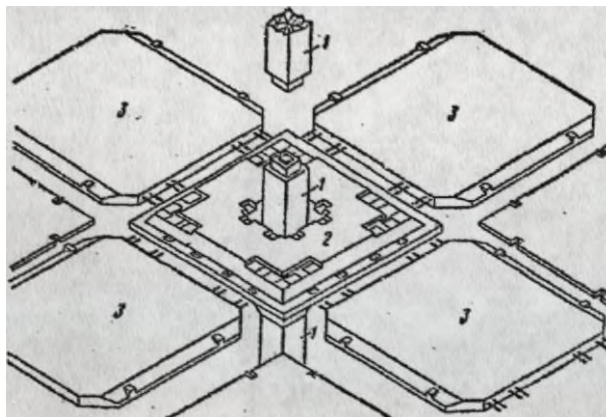


Рис. 1.5. Конструкція безбалочного каркасу серії 1420-4: 1 - колона; 2 - капітель; 3 - пролітна плита

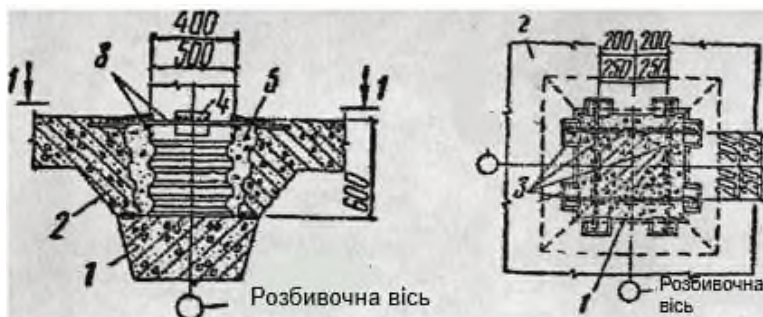


Рис. 1.6. Вузол з'єднання капітелі з колоною (серія 1.420-4): 1 - колона; 2 - капітель; 3 - сталева накладка; 4 - монтажний зварний шов; 5 - монолітний бетон

Стикове з'єднання безбалочного залізобетонного перекриття з колоною, запропоноване [8], включає колону, центральну частину плити з отвором, що розширюється донизу, і арматурні випуски колони і плити (рис. 1.7). У даній конструкції з метою підвищення надійності сполучення колони з капітеллю в отвір для пропуску колони поміщений арматурний каркас, що виступає з-під площини капітелі у формі зрізаної піраміди або зрізаного конуса і приєднаний до випусків арматури колони і капітелі. Порожнина стику замонолічена.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		10

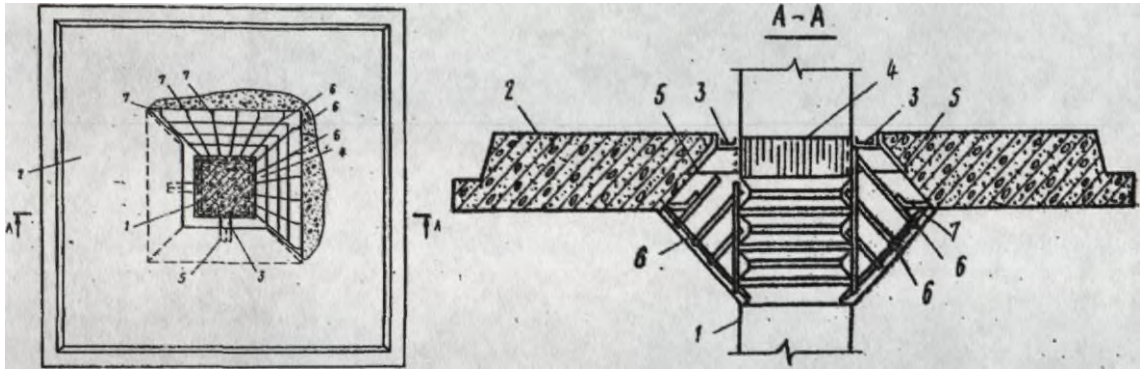


Рис. 1.7. Вузол з'єднання капітелі з колоною: 1 - колона; 2 - капітель; 3 - консоль; 4 - заставні деталі у колоні; 5 - заставні деталі капітелі; 6 - арматурні каркаси; 7 - арматурні випуски капітелі

Збірна залізобетонна конструкція, запропонована дослідником [5], виконана з колони довжиною на кілька поверхів з пазами в місцях сполучення з капітелями, в яких так само, як і в пазах колон, утворена багаторядна шпонка з бетону, що заповнює простір між колоною і капітелю (рис. 1.8).

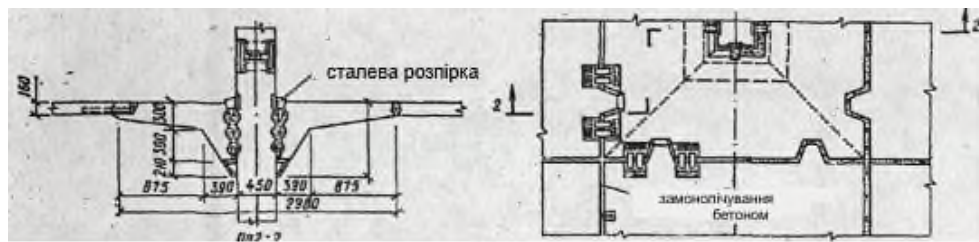


Рис. 1.8. Збірна безбалочна конструкція зі шпонковими з'єднаннями елементів

1.3. Конструктивні рішення стиків плит перекриттів із колонами у безбалочних безкапітельних каркасах

В даний час найбільш поширений в нашій країні стик плити перекриття та колони, наведений у [26]. Основна ідея полягає в тому, що зусилля, що перерізуються, в опорній зоні плити сприймає бетон і поперечна арматура, встановлена вертикально (рис. 1.9).

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		11

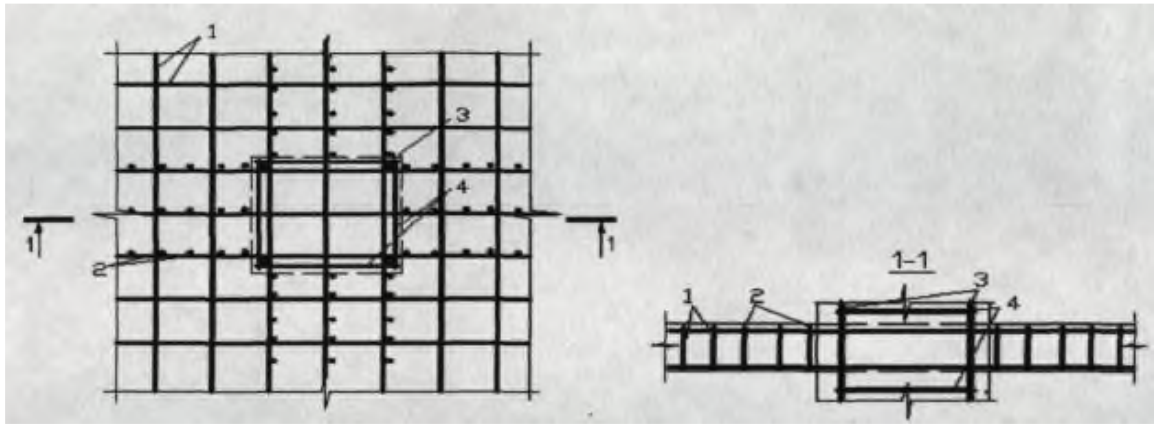
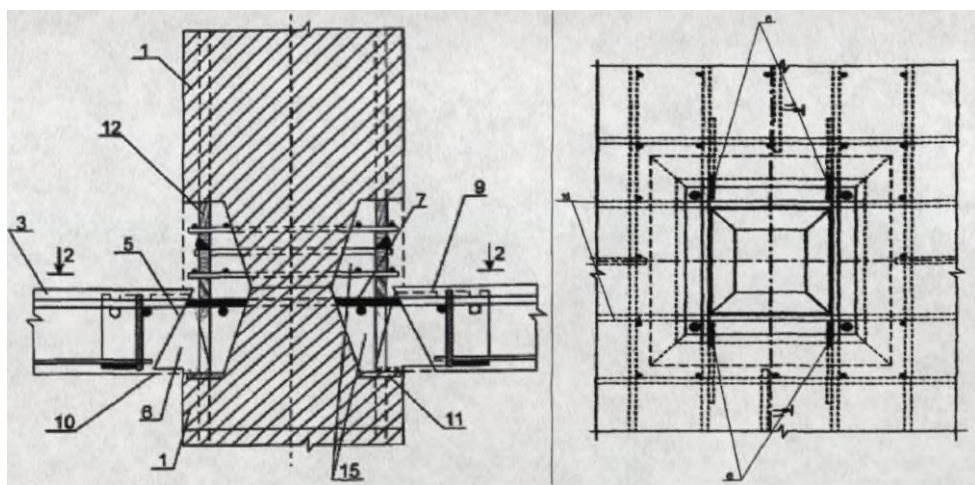


Рис. 1.9. Вузол сполучення безбалочного безкапільного монолітного перекриття з колоною: 1 - поздовжня стрижнева арматура; 2 - поперечна стрижнева арматура; 3 - поздовжня арматура колони; 4 - поперечна арматура колони

Дослідники [9,11] запропонували вузол стику плити перекриття зі збірною (рис. 1.10) та монолітною (рис. 1.11) колоною, що містить збірну плиту перекриття з отвором для пропуску колони та робочою арматурою, колону з оголеною силовою арматурою в рівні стику з плитою перекриття та сталеві сполучні трапецеїдальні елементи [6]. Грані отворів плити виконані під кутом 60° до нижньої горизонтальної поверхні плити з утворенням направляючої для пропуску колони. З'єднувальні елементи змонтовані в тілі плити та розташовані з можливістю опори на колону ребром. Сполучний елемент виконаний у формі прямокутної трапеції.



					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		12

Рис. 1.10. Вузол стику плити перекриття зі збірною колоною: 1 - збірна колона; 2 - надколонна плита перекриття; 4 отвір плити перекриття; 5 - грань отвору плити перекриття; 6 - трапецеїдальні металеві пластини; 7 - силова арматура плити перекриття; 8 монтажні пази; 9 - ребро малої основи трапеції; 10 - ребро більшої основи трапеції; 11 заставна деталь; 12 - силова арматура; 13 - бічне ребро пластини; 14 - косе бічне ребро; 15 - бетон

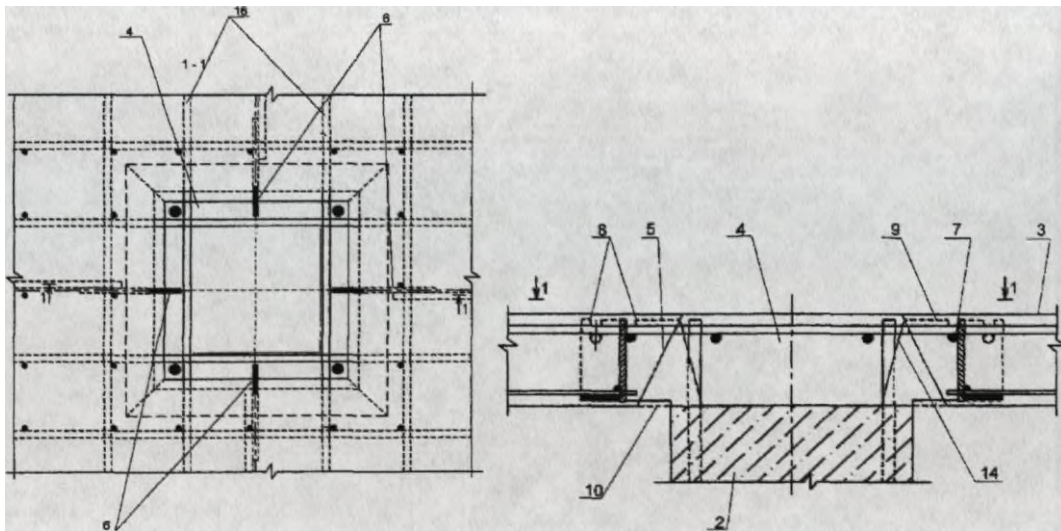


Рис.1.11. Вузол стику плити перекриття з монолітною колоною; 2 – монолітна колона; 3 – надколонна плита перекриття; 4 – отвір плити перекриття; 5 – грань отвору плити перекриття; 6 – трапеціїдальні металеві пластини; 7 – силова арматура плити перекриття; 8 – монтажні пази; 9 - ребро малої основи трапеції; 10 - ребро більшої основи трапеції; 11 – закладна деталь; 12 – силова арматура; 13 – бокове ребро пластини; 14 – косе бокове ребро; 15 - бетон

Стикове з'єднання монолітного безбалочного залізобетонного перекриття з монолітною колоною, представлене в дослідженнях [11] (рис. 1.12), включає колону і плиту перекриття, всередині яких розміщені арматурні каркаси колони і плити перекриття. Арматурний каркас плити перекриття складається з верхньої та нижньої арматурної сітки. Стрижні кожного напрямку верхньої та нижньої арматурних сіток жорстко прикріплені до вертикальних планок, розташованих перпендикулярно до периметра колони і жорстко прикріплених до

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		13

закріплене на колоні зварюванням і встановлено таким чином, що після виконання плити перекриття воно залишається в ній урівень. Додатково опорне кільце з'єднане колоною за допомогою косинок. Опорне кільце може бути виконане круглим, восьмигранним та прямокутним. У зоні продавлювання плити встановлено поперечну арматуру під кутом 45° до горизонталі і перпендикулярно до бічної грані призми продавлювання перекриття (Рис. 1.15);

- у другому варіанті замість похилої поперечної арматури симетрично щодо вісей колони на арматурному каркасі нижньої та верхньої сіток плити перекриття попарно і рівномірно жорстко встановлені на ребрі навколо колони внутрішні та зовнішні пластини. Причому кожна пластина має отвори для пропуску арматури поперечного напрямку нижньої та верхньої сіток (рис. 1.16). Пластин встановлено по 4 з кожного боку колони. Один кінець пластин має скіс під кутом 45° . Внутрішніми кінцями пластини попарно жорстко закріплені між собою, а також з опорним кінцем за допомогою додаткових пластин.

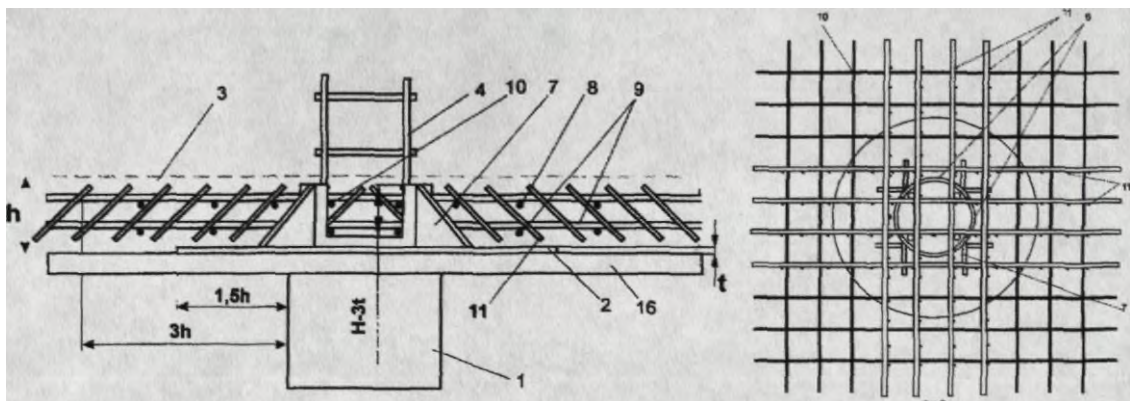


Рис. 1.15. Вузол сполучення колони з плитою перекриття із застосуванням поперечної арматури: 1 - колона; 2 - опорне кільце; 3 - плита перекриття; 4 - арматурний каркас колони; 5 - бетон; 6 - виріз; 7 - косинка; 8 - верхня сітка; 9 - нижня сітка; 10 - арматурний каркас плити перекриття; 11 - похила поперечна арматура

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		16

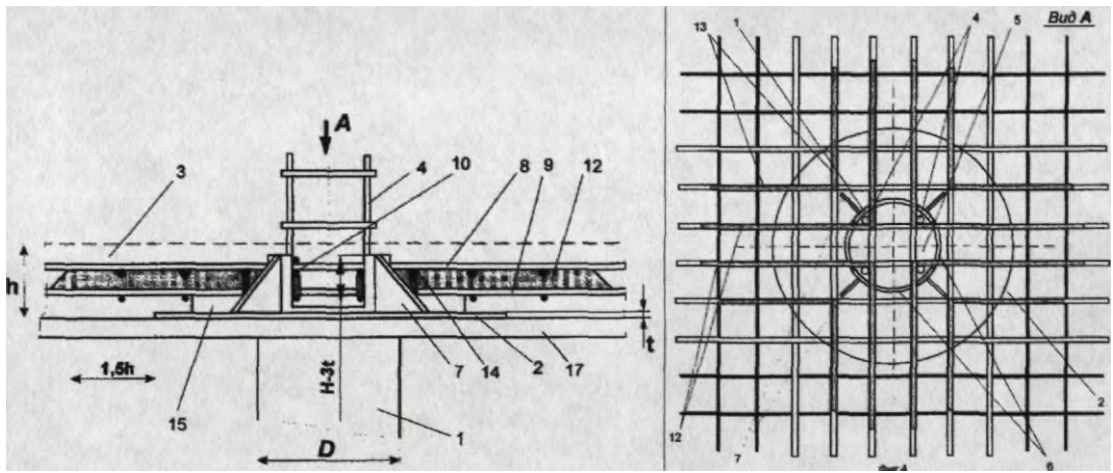


Рис. 1.16. Вузол сполучення колони з плитою перекриття із застосуванням пластин: 1 - колона; 2 - опорне кільце; 3 - плита перекриття; 4 - арматурний каркас колони; 5 - бетон; 6 - виріз; 7 - косинка; 8 - верхня сітка; 9 - нижня сітка; 10 - арматурний каркас плити перекриття; 12 - внутрішня пластина; 13 - зовнішня пластина; 14 - отвори; 15 - додаткова пластина

Також був представлений варіант стикового з'єднання, що містить колону та надколонну плиту з центральним отвором для розміщення на колоні. Колона виконана у вигляді труби, а надколонна плита закріплена на колоні за допомогою косинок, у верхній частині яких вертикально встановлені ребра жорсткості. Протилежні ребра жорсткості жорстко з'єднані між собою зв'язками (рис. 1.17) [12].

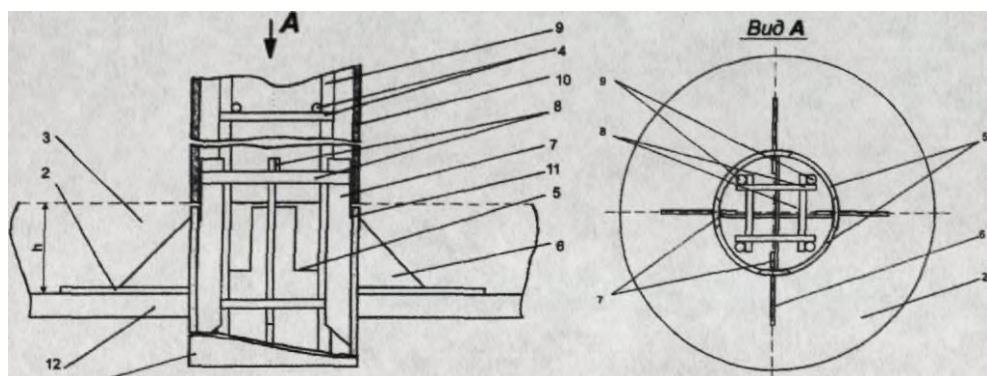


Рис. 1.17. Вузол сполучення перекриття з колоною: 1 - колона; 2 - надколонна плита; 3 - плита перекриття; 4 - арматурний каркас колони; 5 -

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		17

вирізи; 6 - косинка; 7 - ребра жорсткості; 8 - зв'язок; 9 - вертикальна арматура каркасу; 10 - колона верхнього поверху; 11 - ступінь; 12 - опалубка

Розробниками ПВІ заявлені такі види вузлів сполучення колон з плитами перекриттів [10]:

- вузол із нерозрізною колоною. На колоні встановлена збірна плита, в якій влаштовано прямокутний отвір, крізь який і пропущено колону (рис. 1.18). У прямокутному отворі плити жорстко змонтовано сталеву обичайку, виконану у вигляді двох усічених пірамід. Силова арматура колони оголена в зоні обичайки і з'єднана з нею за допомогою сталевих трапецієподібних сполучних елементів;
- вузол із складовою колоною. Силова арматура верхньої частини колони виконана у вигляді стрижнів, що утворюють замкнуту петлю прямокутної форми, а силова арматура нижньої частини колони виконана у вигляді випусків стрижнів арматури, що охоплюють відповідні стрижні верхньої частини колони на вертикальних ділянках і приварена до цих вертикальних ділянок електрозварним швом. Між обичайкою та арматурою колони вварені сталеві сполучні елементи (рис. 1.19).

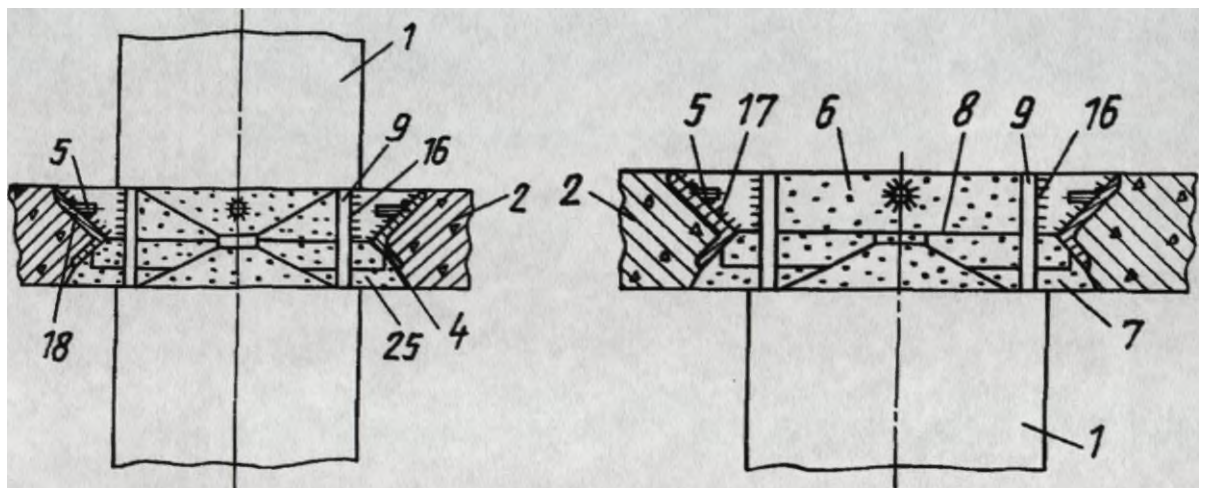


Рис. 1.18. Вузол стику нерозрізної колони з плитою перекриття та покриття: 1 - колона; 2 - плита перекриття; 3 - прямокутний отвір; 4 - обичайки; 5 - силова арматура обичайки; 6, 7 - прямокутні піраміди; 9 - силова арматура нижньої

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		18

Рис. 1.20. Стик плити з колоною: 1 - жорстка арматура; 2 – колона

Запропоновано стик колони з безбалочним перекриттям з комбінованим армуванням поздовжньою стрижневою арматурою та сталевією фіброю рівномірно розподіленою за обсягом.

1.4. Експериментальні дослідження роботи стиків плит перекриття з колонами в безбалкових без капітельних каркасах

Експериментальні дослідження роботи плити перекриття на продавлювання проводилися багатьма дослідниками, у результаті робилися припущення у тому, які чинники впливають на несучу здатність плити.

На підставі проведених досліджень виявив, що на несучу здатність плити істотно впливають товщина плити, міцність бетону, розмір завантаженої області [11].

З дослідів було встановлено, що поздовжня арматура плити в стислій зоні і концентрація розтягнутої арматури не впливають на величину навантаження, що продавлює [12].

Усі перелічені чинники вивчав І. Моє [12]. З іншого боку, він досліджував вплив на продавлювання наступних чинників: наявність отворів поблизу вузла; ексцентриситет застосування навантаження; ефективність спеціальних типів армування.

О. Граф встановив, що несуча здатність стику при продавлюванні збільшується з підвищенням класу бетону, але в меншій мірі, ніж збільшується міцність бетону на розтягування [13].

Також встановлено позитивний вплив попередньої напруги на роботу стику плити перекриття з колоною [14].

Було виявлено, що несуча здатність стику на продавлювання складається із зусиль, які сприймають хомути, що перетинають тріщину, і зусиль, що сприймаються іншими компонентами (нагельним опором поздовжньої арматури, опором бетону у штампі над тріщиною). Зі збільшенням кількості поперечної

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						20
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

арматури несуча здатність плити на продавлювання зростає за залежністю, близькою до лінійної. Однак зростання несучої здатності відбувається до певної межі, яка не була виявлена [17].

У досліджах було виявлено, що при збільшенні товщини плит помітно знижується середня напруга відриву бетону у вигляді усіченої піраміди при руйнуванні плит. Затверджена в будівельних нормах методика визначення несучої здатності плити на продавлювання відповідає досвідченим значенням для плит товщиною 200 + 350 мм. Несучу здатність плит товщиною меншою за 200 мм будівельні норми недооцінюють, більшою за 350 мм — переоцінюють.

Цікаві результати отримали автори [20], які досліджували вплив поперечної арматури на міцність стику під час продавлювання. Автори дійшли висновку, що в прийнятій в нормах методиці розрахунку міцності плит з поперечною арматурою значно недооцінюється міцність плит з поперечною арматурою, що має вищі фізико-механічні характеристики, ніж арматура класу А-1 (А240). Також виявлено, що існують як мінімум дві різні за характером форми руйнування плити з продавлювання залежно від відсотка поперечного армування.

Дослідниками [21] були проведені дослідження з продавлювання плити з локальним навантаженням, розташованим на краю плити. Досліди показали, що фактичне руйнівне навантаження при крайовому продавлюванні складає 40-60% від розрахункового навантаження за прийнятою методикою.

Було вивчено, яким чином співвідношення c/h_0 (c – розмір сторони колони; h_0 – робоча висота перерізу плити) впливає на міцність плити на продавлювання. З'ясувалося, що в прийнятій методиці розрахунку плит на продавлювання недооцінюється міцність плит при $c/h_0 < 3,5$. Кут нахилу бокової грані фігури продавлювання менше 45^0 при $(1 \dots 3) c/h_0$, що призводить до збільшення поверхні піраміди [22].

На підставі проведених дослідів були зроблені такі висновки: руйнування плит при продавлюванні має кілька механізмів, при яких роль міцності бетону на

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						21
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

розтягування та стиснутої зони плити змінюється залежно від фізичних та геометричних параметрів конструкції; несуча здатність та робота міжповерхових плит перекриття на продавлювання відрізняється від роботи фундаментних плит та плит покриття; зусилля, що діє у верхній колоні, що призводить до підвищення несучої здатності плити на продавлювання; розрахунки за нормами для визначення несучої здатності на продавлювання плит перекриття та покриття з бетону кл. В40 - В45 завищують фактичну несучу здатність і не враховують вплив стиснення верхньої колони на величину несучої здатності.

1.5. Числові дослідження напружено-деформованого стану конструкцій з використанням програмних комплексів

В даний час створено цілу низку ефективних програмних комплексів розрахунку та аналізу конструкцій ANSYS [10], SCAD [10], LIRA [10] у яких реалізовано метод скінчених елементів. Вони включають модулі для вирішення лінійних та нелінійних, статичних та динамічних завдання аналізу будівельних та механічних конструкцій.

Метод скінчених елементів дозволяє врахувати особливості роботи залізобетону: нелінійність роботи бетону та арматури; схема руйнування виходить у результаті виключення з роботи скінчених елементів, в яких досягнуто межу міцності, таким чином, МСЕ дозволяє отримати плавний перехід між згинальним руйнуванням та руйнуванням від продавлювання.

Використання МСЕ для моделювання продавлювання виконано Сталлером [11]. Модель виконана з об'ємних (бетон) та стрижневих (арматура) елементів. Результати розрахунку показали гарний збіг із дослідними даними.

В результаті дослідження на моделі, що складається з об'ємних і стрижневих елементів, Хельгран зробив висновок про нелінійну залежність між міцністю бетону на розтяг і несучою здатністю на продавлювання [7].

У роботі [27] за допомогою ПК «Lira» виявлено, що на несучу здатність стикового з'єднання перекриття з колонами впливає відношення міцності бетону

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						22
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

колони до міцності бетону плити, а також відношення їх розмірів. Моделювання вузлів сполучення виконувалося об'ємними (бетон) та стрижневими (арматура) елементами. У цьому враховувалася фізично нелінійна робота матеріалів.

Вивчалася робота стику перекриття з колоною з жорсткими вставками в монолітному залізобетонному безбалочному каркасі. В роботі [23] досліджували роботу вузла сполучення колон з безбалочним перекриттям з додаванням фібри в місце сполучення. В обох роботах застосовувався ПК "Lira". Бетон моделювався об'ємними, а арматура - стрижневими фізично нелінійними СЕ. Відзначено збільшення несучої здатності стиків на продавлювання при застосуванні жорстких вставок або фібри в місце з'єднання перекриття з колоною.

Використовуючи ПК "SCAD" розробник [10] досліджував напружено деформований стан залізобетонних плит перекриттів з дефектами. При цьому визначено, що плити з дефектами (робочий шов) мають більшу деформативність і меншу несучу здатність, ніж плити без дефектів. Були досліджені залежність наведеної згинальної жорсткості скінченого елемента від l/h (відношення ширини шва до висоти плити) і залежність наведеного значення жорсткості скінченого елемента з робочим швом від положення шва в плані. При розрахунках плити використовувалися пластинчасті СЕ, при цьому прямокутні елементи, що перетинаються робочим швом бетонування, задаються зі зменшеною жорсткістю.

В роботі [9] для обліку технологічних швів запропоновано використовувати спеціальний СЕ №55 (ПК "SCAD", "Lira"). Тріщини в розрахунковій схемі перекриття задаються введенням вузлів сітки СЕ з їхньої траєкторії із заміною арматури пружними зв'язками між вузлами.

Для дослідження напружено-деформованого стану комбінованих плит перекриття з армуючими сталобетонними елементами Еклер Н. А. [2] використовувала ПК «SCAD». Розрахункова схема плити являє собою просторову модель, в якій армовані сталеві фібробетонні армуючі елементи

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						23
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

моделювались набором пластинчастих 4-х вузлових скінчених елементів. Комірчастий бетон набором 8-ми та 6-ти вузлових ізопараметричних скінчених елементів. Взаємозв'язок об'ємних та пластинчастих елементів у розрахунковій схемі забезпечувався наявністю загальних вузлів.

На підставі проведеного аналізу, можна виділити наступні принципи побудови СЕ моделі. При моделюванні вузла з'єднання перекриття з колоною об'ємними елементами моделюється бетон, пластинчатими - жорстка арматура, а стрижневими — стрижнева арматура. В розрахунках має враховуватися нелінійна робота матеріалів.

1.6. Аналіз відомих конструктивних рішень стиків плит перекриттів із колонами.

Конструкції стиків колон з перекриттям із застосуванням капітелів в нашій країні і за кордоном набули великого поширення. Про це свідчить велика кількість розроблених капітельних стиків як для монолітного [1], так і збірного будівництва [1, 2, 4, 5]. Найбільш суттєвою перевагою даного конструктивного рішення є значне підвищення несучої здатності перекриття на вигин та продавлювання. До недоліків даної конструкції можна віднести складнішу технологію виготовлення, зниження висоти приміщення, підвищену матеріаломісткість і трудомісткість при виготовленні.

Що стосується безбалочних плит, то найбільш поширеним є стик плити з колоною, наведений на рис. 1.9. Даний стик має прийнятну несучу здатність, але і має ряд недоліків. Крім подвійного поздовжнього армування в зоні стику встановлюється значна кількість каркасів поперечної арматури. Поруч із цим виникає проблема якісного ущільнення бетону у зв'язку з частим розташуванням стрижнів арматури.

Крім цього стику, різними авторами запропоновано ще низку різних конструктивних рішень стиків плит з колонами в безбалочному без капітельному

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						24
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

каркасі (рис. 1.10 – 1.20). Всі запропоновані варіанти мають достатню несучу здатність, але і ці рішення мають свої суттєві недоліки: підвищена металомісткість і трудомісткість, порушення цілісності конструкції через застосування жорсткої арматури, концентрація напруги в зоні переходу металевого елемента до основного тіла.

Огляд існуючих конструктивних рішень стикових з'єднань безбалочних плит перекриття з колонами визначив основні вимоги щодо конструювання стикових з'єднань:

- підвищення несучої здатності вузлів;
- зниження металоємності;
- технологічність арматурних та бетонних робіт.

У магістерській роботі пропонується три варіанти стику колони з безбалочним перекриттям (рис. 1.21). Особливістю стику зображеного на рис. 1.21,а, є те, що зверху на плиті перекриття розташовується капітель у вигляді усіченої піраміди, що примикає до плити великою нижньою основою. У капітелі розміщена додаткова арматура у вигляді чотирьох плоских каркасів, що містять нахилені до плити перекриття стрижні, з'єднані поздовжніми стрижнями в зоні розташування бічних граней капітелі, при цьому нижні кінці похилих стрижнів відігнуті в бік від колони і встановлені на нижній сітці арматур верхні кінці нахилених стрижнів спрямовані до каркасу колони та примикають до нього по периметру. У стику, представленого на рис. 1.21,б, капітель також розташована зверху, але має форму паралелепіпеда. Арматування капітелі виконується аналогічно, як і в попередньому стику, зображеному на рис.1.21,а, але у верхній зоні капітелі встановлена додаткова сітка. Особливістю стику, зображеного на рис. 1.21,в, є те, що в ньому також капітель розташовується на плиті перекриття, але має форму циліндра. У капітелі розміщено додаткову арматуру у вигляді нахилених до плити перекриття стрижнів, які між собою з'єднані поздовжніми стрижнями. При цьому нижні кінці нахилених стрижнів відігнуті у бік від колони і встановлені на нижній сітці арматурного каркаса плити перекриття, а верхні

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						25
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

кінці поздовжніх стрижнів спрямовані до каркаса колони і примикають до нього по периметру [5, 6, 14].

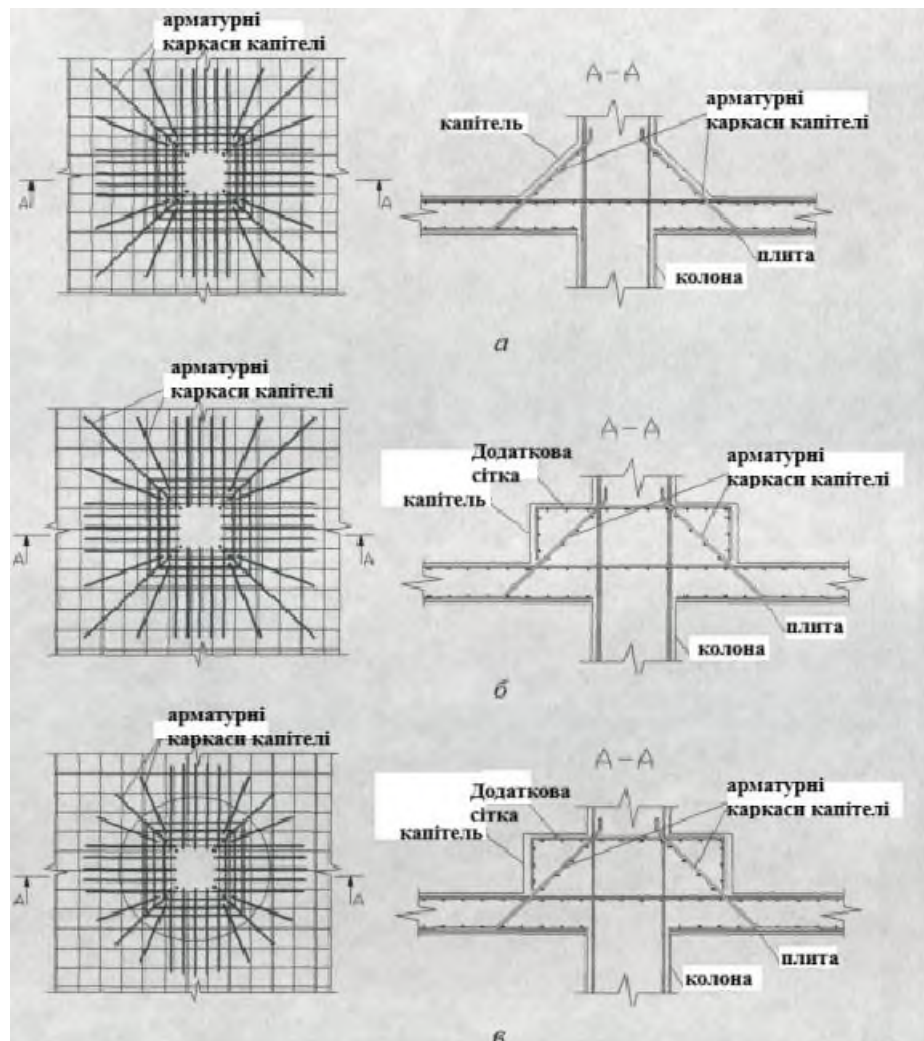


Рис. 1.21. Конструкції стиків з капітелями, що розташовані на перекритті:
 а - капітель у формі усіченої піраміди; б - капітель у формі паралелепіпеда; в -
 капітель у формі циліндра

Дана конструкція стику має підвищену несучу здатність на вигин і продавлювання. Наявність капітелі підвищує жорсткість вузлів, що призводить до зменшення прогинів перекриттів та горизонтальних деформацій будівлі. Відбувається рівномірніший розподіл зусиль між поздовжніми стрижнями верхньої арматури. Істотно, у порівнянні з безкапітельними стиками, знижується витрата арматури в перекритті.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		26

Крім збільшення несучої здатності стикового з'єднання, це рішення дозволяє спростити технологію виробництва арматурних робіт, зменшити матеріаломісткість і трудомісткість.

Найбільш переважним є використання пропонованих стиків у будинках, де на перекриття діють великі вертикальні навантаження. Це багатопверхові підземні та надземні гаражі та автостоянки, а також торгово-офісні, громадські та ін. будівлі.

1.7. Висновки

1. Пошук дослідно-конструкторських розробок стикових з'єднань колон та перекриттів у безбалочному каркасі, що забезпечують достатню несучу здатність та невисоку матеріаломісткість та трудомісткість, продовжується.

2. Конструктивні рішення з використанням капітелі, розташованої зверху плити перекриття, ще не розроблялися.

3. Не проводилися теоретичні та експериментальні дослідження щодо оцінки напружено-деформованого стану таких конструкцій з урахуванням нелінійності.

З урахуванням вищепереліченого, метою роботи було: розробка та дослідження напружено-деформованого стану нових конструктивних рішень капітельних стиків колон з монолітними перекриттями.

					<i>КМР 2319211 ПЗ</i>	Аркуш
						27
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ СТИКІВ БЕЗБАЛОЧНИХ ПЕРЕКРИТТІВ З КОЛОНАМИ

2.1. Формулювання завдань числових досліджень

У цьому розділі магістерської роботи вирішувалися такі задачі:

- числові дослідження напружено-деформованого стану стиків з урахуванням їх конструктивних особливостей, фізичної нелінійності роботи бетону та арматури;
- визначення ступеня впливу стикових сполук, що передбачаються, на напружено-деформований стан перекриття і будівлі в цілому при їх спільній роботі;
- визначення несучої здатності стиків.

2.2. Передумови та припущення при моделюванні роботи вузлів

У магістерській роботі для числового моделювання застосовувався ПК «Lira». Теоретичною основою цього ПК є метод скінчених елементів.

ПК «Lira» дозволяє розраховувати моделі з кількістю скінчених елементів до кількох десятків тисяч. Крім того, існує велика бібліотека скінчених елементів для вирішення як лінійних, так і фізично та геометрично нелінійних завдань. Серед фізично нелінійних елементів є елементи, що дозволяють моделювати роботу бетону та арматури на всіх стадіях завантаження, аж до руйнування.

У ПК реалізований принцип, згідно з яким за несучу здатність конструкції приймається навантаження, при якому відбувається руйнування ряду скінчених елементів, в результаті чого конструкція стає геометрично змінюваною. Таким чином, руйнування одного СЕ не є критерієм руйнування всієї конструкції.

Нелінійні розрахунки в ПК «Lira» виконуються із застосуванням покрокового методу, ідея якого ґрунтується на відстеженні поведінки системи за відносно малих прирістів навантаження. При цьому на кожному кроці вирішується лінеаризована система роздільних рівнянь для поточного

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						28
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

збільшення вектора вузлових навантажень, сформованого для розглянутого навантаження.

Модифікації крокового методу:

- простий кроковий;
- кроково-ітераційний.

Простий кроковий метод вирішує лінеаризоване завдання на кожному кроці та в припущенні, що це рішення є досить точним, реалізується перехід до наступного кроку навантаження. Похибка розв'язання нелінійного завдання не контролюється, кількість кроків задається користувачем (рис.2.1, а).

При кроково-ітераційному методі проводиться ітераційне уточнення рішення на кожному кроці з коригуванням лінеаризованої матриці жорсткості на кожній ітерації (рис. 2.1,б).

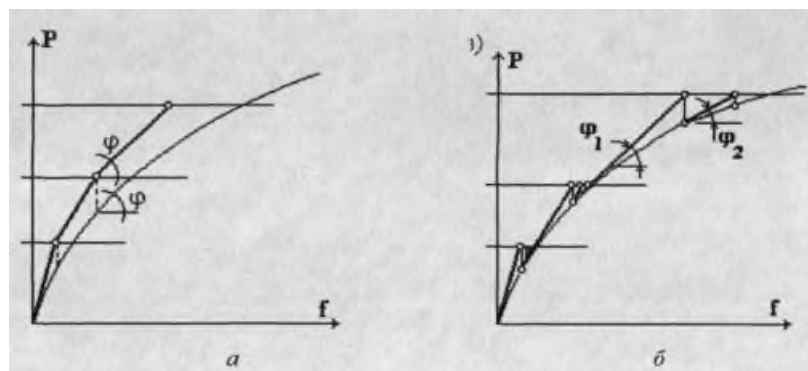


Рис. 2.1. Графічна ілюстрація крокового процесора: а - простий кроковий; б - кроково-ітераційний

Для моделювання роботи вузла застосовувалися такі види фізично нелінійних СЕ: 210 - універсальний просторовий стрижневий СЕ; 231 - паралелепіпед; 232 - тетраедр; 234 - довільна трикутна призма. Стрижневі СЕ моделюють роботу арматурних стрижнів, об'ємні - роботу бетону. Під час розрахунків застосовувався кроково-ітераційний метод.

Навантаження проводилося ступінчастим навантаженням з величиною ступеня 4,0 кН. Після кожного ступеня навантаження аналізувалася та коригувалася розрахункова схема. У стадії руйнування одному з матеріалів

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						29
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

конструкції внутрішньопрограмно присвоювався $E = 1$, тим самим моделювалося його виключення з роботи.

2.3. Параметри розрахункових моделей стиків

Моделі мають такі геометричні розміри: переріз колон 200x200 мм; плита у плані 1000x1000 мм; товщина плити 150мм. На нижній кінець фрагмента колони накладалися зв'язки, що забороняють лінійні та кутові переміщення.

Капітелі виконувались трьох видів: усічена піраміда, паралелепіпед та циліндр. Для виявлення ступеня впливу розмірів капітелі на несучу здатність стику вирішено варіювати розмірами основи капітелі 400x400, 500x500, 600x600 мм, а для капітелі у формі циліндра параметром, що варіюється, є радіус основи 250, 320, 380 мм. При таких розмірах периметри основ менших, середніх та великих капітелів рівні між собою. Кут нахилу бічної грані капітелі до горизонтальної поверхні для капітелі у вигляді усіченої піраміди завжди дорівнює 45° . Висота паралелепіпеда та циліндра всіх моделей дорівнює 100 мм.

Для визначення ступеня впливу похилої арматури капітелі на несучу здатність вузла вирішено варіювати кількістю похилих стрижнів: 16, 24, 32 шт. Арматуру завжди приймаємо $\varnothing 8A400$. Розмір нижньої основи капітелі прийнятий 500x500 мм для стику з капітелю у формі усіченої піраміди та паралелепіпеда та радіусом 320 мм для стику з капітелю у формі циліндра. У всіх вузлах, що розраховуються, поздовжня арматура прийнята $\varnothing 10A400$ з кроком 100 мм. Усі параметри стиків, що варіюються, представлені в табл. 2.1. Бетон приймався дрібнозернистий групи А класом за міцністю на стиск B20.

Всім моделям вузлів було присвоєно наступне маркування елементів:

A1, B1, B2, B3, C1, C2, C3, D1, D2, D3, E1, E2, E3, F1, F2, F3, G1, G2, G3, де А, В, С, D, E, F, G - приналежність до маркувальної групи (А - вузол без капітелі; В - вузол з неармованою капітелю у вигляді усіченої піраміди; С - вузол з армованою капітелю у вигляді усіченої піраміди; D – вузол з неармованою капітелю у вигляді паралелепіпеда; F – вузол з неармованою капітелю у формі

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						30
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

циліндра; G – вузол з армованою капітелю у формі циліндра); цифра - марка моделі залежно від розміру капітелі чи кількості стрижнів похилої арматури (табл. 2.1).

Змінні параметри стиків

Таблиця 2.1

Найменування моделі	Розмір нижньої основи капітелі, мм	Кількість нахиленої арматури в капітелі, шт	Форма капітелі
A1	-	-	-
B1	400*400	-	Усіч.піраміда
B2	500*500	-	Усіч.піраміда
B3	600*600	-	Усіч.піраміда
C1	500*500	16	Усіч.піраміда
C2	500*500	24	Усіч.піраміда
C3	500*500	32	Усіч.піраміда
D1	400*400	-	Паралелепіпед
D2	500*500	-	Паралелепіпед
D3	600*600	-	Паралелепіпед
E1	500*500	16	Паралелепіпед
E2	500*500	24	Паралелепіпед
E3	500*500	32	Паралелепіпед
F1	R250	-	Циліндр
F2	R320	-	Циліндр
F3	R380	-	Циліндр

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						31
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

G1	R320	16	Циліндр
G2	R320	24	Циліндр
G3	R320	32	Циліндр

Схема завантаження моделей представлена на рис. 2.2, а скінчено-елементна модель вузлів - на рис. 2.3.

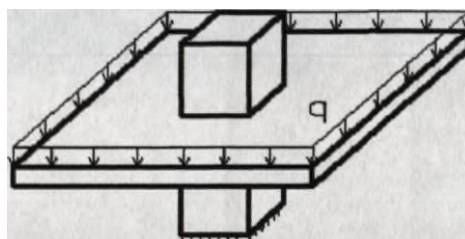


Рис. 2.2. Схема завантаження моделей

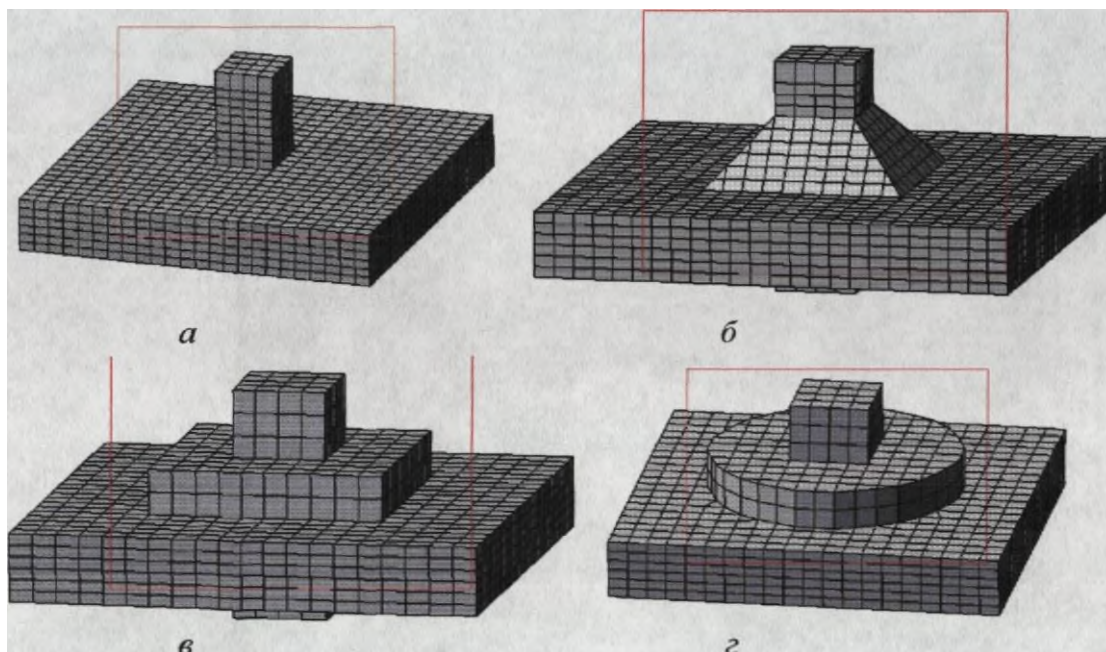


Рис. 2.3. Схеми моделей: а безкапітельний стик; б - стик з капітелю у вигляді усіченої піраміди; в - стик з капітелю у вигляді паралелепіпеда; г - стик із капітелю у вигляді циліндра

2.3.1. Діаграми деформування матеріалів

При числових дослідженнях у ПК "Lira" враховувалася фізична нелінійність роботи матеріалів. Для цього використовувався 14-й (кусково-лінійний) закон деформування, закладений у програмному комплексі.

З метою опису нелінійної роботи бетону використовувалася трилінійна діаграма деформування, запропонована СП 52-101-2003 [14] (рис.2.4, а).

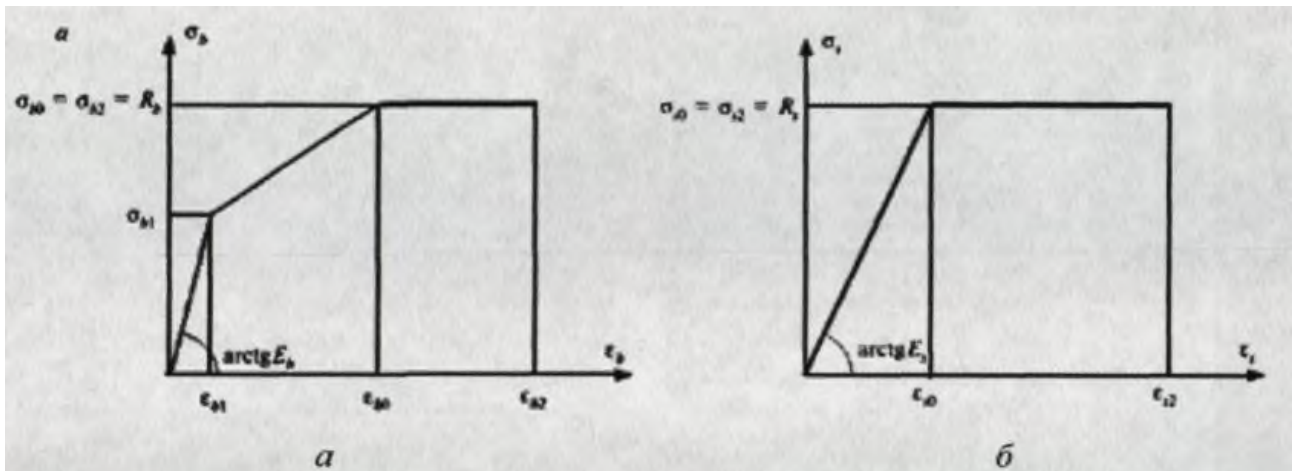


Рис. 2.4. Діаграми стану: а - трилінійна діаграма стану стисненого бетону; б дволінійна діаграма стану арматури

Значення напруги прийняті:

$$\sigma_{b1} = 0,6R_b = 0,6 \cdot 15 = 9,0 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{b0} = \sigma_{b2} = R_b = 15,0 \text{ МПа}$$

де R_b - розрахунковий опір бетону осьовому стиску (15,0 МПа для бетону кл. В20).

Значення відносних деформацій прийнято:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b} = \frac{9,0}{27,5 \cdot 10^3} = 0,0003273;$$

$$\varepsilon_{b0} = 0,002;$$

$$\varepsilon_{b2} = 0,0035,$$

де E_b - початковий модуль пружності бетону ($27,5 \cdot 10^3$ МПа для бетону кл. В20).

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						33
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Нелінійна робота бетону на розтяг описується за наведеною діаграмою (рис. 2.4,а), в якій розрахункові значення опору бетону стиску R_b замінюють на розрахункові значення опору бетону R_{bt} .

Значення напруги прийняті:

$$\sigma_{bt1} = 0,6 R_{bt} = 0,6 * 1,35 = 0,81 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{bt0} = \sigma_{bt2} = R_{bt} = 1,35 \text{ МПа},$$

де R_{bt} - розрахунковий опір бетону осьовому розтягуванню (1,35 МПа для бетону кл. В20).

Значення відносних деформацій прийнято:

$$\varepsilon_{bt1} = \frac{\sigma_{bt1}}{E_b} = \frac{0,81}{27,5 * 10^3} = 0,0000395;$$

$$\varepsilon_{bt0} = 0,0001;$$

$$\varepsilon_{b2} = 0,00015.$$

Нелінійна робота арматури описувалася дволінійною діаграмою, запропонованою в СП 52-101-2003 [14] (рис. 2.4,б).

Значення напруги прийняті:

$$\sigma_{s0} = \sigma_{s2} = R_s = 400 \text{ МПа},$$

де R_s – розрахунковий опір арматури розтягуванню (400 МПа для арматури кл. А400).

Значення відносних деформацій прийнято:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{R_s}{E_s} = \frac{400}{2 * 10^5} = 0,002;$$

$$\varepsilon_{s2} = 0,025,$$

де E_s - модуль пружності арматури ($2 * 10^5$ МПа).

2.4. Результати числових досліджень стикових сполук перекритій з колонами

2.4.1. Тріщиностійкість стикових з'єднань

Для визначення впливу капітелі на тріщиностійкість стику було визначено навантаження, при якому виникають перші тріщини конструкції вузла. Графік

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						34
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

залежності між навантаженням, коли у вузлах виникають перші тріщини, і розміром капітелі представлений на рис. 2.5.

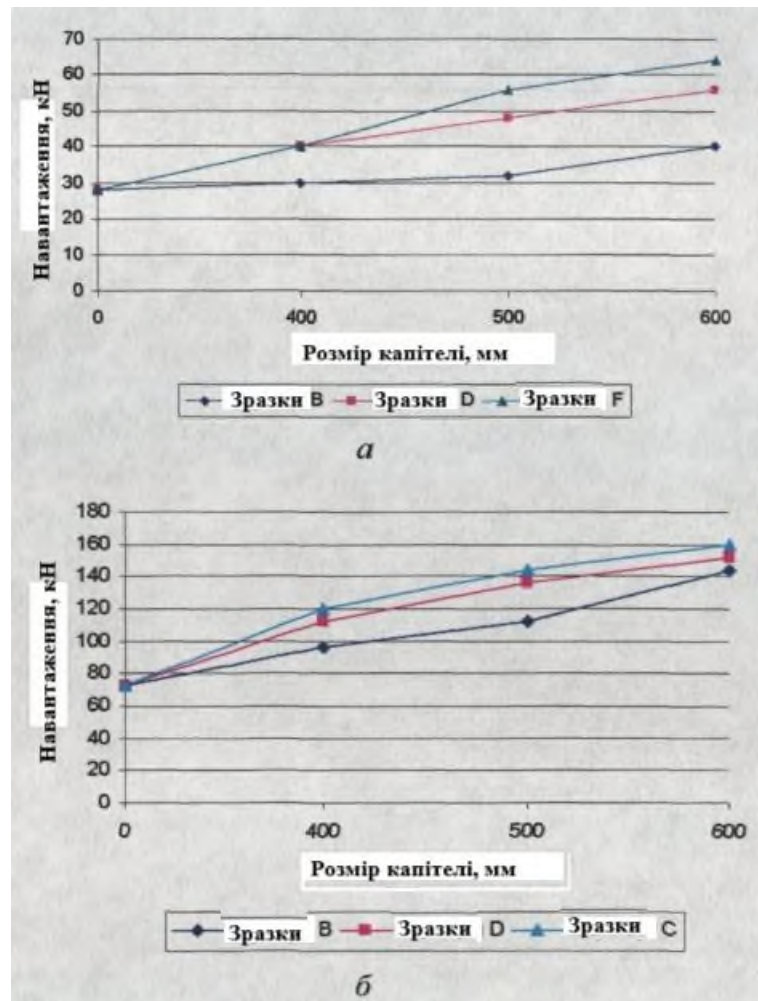


Рис.2.5. Графік утворення тріщин в опорних зонах перекриттів: а – радіальні тріщини; б – тангенціальні тріщини

Збільшення розміру капітелі призводить до підвищення тріщиностійкості вузла. Серед пропонованих стикових з'єднань найбільша тріщиностійкість у стику з капітелю у формі циліндра, найменша - у вузлі з капітелю у формі зрізаної піраміди. Вузол з капітелю у формі зрізаної піраміди має більшу тріщиностійкість, ніж безкапітельний вузол. У безкапітельному стику тріщини радіального напрямлення з'явилися при навантаженні 28кН, тріщини тангенціального спрямування при 72кН. У стику з капітелю у формі зрізаної піраміди радіальні тріщини зафіксовані при навантаженні 30 - 40 кН, тангенціальні тріщини - при 96 - 144 кН залежно від розміру капітелі. У стику з

капітелю у формі паралелепіпеда тріщини радіального спрямування з'явилися при навантаженні 40 - 56 кН, тріщини тангенціального спрямування - при 112 - 152 кН. У стику з капітелю у формі циліндра радіальні тріщини зафіксовані при навантаженні 40 - 64 кН, тангенціальні тріщини - при 120 - 160 кН. Перші тріщини починають утворюватися в основі капітелі і колони в безкапітельному стику. Наявність капітелі та її армування зменшують ширину розкриття тріщин у перекритті.

Зі збільшенням розміру капітелі площа розподілу максимальних основних напруг зменшується. Так як максимальні головні напруги в нелінійній задачі рівні значення нормативної міцності бетону на розтяг, то можна припустити, що в тих місцях, де напруги досягають межі міцності бетону на розтяг, відбувається утворення тріщин і руйнування бетону в напрямку перпендикулярному напрямку головних напруг. Звідси випливає, що зі зменшенням площі розподілу головних напруг, що досягли нормативного опору бетону на розтяг, зменшується і площа розповсюдження радіальних та тангенційних тріщин.

Аналіз розподілу головних розтягуючи напруг показав, що в результаті дії головних напруг N_1 розвиваються радіальні тріщини на верхній поверхні плити. Головні напруги N_2 призводять до утворення тангенційних тріщин. Оскільки $N_1 > N_2$, то спочатку відбувається утворення радіальних, а потім тангенційних тріщин [5, 6, 14, 15, 16, 28].

2.4.2. Жорсткість стиків

Для дослідження впливу капітелів на жорсткість вузлів конструкції стиків розраховували у ПК «Lira» з урахуванням їх конструктивних особливостей та фізичної нелінійності роботи матеріалів. Вплив форми та обсягу капітелей на жорсткість стиків вивчали по прогинам перекриття у т.О (рис.2.6).

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						36
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

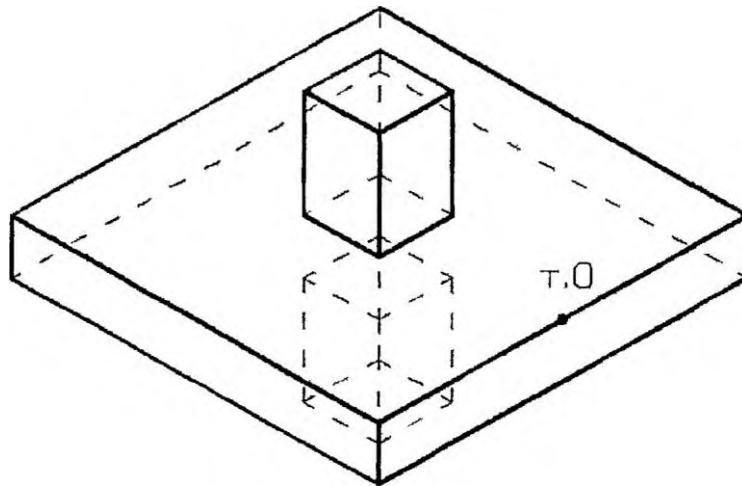


Рис. 2.6. Розташування т.О у вузлах

Графіки, що свідчать про переміщення т.О, представлені на рис. 2.7.

Ізополя прогинів стиків представлені на рис. 2.8.

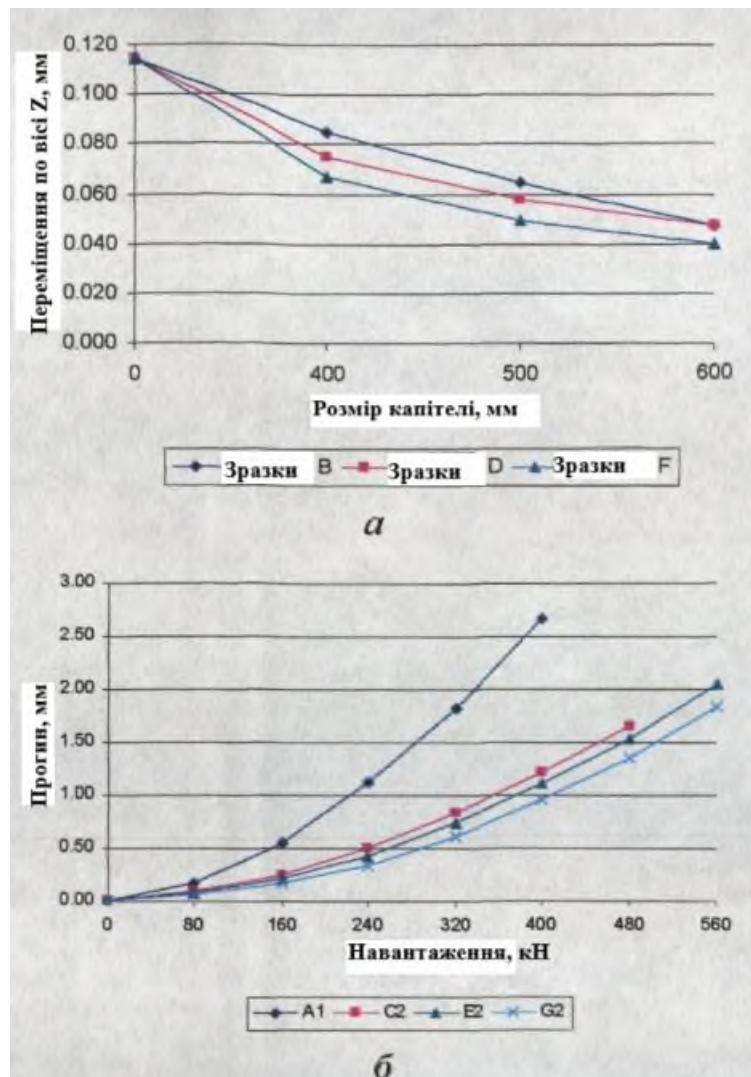


Рис. 2.7. Графіки переміщень т.О. по осі Z: а - при навантаженні 60 кН залежно від розміру капітелі; б - залежно від навантаження

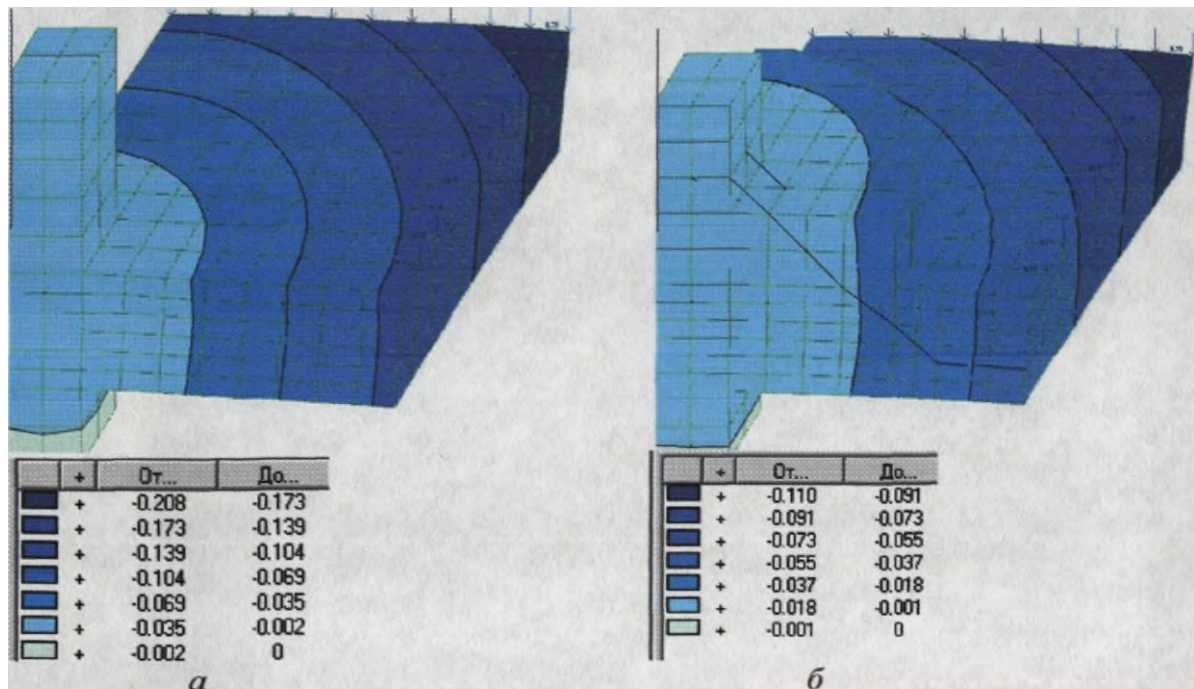


Рис. 2.8. Ізополя прогинів: а - безкапительний стик; б - стик із капітелю у формі циліндра

Аналіз графіків, поданих на рис. 2.7, показав, що переміщення т.О. зменшуються зі збільшенням розміру капітелі. Також на жорсткість вузла впливає форма капітелі. Серед капітельних стиків найбільш жорстким є вузол з капітелю у вигляді циліндра, а найменша жорсткість у стику з капітелю у формі зрізаної піраміди. Вузол з капітелю у формі усіченої піраміди має більшу жорсткість, ніж безкапительний стик. Вертикальні переміщення т.О. при навантаженні 60кН в безкапительному стику склали 0,114 мм, у стику з капітелю у формі зрізаної піраміди 0,047 - 0,085 мм залежно від розміру капітелі, з капітелю у формі паралелепіпеда 0,047 - 0,075мм. Армування капітелі похилою арматурою практично не впливає на жорсткість стику.

2.4.3. Головні напруження стикових з'єднань

Для визначення ступеня впливу форми капітелі, її розмірів та армування на розподіл та величину головних напруг у стику досліджувалися вузли при навантаженні 60 кН.

На рис. 2.9 - 2.11 показані максимальні значення головної напруги при навантаженні 60 кН залежно від розміру капітелі.

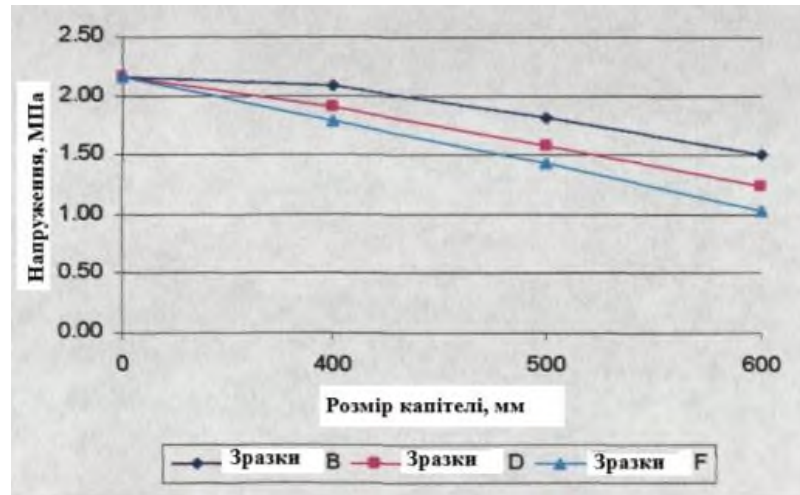


Рис. 2.9. Максимальні значення головної напруги N1 при навантаженні 60 кН залежно від розміру капітелі

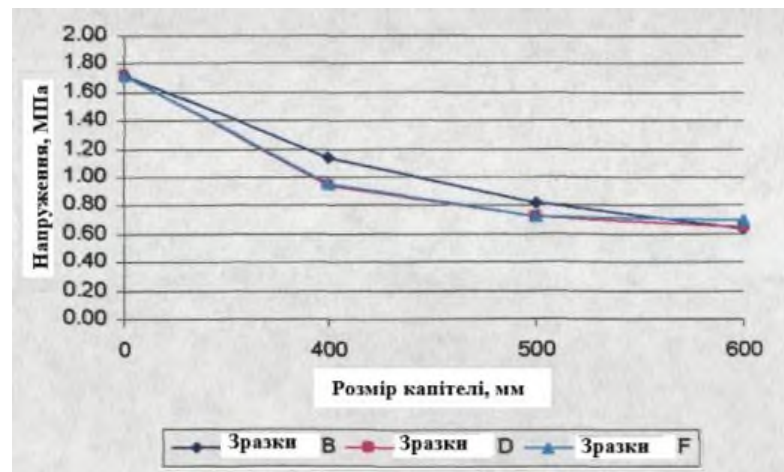


Рис. 2.10. Максимальні значення головної напруги N2 при навантаженні 60 кН залежно від розміру капітелі

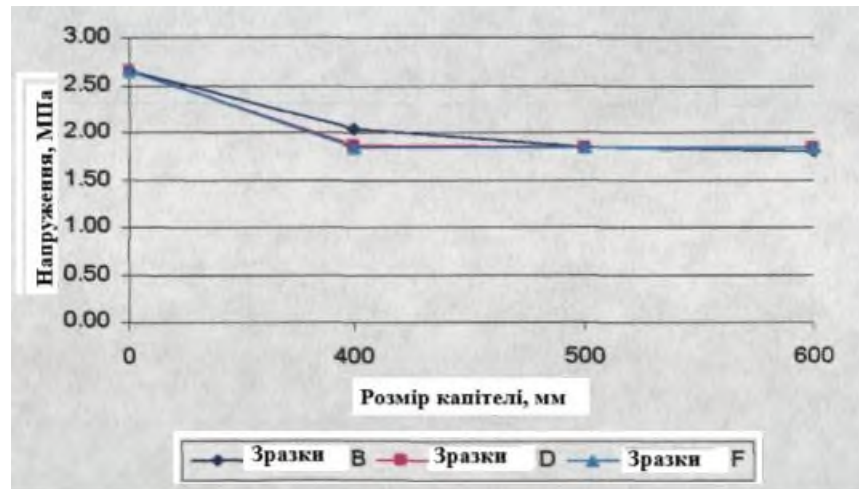


Рис. 2.11. Максимальні значення головної напруги N3 при навантаженні 60 кН залежно від розміру капітелі

З графіків видно, що напруги в плитах зі збільшенням розміру капітелі зменшуються. Форма капітелі також впливає на величину основних напруг. У вузлах з капітелю у вигляді циліндра значення максимальної головної напруги N1 і N2 мінімальні, а у вузлах, що мають капітель у вигляді усіченої піраміди, - максимальні. У вузлах з капітелю у формі зрізаної піраміди головна напруга N1 і N2 менша, ніж у безкапільному вузлі. Зменшення головної напруги N1 для вузлів з капітелю у формі зрізаної піраміди становить від 4% до 30% залежно від розміру капітелі в порівнянні з безкапільним стиком, для вузлів з капітелю у формі паралелепіпеда — від 11% до 43%, а для вузлів з капітелю у формі циліндра - від 17% до 53%.

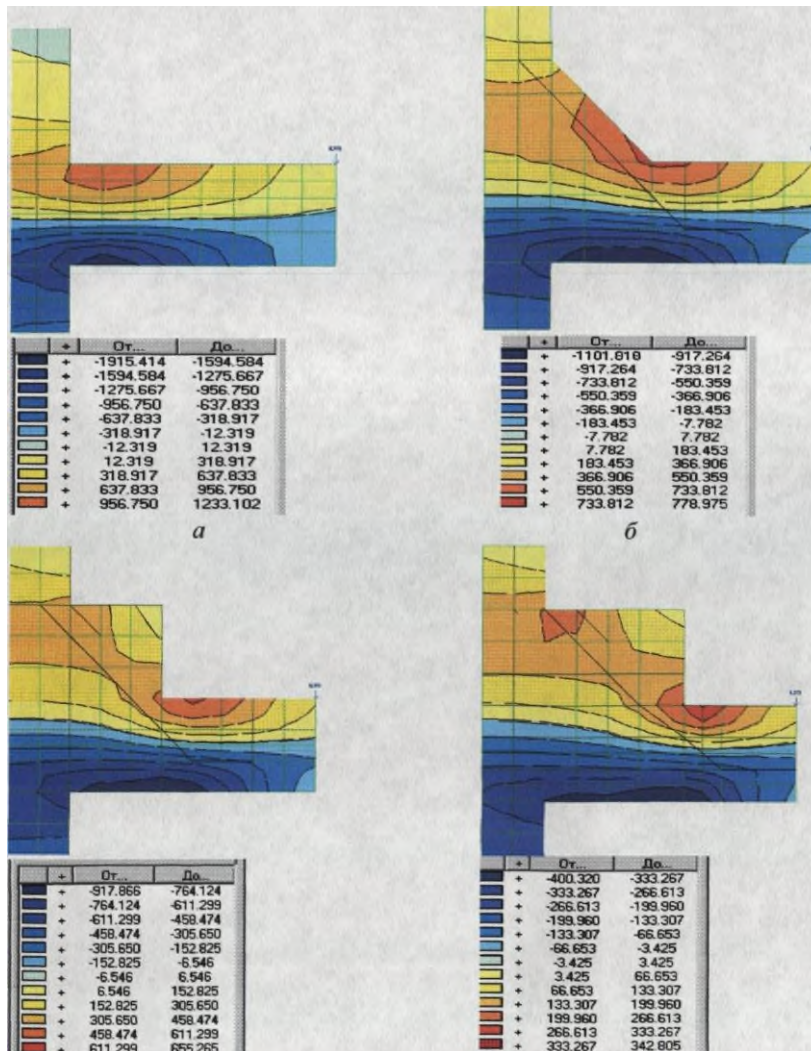


Рис. 2.12. Ізополя головних напруг N_2 при навантаженні 60 кН: а - стик А1; б - стик С2; в - стик Е2; г - стик G2

Зменшення головної напруги N_2 для вузлів з капітелю у формі усіченої піраміди становить від 34% до 63% залежно від розміру капітелі в порівнянні з безкапительним стиком; для вузлів з капітелю у формі паралелепіпеда - від 45% до 62%; для вузлів із капітелю у формі циліндра - від 45% до 59% (рис. 2.12).

2.4.4. Несуча здатність вузлів за продавлюванням

Для визначення ступеня впливу капітелі та її армування на несучу здатність пропонувані стикових з'єднань усі зразки у ПК «Ліга» були доведені до руйнування. Навантаження прикладалось етапами по 20 кН. На графіці (рис.

2.13) показано значення руйнівного навантаження залежно від розміру та форми капітелі. Графік на рис. 2.14 показує значення руйнівного навантаження залежно від ступеня армування капітелі похилою арматурою.

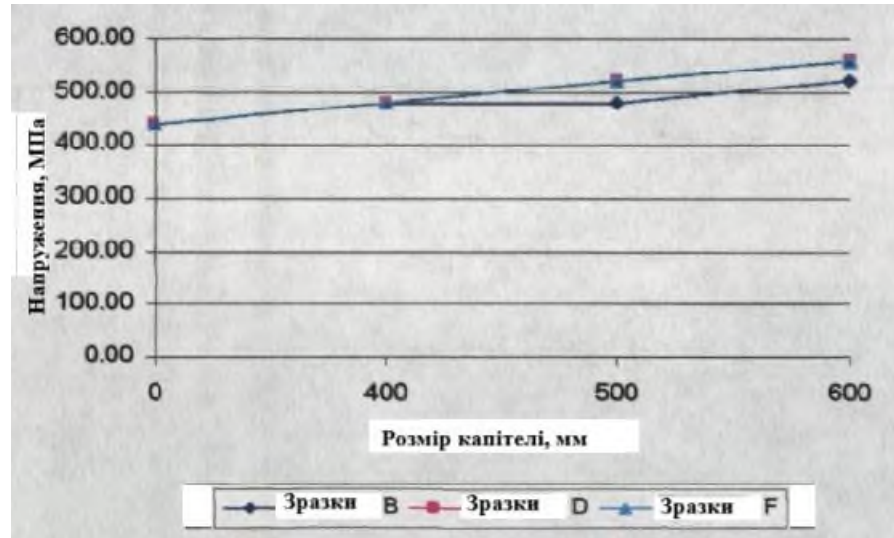


Рис. 2.13. Значення руйнівного навантаження залежно від форми та розміру капітелі

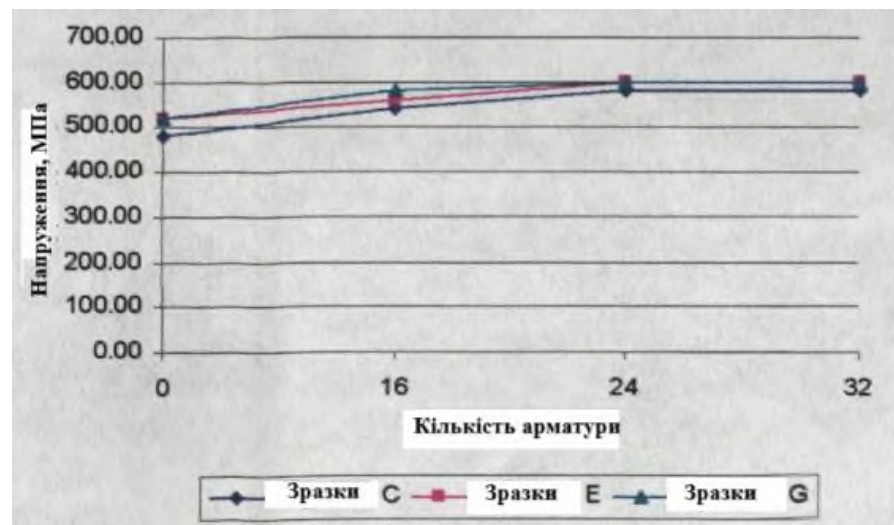


Рис. 2.14. Значення руйнівного навантаження залежно від ступеня армування капітелі похилою арматурою

У всіх моделях досягнуто межі міцності бетону на стиск і розтяг, а також межі текучості в поздовжній і похилій арматурі. Збільшення розміру капітелі призводить до зниження напруг у бетоні та арматурі.

Аналіз графіка руйнівного навантаження залежно від розміру та форми капітелі (рис. 2.12) показав, що наявність капітелі призводить до збільшення несучої здатності стику на продавлювання на 9 - 33 %.

Аналіз графіка руйнівного навантаження залежно від ступеня армування капітелі (рис. 2.14) показав, що армування капітелі похилою арматурою підвищує несучу здатність вузла на 28 - 42 %. Максимальна несуча здатність склала 600 кН. Слід зазначити, що площу похилої арматури раціонально збільшувати до певної межі (в даному випадку $24\phi 8A400$), так як при подальшому збільшенні площі арматури не відбувається збільшення несучої здатності стику. Передбачається, що при сумарній площі похилих стрижнів арматури менше даної межі відбувається руйнування стику по похилій тріщині, що йде від місця сполучення капітелі з перекриттям до низу плити. У тому випадку, якщо площа похилої арматури перевищує цю межу, то руйнування конструкції стику відбувається по похилій тріщині, що починається на верхній поверхні плити і йде початком відгинів похилої арматури.

2.4.5. Несуча здатність вузлів за згинальним моментом

Для вивчення даного питання вирішено було досліджувати вузли з армованими капітелями C2, E2, G2 і безкапітельний вузол A1 з розмірами плити, збільшеними до 2 м. Таким чином, розмір плити в плані стає 2x2 м для всіх зразків. Згідно з дослідженнями [27], при таких розмірах фрагмента плити значення згинального моменту і перерізної сили в модельованому вузлі будуть рівні зусиллям у перекритті в схемі з кроком колон 6x6 м.

Вибір вузлів C2, E2, G2 обґрунтовується тим, що вони мають максимальну несучу здатність продавлювати при мінімальній кількості похилої арматури в капітелі. У маркуванні цих вузлів додається індекс 1, тобто. вузли позначені в такий спосіб: A1-1, C2-1, E2-1, G2-1.

Аналіз даних проводиться на підставі порівняння середніх значень максимальних зусиль у стрижнях поздовжньої арматури, розташованих на ділянці 0,5 м від колони у різних вузлах при навантаженні 60 кН.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						43
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

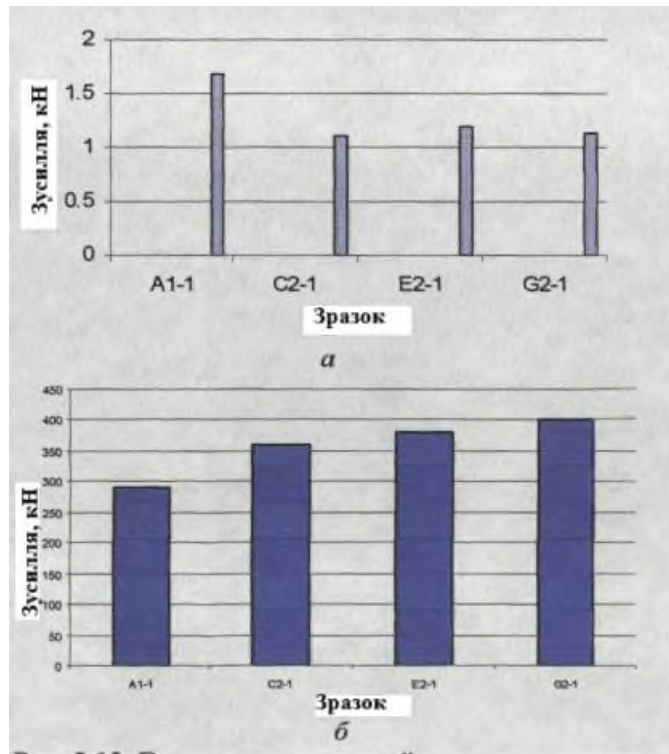


Рис.2.15. Гістограми значень: а - максимальних зусиль у поздовжній арматурі при навантаженні 60 кН; б – руйнуючого навантаження за згинальним моментом в залежності від виду капітелі

Гістограми максимальних зусиль у поздовжній арматурі при навантаженні 60 кН та значень руйнівного навантаження залежно від виду капітелі зображені на рис. 2.15. Ізополя зусиль в поздовжній арматурі при навантаженні 60 кН подано на рис.2.16.

Найменші зусилля в поздовжній арматурі спостерігаються у вузлі з капітелю у формі зрізаної піраміди C2-1 (1,11 кН), а найбільші у безкапительному стику A1-1 (1,67 кН). При застосуванні капітелі зусилля в поздовжній арматурі знижуються до 30% порівняно з безкапительним стиком (рис. 2.16). Крім того, наявність капітелі призводить до підвищення несучої здатності за згинальним моментом на 24 - 38% залежно від виду капітелі.

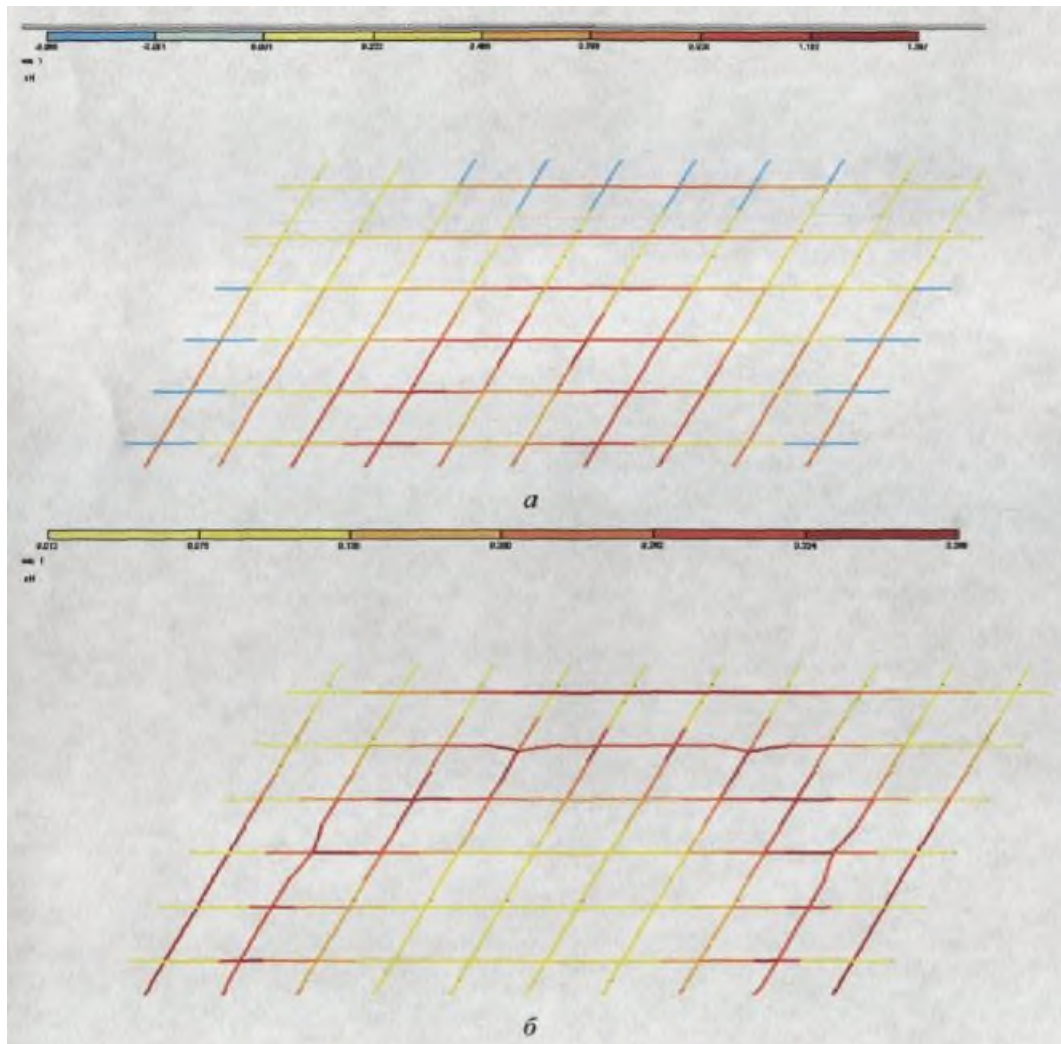


Рис. 2.16. Ізополя зусиль у поздовжній арматурі при навантаженні 60 кН:
а - стик А-1; б - стик G-2

2.4.6. Вплив завантаження колони навантаженням від поверхів, що лежать вище, на роботу стику

Для визначення впливу завантаження колони навантаженням від поверхів, що лежать вище (колони будівлі першого і середніх поверхів) на роботу стику було проведено навантаження верхнього фрагмента колон стиків А1, С1, Е1, G1 навантаженням рівним 250 кН.

Проведений аналіз напруг показав, що при завантаженні верхньої частини колони в бетоні плити перекриття і капітелі відбувається збільшення напруги порівняно зі стиком з колоною, що не навантажується. Проте різниця у значеннях становить трохи більше 5%.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		45

Аналіз руйнівного навантаження показав, що при завантаженні верхньої частини колони відбувається збільшення несучої здатності стику по продавлюванню на 5 - 15%. Підвищення руйнівного навантаження при завантаженні верхньої частини колони експериментально підтверджено у роботі [27].

Проведені дослідження показали, що наявність навантаження на колону не суттєво впливає на тріщиностійкість, але на несучу здатність стику значно впливає. Відбувається підвищення несучої здатності, яке зараз йде в запас міцності, оскільки не враховується сучасними нормами.

2.5. Вплив капітелі на роботу перекриття при різних видах завантаження

2.5.1. Параметри розрахункової моделі перекриття

Для визначення впливу капітелі на роботу перекриття було проведено числові дослідження фрагмента перекриття, загальний вигляд якого представлений на рис. 2.17. Також проведено дослідження роботи перекриттів із капітелями у формі циліндра при додатку різних видів навантажень:

- рівномірно-розподілене навантаження 3 кН/м^2 на всю площу покриття ;
- рівномірно-розподілене навантаження 3 кН/м^2 з одного боку перекриття;
- локальні навантаження 3 кН/м^2 площею $1,5 \times 1,5 \text{ м}$ на перекриття;
- навантаження на перекриття від стійок опалубки при бетонуванні перекриття.

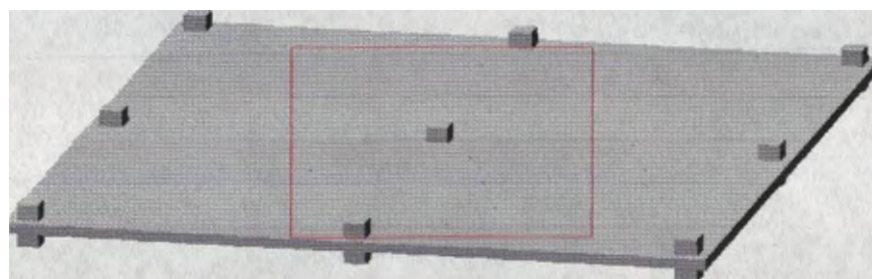


Рис. 2.17. Загальний фрагмент плити перекриття

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						46
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Для числових досліджень було прийнято такі моделі фрагментів плит перекриттів: без капітелей; з капітелями у формі усіченої піраміди; з капітелями у формі паралелепіпеда; з капітелями у формі циліндра. Розміри фрагментів плит перекриття у плані 12,8x12,8 м, крок колон 6,0x6,0 м, товщина перекриттів 200 мм, поперечний переріз колон 400x400 мм. Розміри нижньої основи капітелів у формі усіченої піраміди і паралелепіпеда дорівнюють 1,0x1,0 м, а радіус основи капітелей у формі циліндра дорівнює 0,5 м, тобто за своїми розмірами основа капітелі у формі циліндра є вписаною в основу капітелі у формі усіченої піраміди або паралелепіпеда.

Розрахункова схема фрагмента складається з об'ємних елементів, що моделюють колони і капітелі, і пластинчастих елементів, що моделюють плиту перекриття. На нижні кінці фрагментів колон накладалися лінійні зв'язки, що забороняють переміщення у всіх напрямках; на верхні кінці - лінійні зв'язки, що забороняють горизонтальні переміщення.

Завантаження проводилося навантаженням у діапазоні від 2 кН/м² до 5 кН/м² з кроком 1 кН/м².

Щоб визначити рівень впливу капітелі на роботу перекриття, розрахунок моделей включав наступні моменти:

- визначення внутрішніх зусиль;
- визначення деформацій;
- визначення характеру руйнування;
- розрахунок поздовжньої арматури

2.5.2. Результати числових досліджень перекриттів

Аналіз внутрішніх зусиль проведено виходячи з порівняння цих зусиль у схемах з різними видами капітелей. Порівняння проводимо при навантаженні 3 кН/м². Епюри напруги M_x при навантаженні 3 кН/м² представлені на рис. 2.18.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						47
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

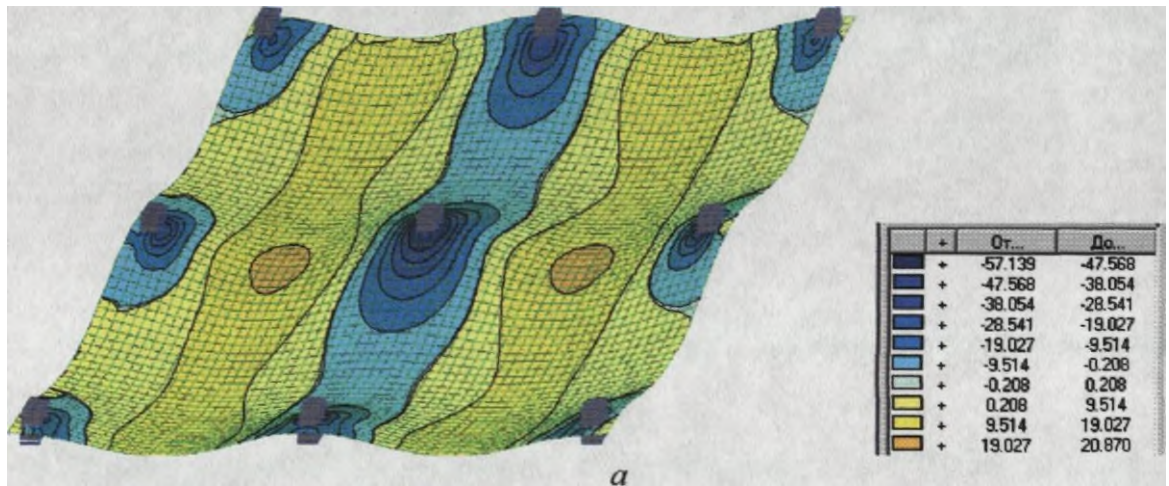


Рис. 2.18. Епюри внутрішніх зусиль M_x : а - безкапільна схема

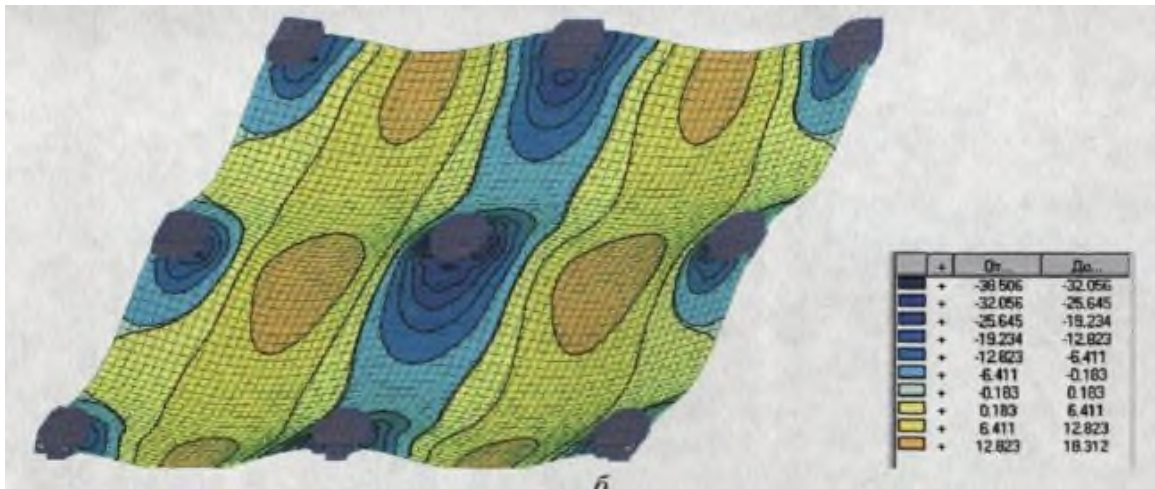


Рис. 2.19. Епюри внутрішніх зусиль M_x : б - схема з капітелями у формі циліндра

Графіки зміни максимального опорного та прогонового моменту в залежності від навантаження представлені у вигляді графіків на рис. 2.19.

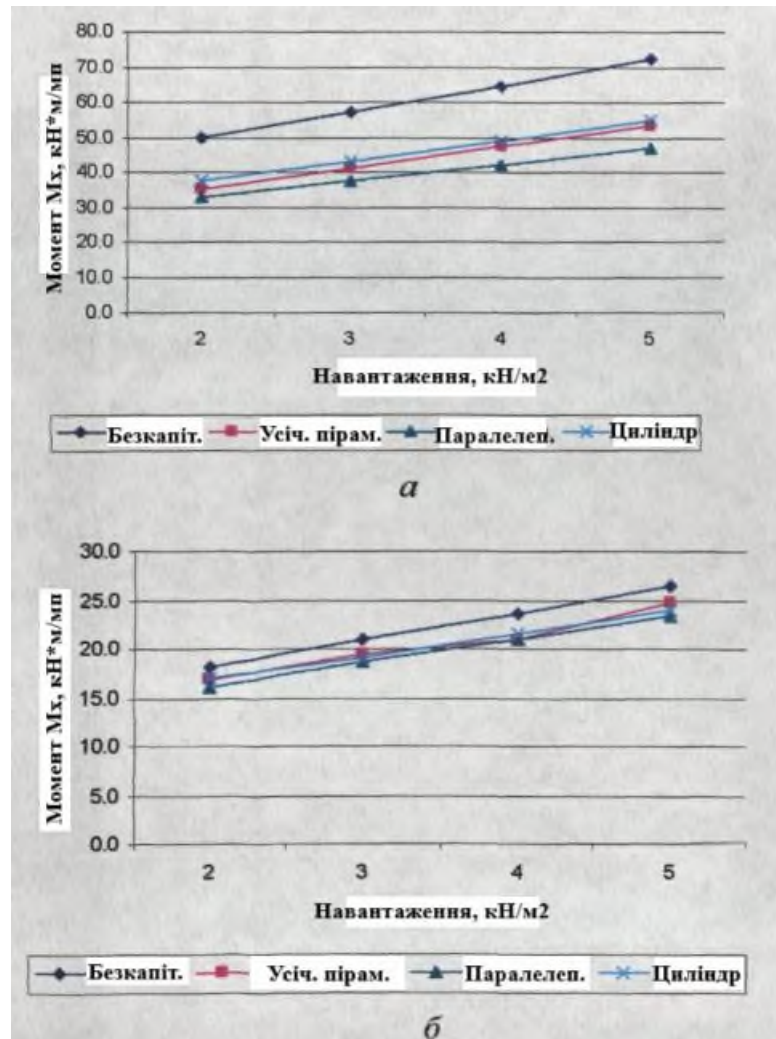


Рис. 2.20. Графіки зміни максимальних моментів залежно від навантаження: а - опорний момент; б - прогоновий момент

Аналіз отриманих результатів показав, що в безкапільному перекритті максимальний опорний момент (57,1 кН*м/пм) виникає в плиті біля грані колони, розташованої перпендикулярно напрямку дії внутрішнього зусилля, а в плитах з капітелями біля грані колони, розташованої паралельно напрямку дії внутрішнього зусилля складає 37,5 - 40,8 кН*м/пм. У перекритті з капітелю у вигляді зрізаної піраміди опорний момент зменшується в перекритті до 28%, прогоновий момент до 7%; капітелі у вигляді паралелепіпеда та циліндра зменшують опорний момент до 34 %, прогоновий момент до 11%.

Опорний момент у перекриттях з капітелями по крайньому ряду колон зменшується до 35%, а по кутових колонах - до 32%.

Застосування капітелі призводить до зменшення згинального моменту на опорі та в прольоті, що дозволяє зменшити поздовжнє армування.

Вплив капітелі на жорсткість плити аналізуємо на підставі порівняння максимальних прогинів перекриття.

Графік, що показує максимальний прогин плити в залежності від навантаження у різних фрагментах схеми з різними капітелями, представлений на рис. 2.20.

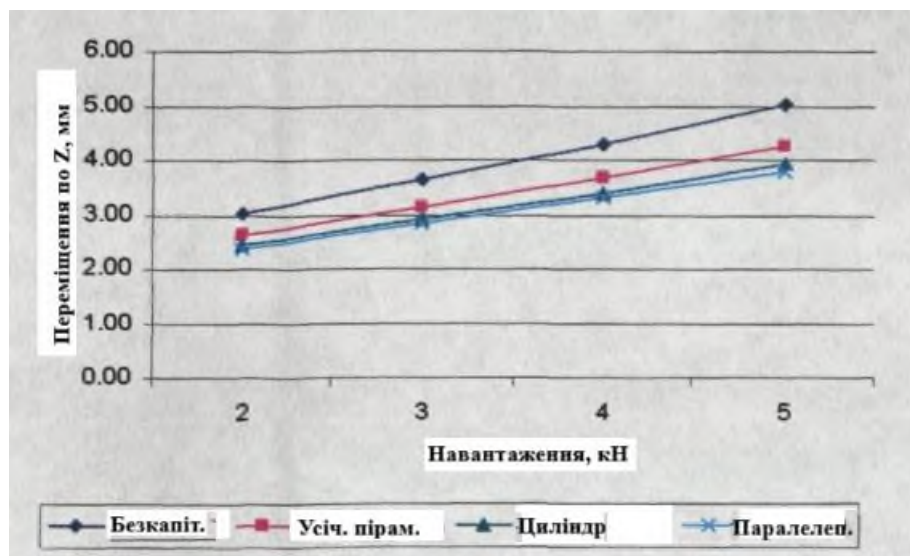


Рис. 2.21. Графіки максимальних прогинів плит залежно від навантаження

Ізополя прогинів фрагментів перекриттів представлені на рис. 2.21.

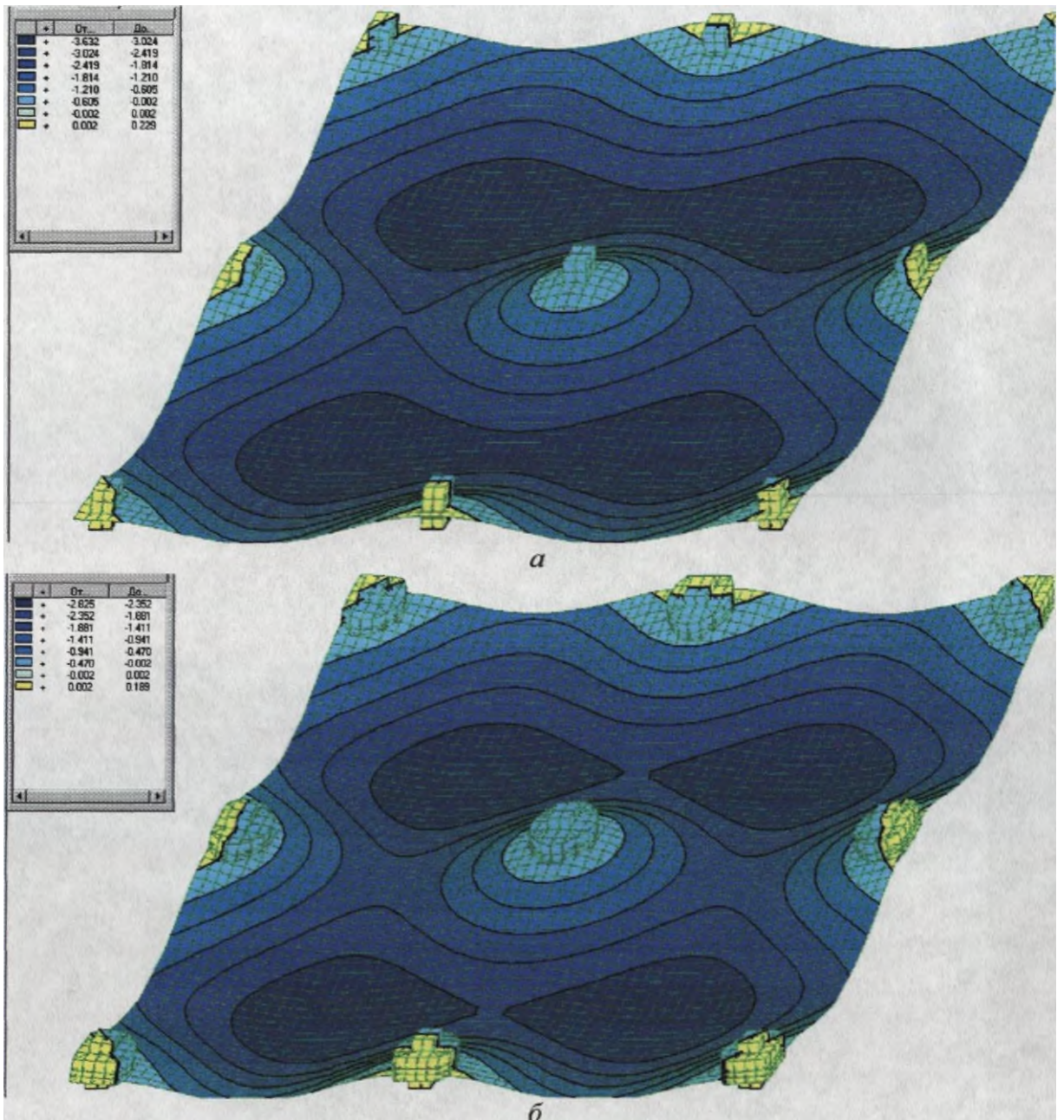


Рис. 2.22. Ізополя прогинів фрагментів перекриттів: а - безкапільна схема; б - схема з капітелями у формі циліндра

Аналіз отриманих результатів показав, що капітель у вигляді зрізаної піраміди зменшує прогин плити до 14%; капітель у вигляді паралелепіпеда зменшує прогин плити до 20%; капітель у вигляді циліндра зменшує прогин плити до 22%.

Застосування капітелі зменшує прогин плити, що говорить про підвищення жорсткості всього диска перекриття.

Розподіл тріщин верхньої поверхні плити перекриття при навантаженні 3 кН/м² показано на рис. 2.22. Розподіл тріщин нижньої поверхні плити перекриття при навантаженні 3 кН/м² показано на рис. 2.23.

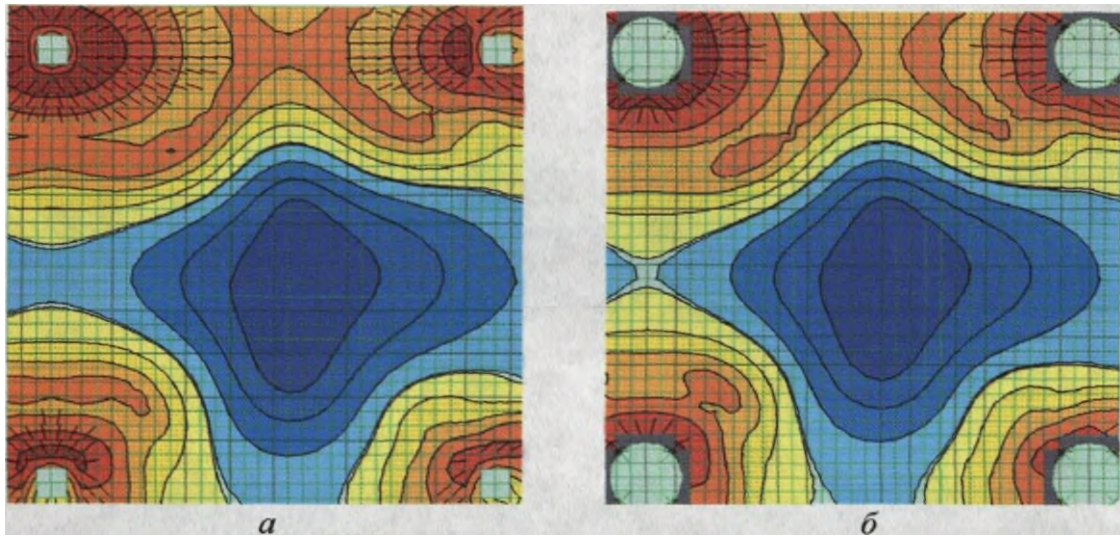


Рис. 2.23. Розподіл тріщин по верхній поверхні плит перекриття при навантаженні 3 кН/м²: а- безкапільна схема; б - схема з капітелю у формі циліндра

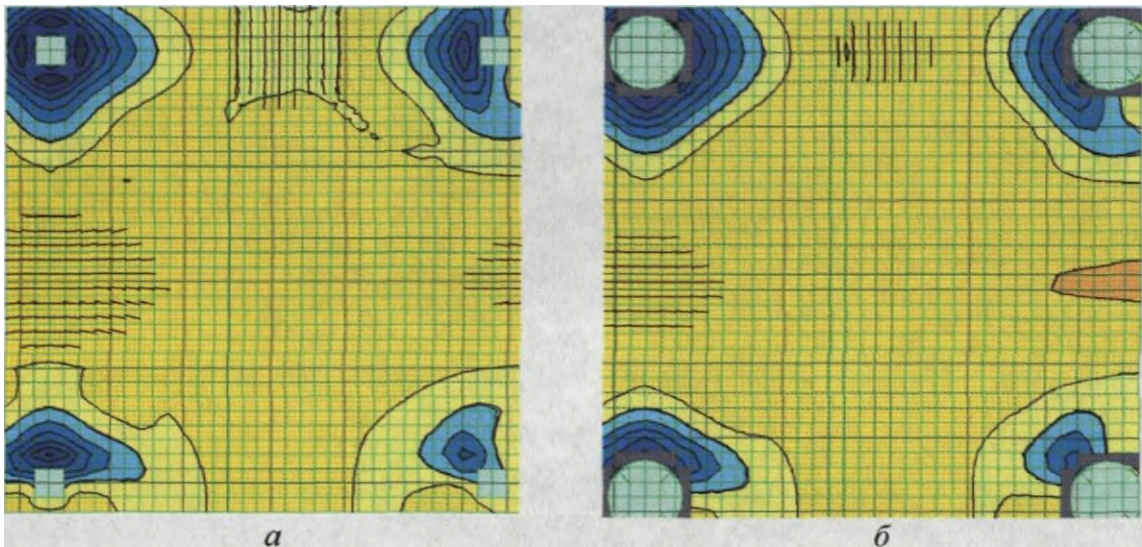


Рис. 2.24. Розподіл тріщин по нижній поверхні плити перекриття при навантаженні 3 кН/м²: а - безкапільна схема; б - схема з капітелю у формі циліндра

Аналіз картини розподілу тріщин по плиті перекриття при навантаженні 3 кН/м² показав, що застосування капітелей сприяє зменшенню площі утворення тріщин.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		52

Утворення тріщин у плиті перекриття відбувається так: спочатку утворюються тріщини в опорній зоні, далі - в прогонової зоні між колонами, а потім - в прогонової зоні в центрі чарунок.

Застосування капітелі дозволяє підвищити тріщиностійкість плити перекриття.

Розрахунок поздовжньої арматури проводимо в ПК «Lira» в лінійній постановці задачі при рівномірно - розподіленому навантаженні на перекриття 3 кН/м².

Максимальне необхідне армування у безбалочному перекритті наступне: верхня поздовжня арматура – 10,2 см²/пм, нижня поздовжня арматура – 3,5 см²/пм. У перекритті з капітелю у формі зрізаної піраміди: верхня поздовжня арматура - 7,2 см²/пм, нижня поздовжня арматура - 3,3 см²/пм. У перекриттях з капітелями у формі паралелепіпеда та циліндра: верхня поздовжня арматура - 6,5 см²/пм, нижня поздовжня арматура - 3,2 см²/пм.

Аналіз отриманих результатів показав, що застосування капітелі у вигляді зрізаної піраміди призводить до зменшення верхньої поздовжньої арматури на 29%, нижньої арматури на 6%; застосування капітелей у вигляді паралелепіпеда і циліндра призводить до зменшення верхньої поздовжньої арматури на 36% , нижньої арматури на 996,

Аналіз роботи перекриттів з капітелями при різних видах завантаження проводився на підставі порівняння згинальних моментів та прогинів у перекритті. В результаті розрахунку були побудовані епюри згинальних моментів (рис. 2.24),

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						53
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

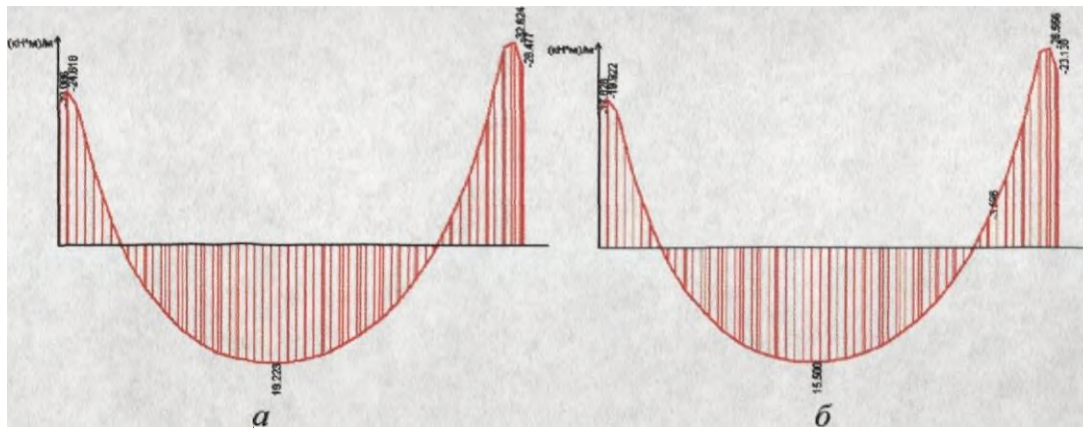


Рис. 2.25. Епюри внутрішніх зусиль M_x у плиті з капітелями у формі циліндра: а - рівномірно-розподілене навантаження на всій поверхні плити; б - рівномірнорозподілене навантаження на половині поверхні плити

Аналіз згинальних моментів (рис. 2.24) показав, що у випадках застосування рівномірно-розподіленого навантаження найбільш не вигідним навантаженням є додаток навантаження по всій поверхні плити, при якому максимальний опорний момент становить 46,2 кН/пм, а прогоновий 19,2 кН/пм. Для прогинів найменш вигідними є застосування рівномірнорозподіленого навантаження на все перекриття і через проліт, при цьому прогини становлять 3,05 мм і 3,14 мм відповідно. Однак при навантаженні всієї поверхні плити рівномірно-розподіленим навантаженням згинальні моменти і прогини дорівнюють моментам і прогинам при завантаженні плити стійками опалубки при бетонуванні поверху, що лежить вище, тільки при навантаженні 5 кН/м². Картини розподілу зусиль та епюри прогинів перекриттів в обох випадках однакові. Тобто при розрахунках необхідно враховувати навантаження перекриття в стадії будівництва, так як навантаження при цьому в 2 і більше разів більше, ніж корисне навантаження для житлових і громадських будівель, що визначається за СНіП 2.01.07-85 * [14], і для цих будівель може бути визначальним чинником під час конструювання перекриттів.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		54

2.6. Вплив капітелі на жорсткість будівлі

2.6.1. Параметри розрахункової моделі будівлі

Для визначення впливу капітелі на жорсткість будівлі було проведено числове дослідження фрагмента будівлі, загальний вигляд якого представлено на рис. 2.25.



Рис. 2.26 Загальний фрагмент будівлі

Для числових досліджень було прийнято такі моделі фрагментів будівель: з безкапітельними перекриттями; з капітелями у формі усіченої піраміди; з капітелями у формі паралелепіпеда; з капітелями у формі циліндра. Висота будівлі 18,2 м (5 поверхів по 3,1 м, підвал 2,7 м), розміри фрагментів плит перекриття в плані 12,8 x 12,8 м, крок колон 6,0x6,0 м, товщина перекриттів 200 мм, поперечний перетин колон 400x400 мм. Розміри нижньої основи капітелей у формі усіченої піраміди і паралелепіпеда рівні 1,0*1,0 м, а радіус основи капітелей у формі циліндра дорівнює 0,5 м, тобто за своїми розмірами основа капітелей у формі циліндра є вписаною в основу капітелей у формі усіченої піраміди або паралелепіпеда.

Числове моделювання виконувалася в ПК "Lira". Розрахункова схема фрагмента будівлі складається з об'ємних елементів, що моделюють колони та капітелі, та пластинчастих елементів, що моделюють плиту перекриття.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						55
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Навантаження проводилося вертикальним навантаженням 5 кН/м² та горизонтальним навантаженням 2,5 кН/пм на кожне перекриття.

2.6.2. Результати чисельних досліджень будівель

Ступінь впливу капітелі на жорсткість будівлі визначалася шляхом порівняння горизонтальних деформацій будівель із різними видами капітелів. Картини горизонтальних деформацій фрагментів будівель при навантаженні, зазначених у п. 2.6.1, представлені на рис. 2.26.

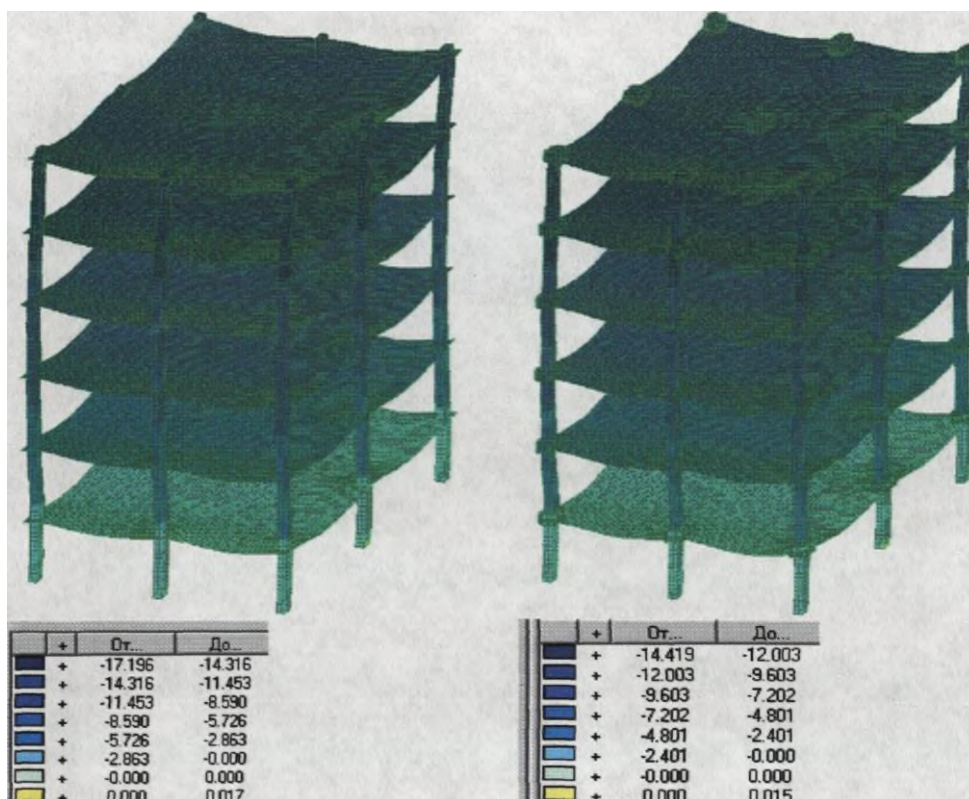


Рис. 2.27. Горизонтальні деформації фрагментів будівель: а -

безкапітельне перекриття; б - перекриття з капітелю у формі циліндра

Аналіз картини деформацій фрагментів будівель, що на рис.2.26 показав, що максимальні горизонтальні деформації фрагмента будівлі з безкапітельними стиками дорівнюють 17,2 мм; фрагмента будівлі з капітелями у формі усіченої піраміди - 14,2 мм; фрагмента будівлі з капітелями у формі паралелепіпеда - 14,0 мм; фрагмента будівлі з капітелями у формі циліндра - 13,9 мм.

Звідси випливає, що жорсткість будівлі підвищується при застосуванні капітелей на 17 - 19% залежно від форми капітелей.

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ СТИКІВ БЕЗБАЛОЧНИХ ПЕРЕКРИТТІВ З КОЛОНАМИ

3.1. Експериментальна установка для випробувань вузлів сполучення перекриттів із колонами

Для випробування дослідних зразків було запроектовано та виготовлено випробувальну установку, що складається з чотирьох стійок, балок, розподільної траверси та домкрата. Схема випробувальної установки показано на рис. 3.1. Загальний вид установки з експериментальним зразком подано на рис. 3.2.

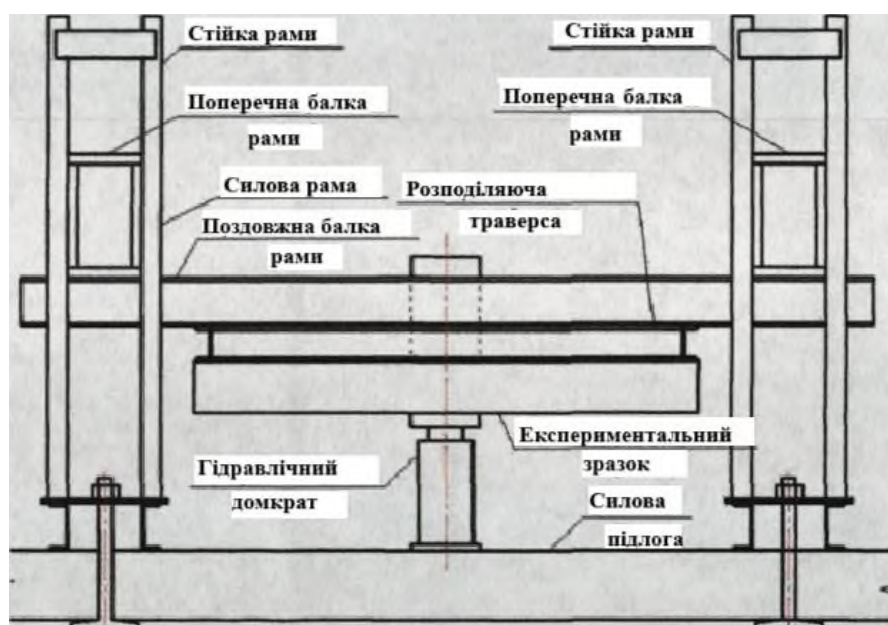


Рис. 3.1. Конструкція випробувальної установки



Рис. 3.2. Загальний вигляд випробувальної установки

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		57

Завантаження дослідних зразків проводилося знизу 100-тонним домкратом, розташованим по центру експериментального зразка, через металевий жорсткий штамп розміром 200x200 мм, який моделював нижню колону. По краях плити зразка було встановлено систему перехресних траверс, у результаті обмежувалися вертикальні і горизонтальні переміщення зовнішнього контуру плити. Для страхувальних опор було використано чотири бетонні стовпчики, які встановлювалися під плитою [15].

3.2. Конструкція дослідних зразків

У магістерській роботі були визначені розміри ділянки плити перекриття, при яких напружено деформований стан в дослідному зразку вузла близько за значеннями НДС у повній плиті. Розмір вирізаної ділянки плити при цьому дорівнює $1/6$ прольоту між колонами або $5h$ де h - товщина плити перекриття.

При створенні фізичної моделі стику моделювалася робота стику в каркасному будинку з кроком колон 6,0 x 6,0 м, товщиною перекриття 200 мм, перетином колон 300x300 мм, що широко поширене в практиці будівництва. За результатами моделювання реальної схеми будівлі отримали крок колон 4,5*4,5 м, товщина перекриття 150 мм, перетин колон 200x200 мм, розміри плити експериментального зразка 1,5x1,5м.

Усі дослідні зразки мали поздовжнє армування арматурою $\varnothing 12A400$ з кроком 100 мм. Фрагмент колони армувався поздовжньою арматурою $\varnothing 12A400$ та поперечною арматурою $\varnothing 8A400$. Як похила арматури в капітелі приймається арматура $\varnothing 8A400$ і $\varnothing 10A400$. Поперечна арматура в безкапітельному стику прийнята $\varnothing 5B500$ [17, 19]. Конструкції дослідних зразків представлені на рис.

3.3. Всі зразки були виготовлені на заводі залізобетонних конструкцій ТОВ «Монолітресурс» у м. Київ.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						58
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

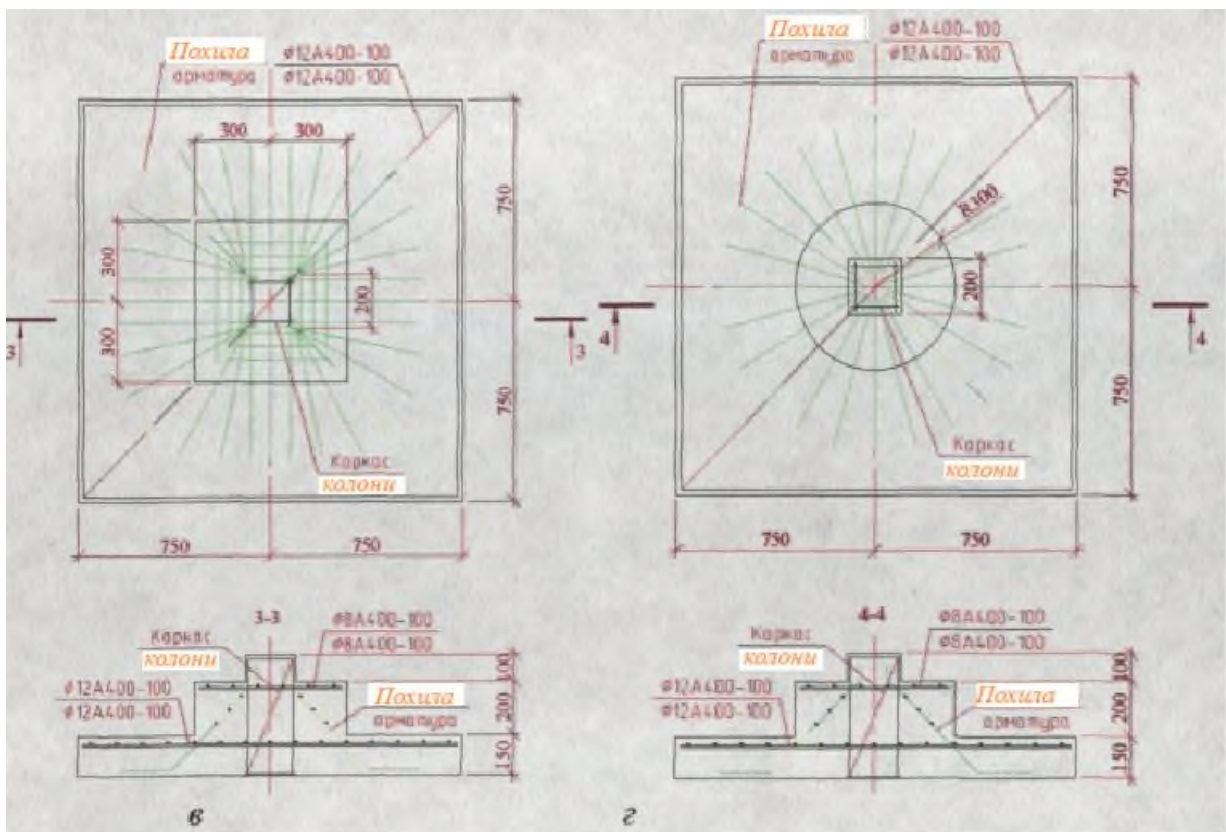
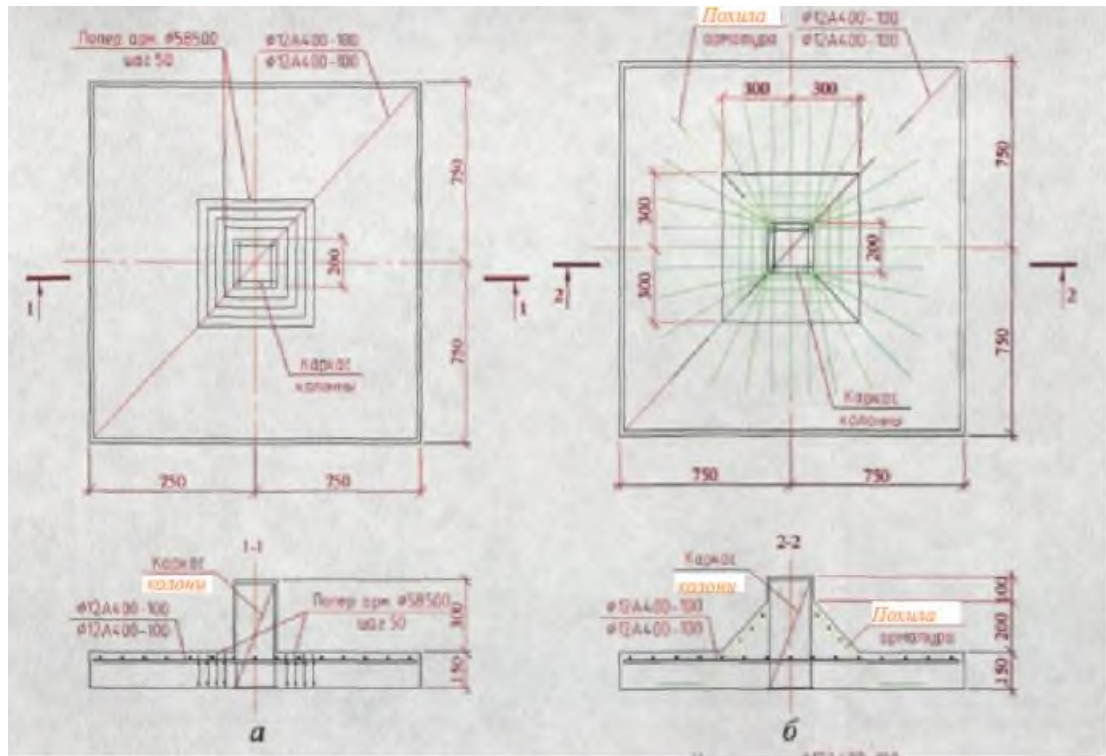


Рис. 3.3. Конструкції експериментальних зразків: а - стик Р-1; б - стик Р-2; в - стик Р-3; г - стик Р-4

Загальний вигляд стиків показано на рис. 3.4. Загальний вид армування стиків представлений рис. 3.5.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		59



а



б



в

Рис. 3.4. Загальний вигляд стиків: а - стик Р-1; б - стик Р-2; в - стик Р-3

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		60



Г

Рис. 3.5. Загальний вигляд стиків: г - стик Р-4



а



б

Рис. 3.6. Загальний вид армування стиків: а - стик Р-2; б стик Р-4

Для визначення міцності бетону одночасно із зразками були виготовлені контрольні куби розміром 150x150x150 мм [14, 16, 18, 25, 29]. На кожен експериментальний зразок припадало по три контрольні куби. Опір бетону осьовому стиску R_b визначалися при випробуваннях бетонних призм згідно [15].

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		61

Початковий модуль пружності бетону визначався за дослідною діаграмою при напругах рівних $0,2 R_b$.

Характеристики міцності сталі, що застосовується для виготовлення експериментальних моделей, визначалися випробуванням стрижневої арматури на стандартних зразках відповідно до [17]. Було випробувано 3 стрижні $\varnothing 8AIII$, 3 стрижня $\varnothing 10AIII$ та 3 стрижні $\varnothing 12AIII$.

Фізико-технічні характеристики матеріалів зразків арматурних стрижнів на момент випробування наведені в табл. 3.1, 3.2.

Таблиця 3.1

Основні фізико-механічні характеристики бетонів

Дослідний зразок	Кількість кубів	Призменна міцність бетону R_b , МПа	Початковий модуль пружності E_b , МПа
1	2	3	4
P-1	3	15,0	27500
P-2	3	14,9	27500
P-3	3	15,0	27500
P-4	3	15,1	27500

Таблиця 3.2

Основні фізико-механічні характеристики арматурних сталей

Діаметр стрижня, мм	Кількість стержнів	Площа перерізу, cm^2	Межа текучості R_s , МПа	Межа міцності R_{su} , МПа	Початковий модуль пружності E_s , МПа
1	2	3	4	5	6
8	3	0,503	395	590	200000

10	3	0,785	400	585	200000
12	3	1,130	395	595	200000

3.3. Методика вимірювання напружено-деформованого стану дослідних зразків та застосування навантаження

При проведенні експериментальних досліджень були використані такі прилади та обладнання [2, 4, 7]:

- індикатори годинникового типу ІГ-25;
- індикатори годинникового типу ІГ-50;
- прогиномір 5ПАО-ЛИСИ;
- тензорезистори КФ5П1-10-100-А-12, $R = 99,85 \pm 0,1 \text{ Ом}$, $S = 2,18$ (для арматури);
- тензорезистори тип ПКБ 30-300, $R = 307,0 - 307,9 \text{ Ом}$, $S 2,13$ (для бетону нижньої поверхні плити);
- тензорезистори ПКП 50, $R = 321,5 \text{ Ом}$, $S 2,22$ (для бетону верхньої поверхні плити);
- система вимірювальна тензометрична СІТ-3.

Схема розміщення приладів і датчиків показана на рис. 3.6 - 3.8. На рис.3.7 у вказаних місцях встановлюються тензорезистори базою 10 мм на арматуру.

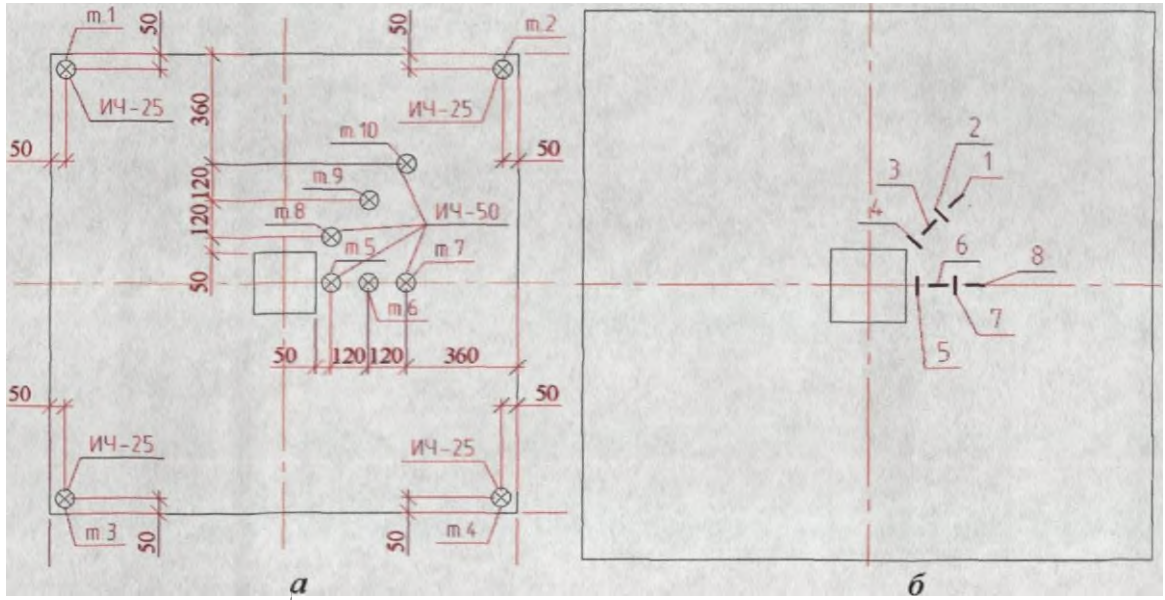
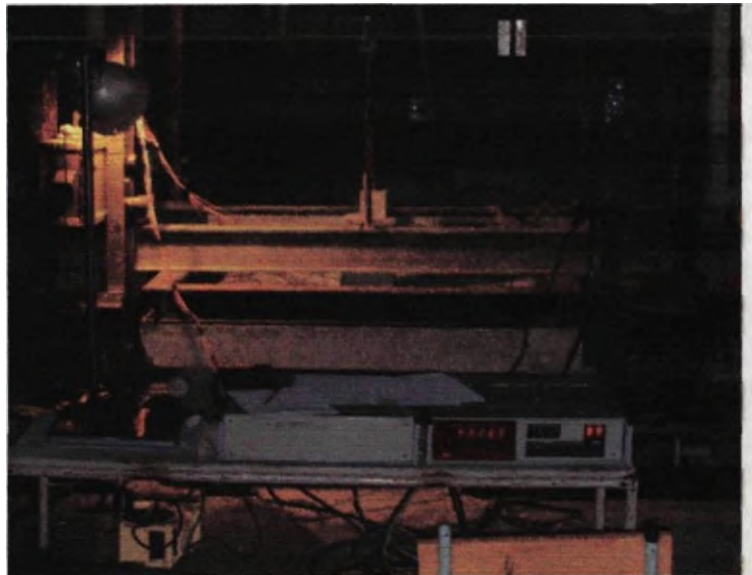


Рис. 3.7. Схема розміщення: а - індикаторів годинникового типу під плитою; б - тензорезисторів на нижній поверхні плит

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		64



a



б



в

Рис. 3.9. Загальний вигляд експериментального зразка Р-1 з вимірювальними приладами та обладнанням: а - експериментальна установка із

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		66

системою СПТ-3; б - індикаторита тензорезистори на нижній поверхні плити; в
 - тензорезистори на поздовжній арматурі

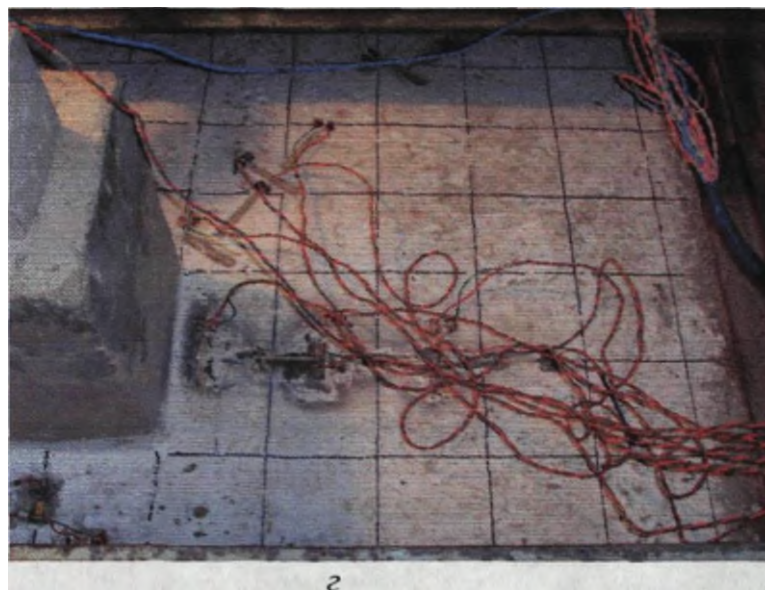


Рис. 3.10. Загальний вигляд експериментального зразка Р-1 з вимірювальними приладами та обладнанням: г - тензорезистори на верхній поверхні плити

Завантаження експериментальних зразків здійснювалося ступенями по 25 кН (2,5 т). Тривалість завантаження на кожному етапі становила 10 - 15 хвилин.

3.4.Результати випробувань дослідних зразків

3.4.1. Тріщиноутворення стиків

У стику Р-1 при навантаженні 120 кН утворилася перша тріщина, яка мала радіальний напрям і виходила від межі колони. При збільшенні навантаження відбувається розвиток тріщини, що утворилася, утворення нових радіальних тріщин, утворення тріщин у місці сполучення плити з колоною і тангенціальних тріщин на відстані 3 - 5 см від грані колони. Першу тангенційну тріщину зафіксовано при навантаженні 180 кН.

Перша радіальна тріщина у плиті у стику Р-2 утворилася при навантаженні 225 кН. При збільшенні навантаження відбувається розвиток тріщини, що

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						67
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

утворилася, утворення нових радіальних і тангенціальних тріщин. При навантаженні 275 кН з'явилися тріщини у місці сполучення плити та капітелі.

У стику Р-3 одночасно утворилися при навантаженні 200 кН тріщина в місці з'єднання капітелі і плити і радіальна тріщина в плиті перекриття. При подальшому збільшенні навантаження відбувається розвиток тріщин, що утворилися, і утворення нових радіальних тріщин. При навантаженні 275 кН почали утворюватися тангенціальні тріщини в плиті перекриття на відстані 3 - 5 см від капітелі. Перша тріщина, що проходить поверхнею капітелі, зафіксована при навантаженні 475 кН.

У стику Р-4 перша тріщина утворилася при навантаженні 200 кН у місці сполучення капітелі та плити, а також утворилася тангенціальна тріщина на відстані 2 - 4 см від межі капітелі.

Картини тріщиноутворення на експериментальних моделях наведено на рис. 3.9. Графік динаміки розвитку тріщин представлений на рис. 3. 10.

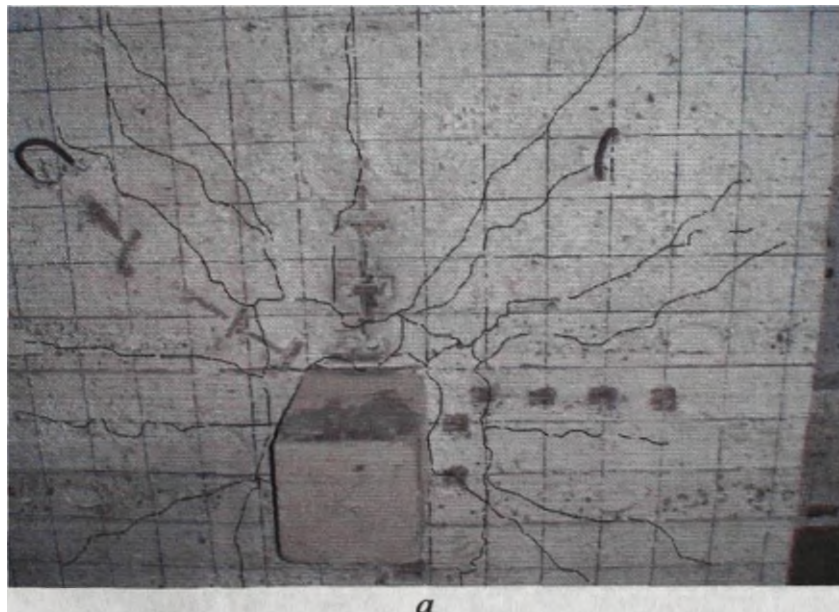


Рис. 3.11. Картини тріщиноутворення: а - стик Р-1

Аналіз графіка, поданого на рис. 3.10 показав, що в стику з капітелю у вигляді усіченої піраміди перша тріщина зафіксована при максимальному навантаженні (225 кН) у порівнянні з іншими експериментальними зразками. Це

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						68
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

пояснюється тим, що форма капітелі дозволяє більш рівномірно розподілити напруги у місці сполучення плити з капітеллю. Найменша ширина розкриття тріщин (0,26 мм) при навантаженні 400 кН спостерігається в стику з капітеллю у вигляді циліндра, що говорить про більшу жорсткість стику після утворення тріщин [6, 7, 10, 11, 23].

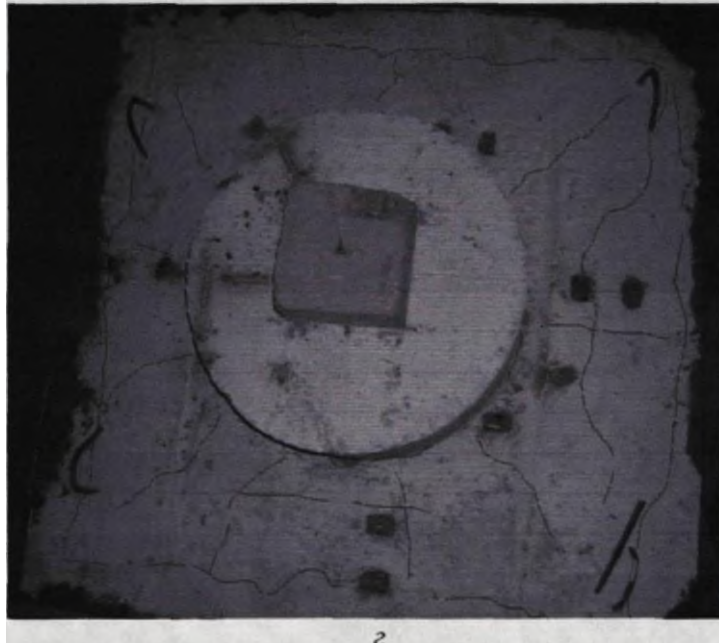
					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						69
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		



б



в



г

Рис. 3.12. Картини тріщиноутворення: б - стик Р-2, в - стик Р-3; г - стик Р-4

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		70

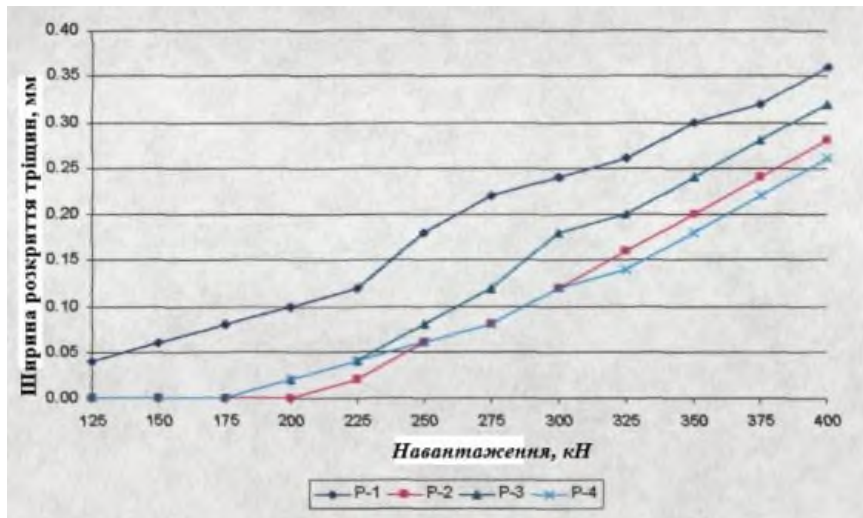


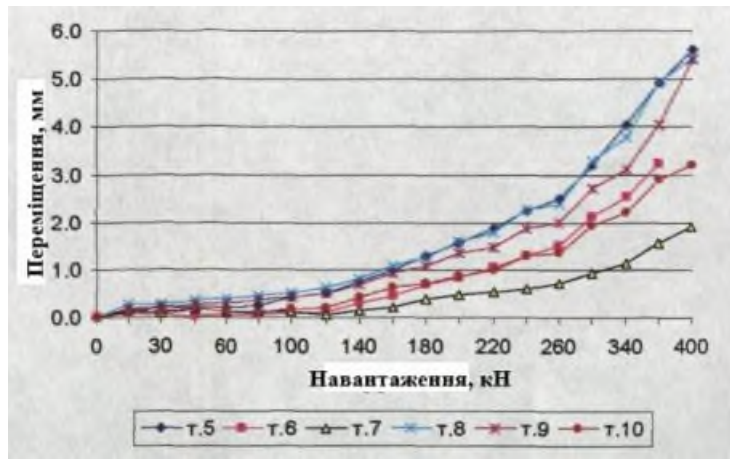
Рис.3.13. Графік динаміки ширини розкриття тріщин на верхній поверхні плити експериментальних зразків.

Результати експериментів підтвердили, що застосування капітелі на плиті перекриття збільшує тріщиностійкість стику плити з колоною.

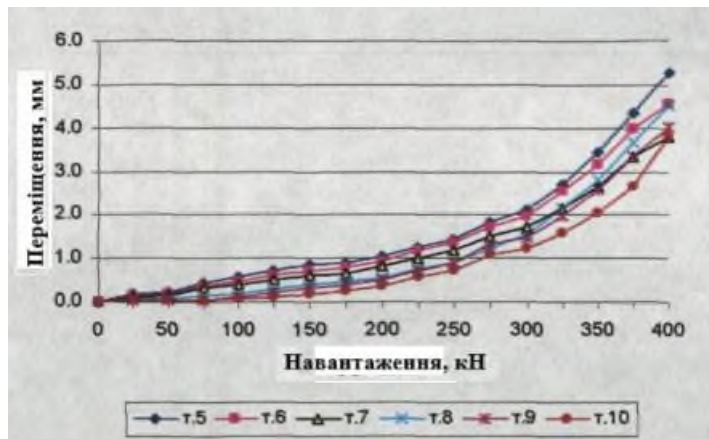
3.4.2. Аналіз вертикальних деформацій стиків

Прогини плити вимірювалися у 6 точках, розташованих згідно з рис.3.6, а. У кутах плит було розміщено додаткові індикатори для вимірювання деформацій експериментальної установки.

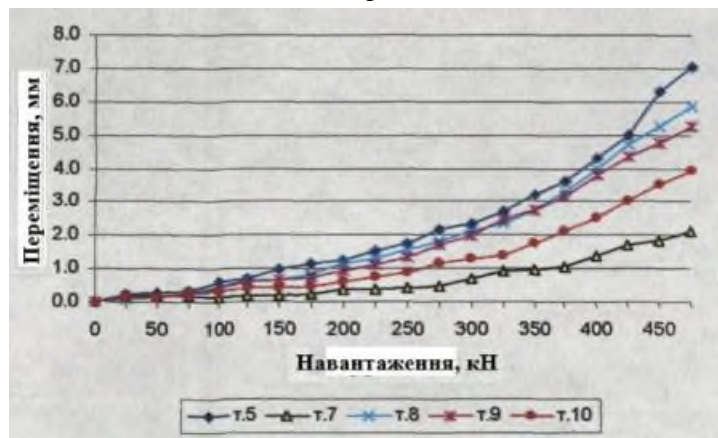
На рис. 3.11 наведено графіки експериментальних переміщень у місцях розташування індикаторів. На рис. 3.12 наведено графіки порівняння експериментальних переміщень т. 5, розташованої на відстані 50 мм від грані колони, а також графіки прогинів плит по горизонтальному та діагональному перерізу при навантаженні 400 кН.



а



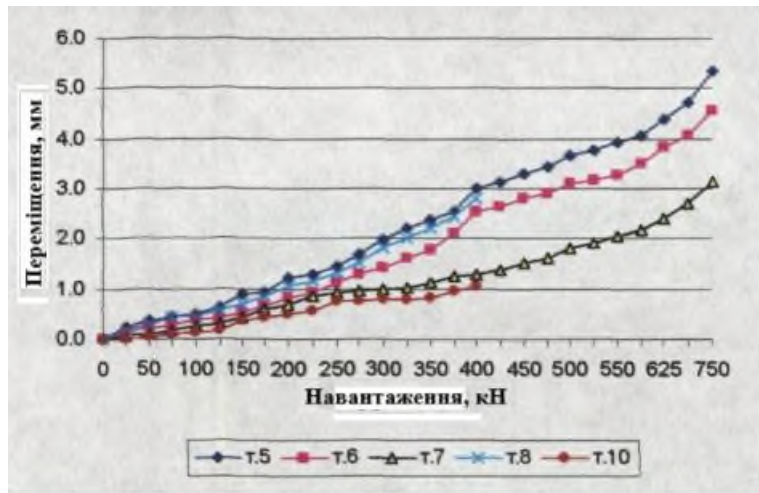
б



в

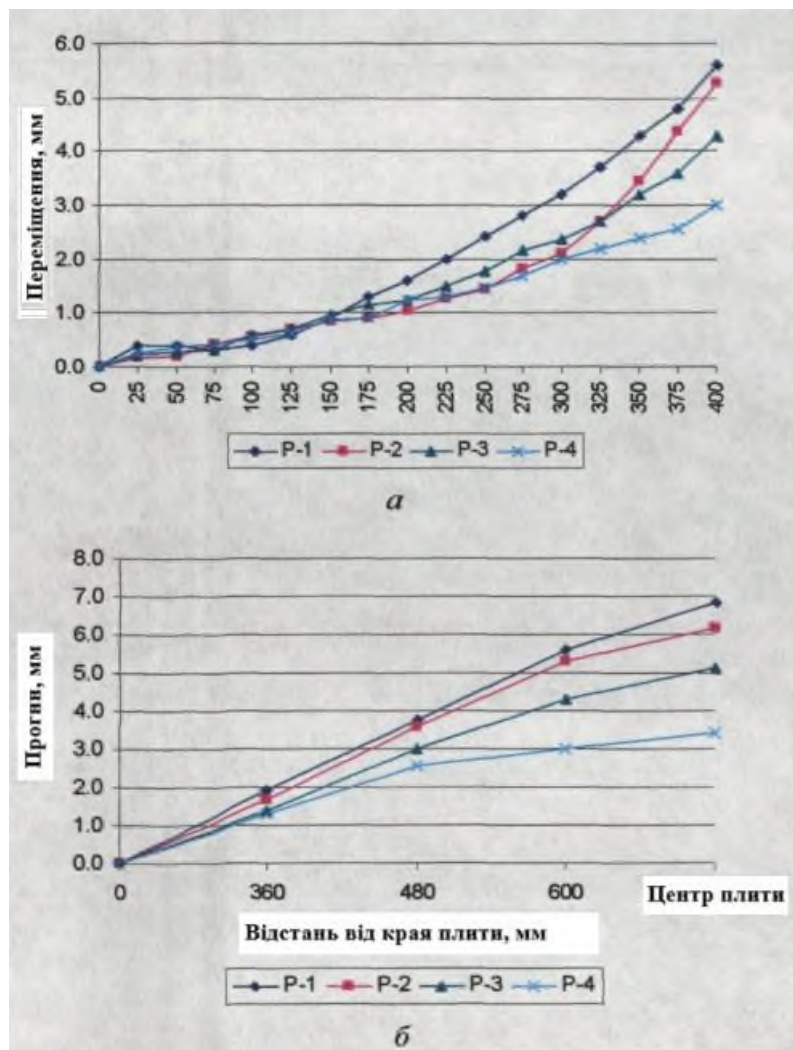
Рис. 3. 14. Графіки прогинів у місцях встановлення індикаторів: а - стик Р-1; б - стик Р-2; в - стик Р-3

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		72



Г

Рис. 3.15. Графіки прогинів у місцях встановлення індикаторів: г стик Р-4



а

б

Рис. 3.16. Графіки: а - переміщень т. 5; б - прогинів по горизонтальному перерізу плити при навантаженні 400 кН

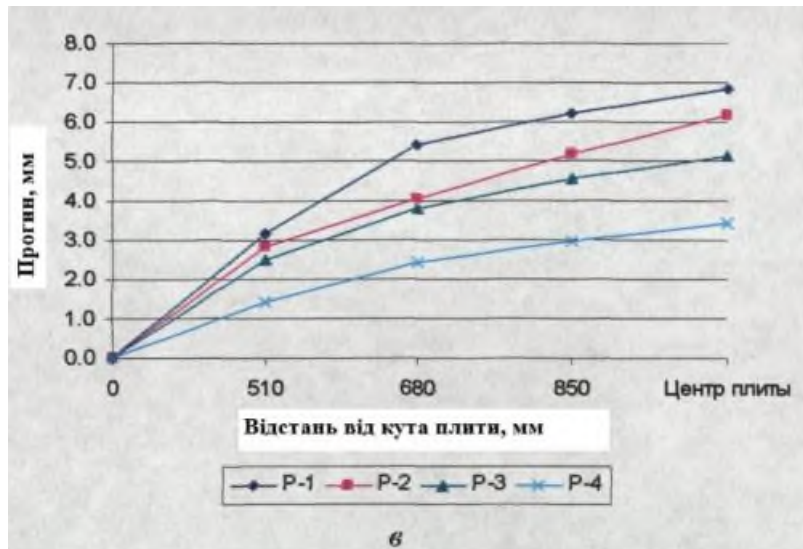


Рис. 3. 17. Графіки: в - прогинів по діагональному перерізу плити при навантаженні 400 кН

Аналіз графіків, поданих на рис. 3.11 та 3.12 показав, що найбільші прогини плити спостерігаються в центрі плити.

Аналіз графіків, поданих на рис. 3.12 показав, що наявність капітелі істотно знижує прогин плити. Причому найменший прогин серед стиків з капітелю спостерігається у стику з капітелю у вигляді циліндра, а у стику з капітелю у формі зрізаної піраміди прогин найбільший. При навантаженні 400 кН прогин безкапітельного стику становив 5,6 мм, прогин стику з капітелю у вигляді усіченої піраміди - 5,3 мм, прогин стику з капітелю у вигляді паралелепіпеда - 4,3 мм, прогин стику з капітелю у вигляді циліндра 3,0 мм. Таким чином, жорсткість стику підвищується на 5-46% залежно від виду капітелі.

На етапах навантаження до утворення тріщин прогини в стиках з капітелями трохи відрізняються один від одного. Після утворення тріщин різниця стає помітнішою. Це з тим, що з утворенням тріщин відбувається зменшення жорсткості стику. Так як стик з капітелю у формі циліндра має найбільшу тріщиностійкість, то при утворенні тріщин він краще зберігає свої жорсткі характеристики. Тому стик з капітелю у формі циліндра має найменші прогини на останніх етапах завантаження.

Прогини експериментальні на 15 - 20 % більші за чисельні, отримані за допомогою ПК «Lira».

3.4.3. Напружено-деформований стан арматури експериментальних зразків

Деформації арматури вимірювалися за допомогою тензорезисторів, встановлених згідно зі схемою, зображеною на рис. 3.7.

Графіки напруги в арматурі дослідних зразків у місцях установки тензорезисторів представлені на рис. 3.13. На рис. 3.14 представлені графіки порівняння напруги в поздовжній арматурі, отриманих в результаті експериментальних та числових досліджень.

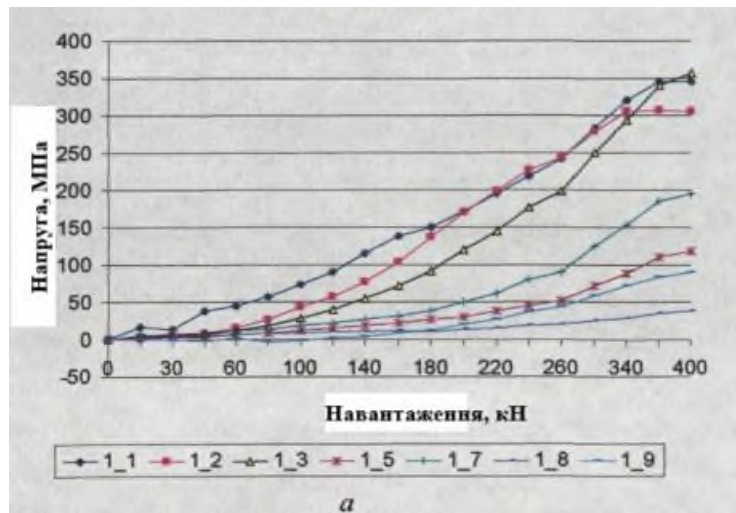
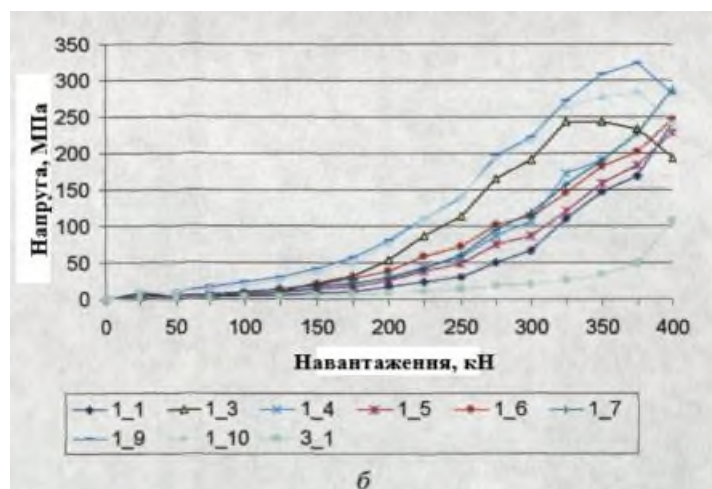


Рис.3.18. Графіки напруг в арматурі дослідних зразків у місцях встановлення тензорезисторів: а - стик Р-1



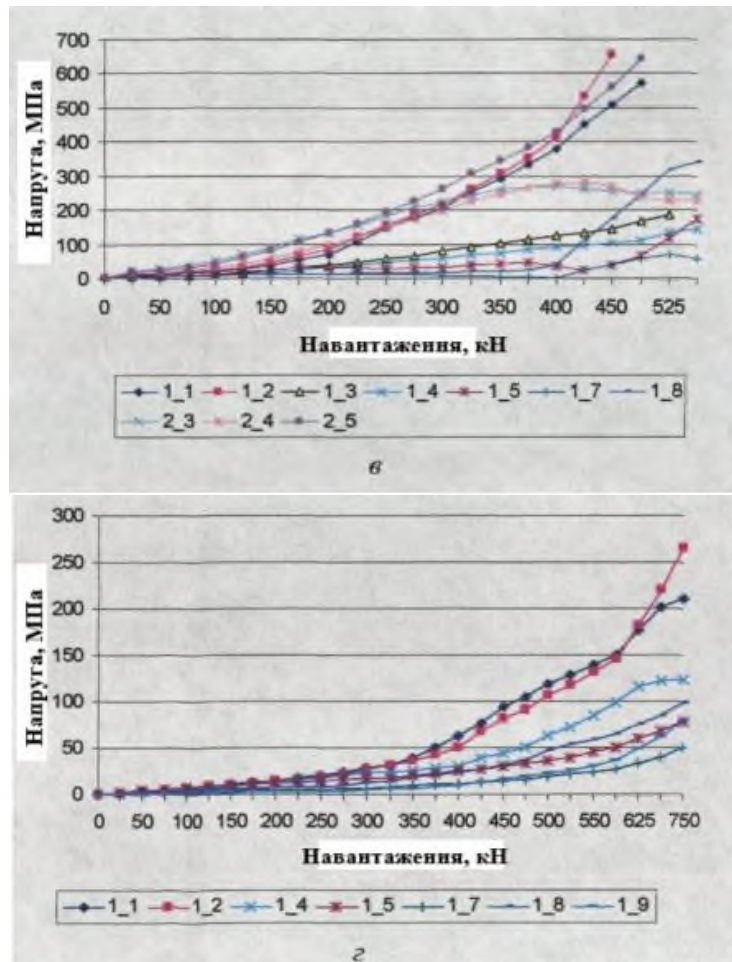


Рис.3.19. Графіки напруг в арматурі дослідних зразків у місцях встановлення тензорезисторів: б - стик Р-2; в - стик Р-3; г - стик Р-4

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		76

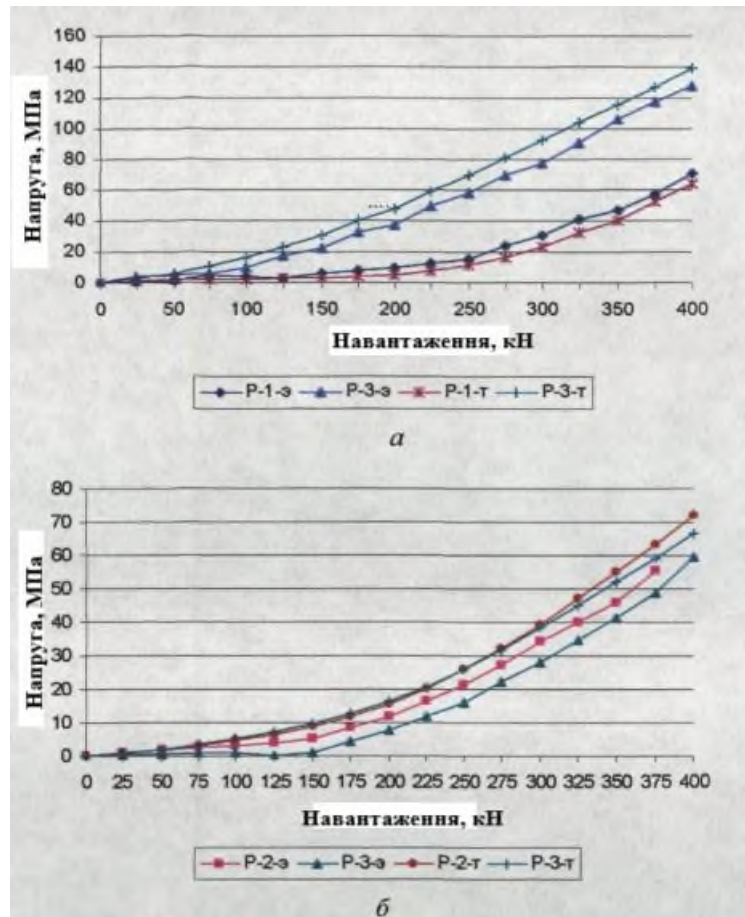


Рис.3.20. Графіки порівняння напруги в поздовжній арматурі зразків, отриманих в результаті експериментальних і числових досліджень: а - поздовжня арматура, перпендикулярна грані колони; б - поздовжня арматура, паралельна грані колони

Аналіз графіків, поданих на рис. 3.13, показав, що в стику Р-1 напруги в поздовжній арматурі, розташованої паралельно грані колони, в 2 рази більше напруг у поздовжній арматурі, розташованої перпендикулярно грані колони. Показання по тензорезисторам знімалися до навантаження 400 кН, при цьому максимальні значення напруги були зафіксовані в поздовжній арматурі, розташованої паралельно грані колони, і мали значення 350 МПа.

У стику Р-2 напруги в поздовжній арматурі однакові незалежно від напрямку. Максимальна напруга в поздовжній арматурі при навантаженні 400 кН на 10% менше, ніж у стику Р-1. Максимальна напруга в похилій арматурі так само, як і в поздовжній, дорівнювала 320 МПа.

У стику Р-3 так само, як і в стику Р-2, напруги в поздовжній арматурі однакові незалежно від напрямку. Напруги в поздовжній арматурі в стику Р-3 можна порівняти з напругами в поздовжній арматурі в стику Р-1 і при руйнівному навантаженні досягають межі текучості. У похилій арматурі, розташованій у кутку капітелі, була досягнута межа текучості.

У стику Р-4 у поздовжній арматурі, розташованій паралельно грані колони, напруги на 30 - 40% більше, ніж у поздовжній арматурі, розташованій перпендикулярно грані колони. Напруги в поздовжній арматурі не досягають граничних значень навіть при руйнівному навантаженні. При навантаженні 400 кН максимальна напруга в поздовжній арматурі досягає значень 62 МПа.

Аналіз графіків, поданих на рис. 3.14 показав, що розбіжність у значеннях напруг, отриманих в результаті експериментальних та числових досліджень, становить не більше 20%.

3.4.4. Напружено-деформований стан бетону верхньої поверхні плит експериментальних зразків

Деформації верхньої поверхні експериментальних зразків стиків вимірювалися за допомогою тензорезисторів, які були встановлені згідно зі схемою, зображеною на рис. 3.7. Графіки деформацій верхньої поверхні дослідних зразків у місцях встановлення тензорезисторів представлені на рис.3.15. Графіки порівняння числових та експериментальних даних представлені на рис. 3.16.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						78
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

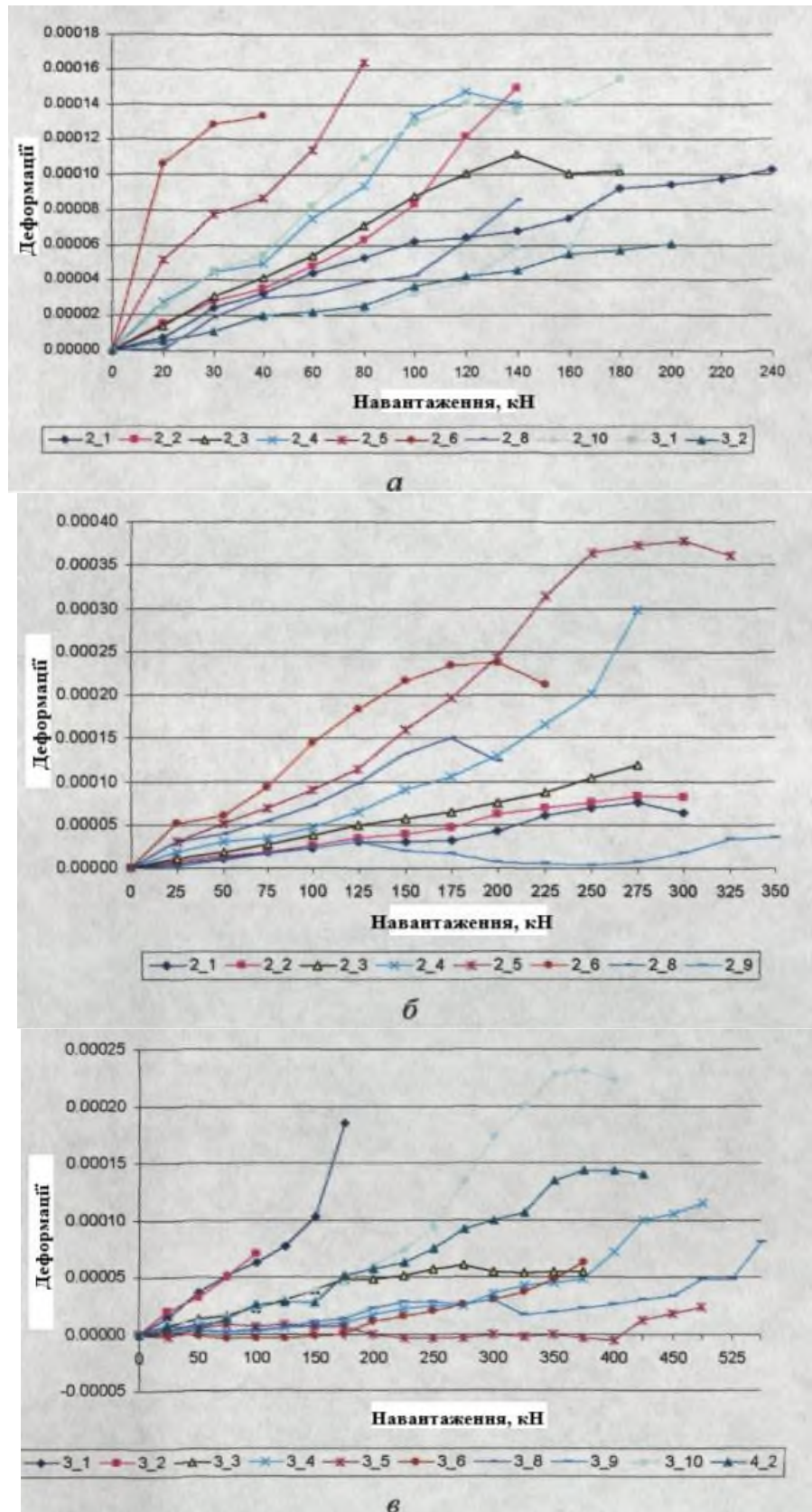


Рис.3.21. Графіки деформацій бетону верхньої поверхні стиків дослідних зразків у місцях установки тензорезисторів: а - стик Р-1; б - стик Р-2; в – стик Р-3

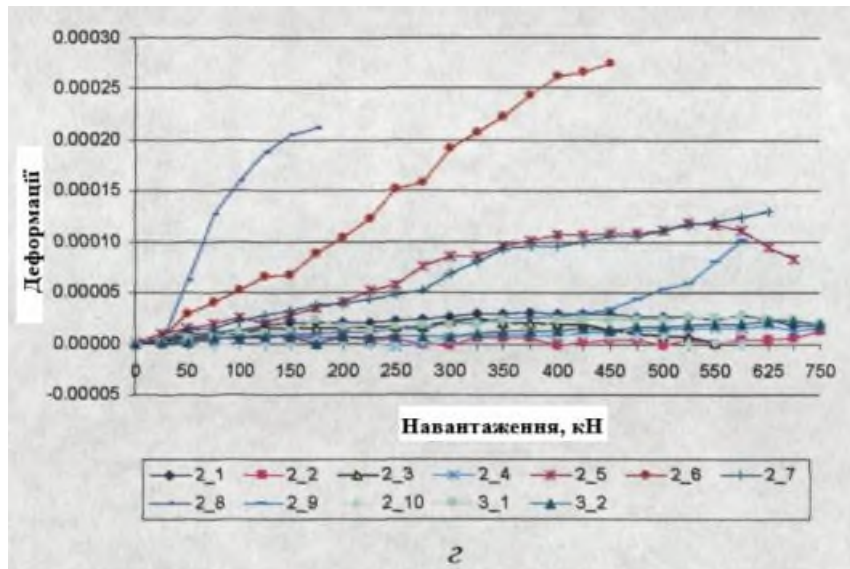


Рис.3.22. Графіки деформацій бетону верхньої поверхні стиків дослідних зразків у місцях установки тензорезисторів: г-стик Р-4

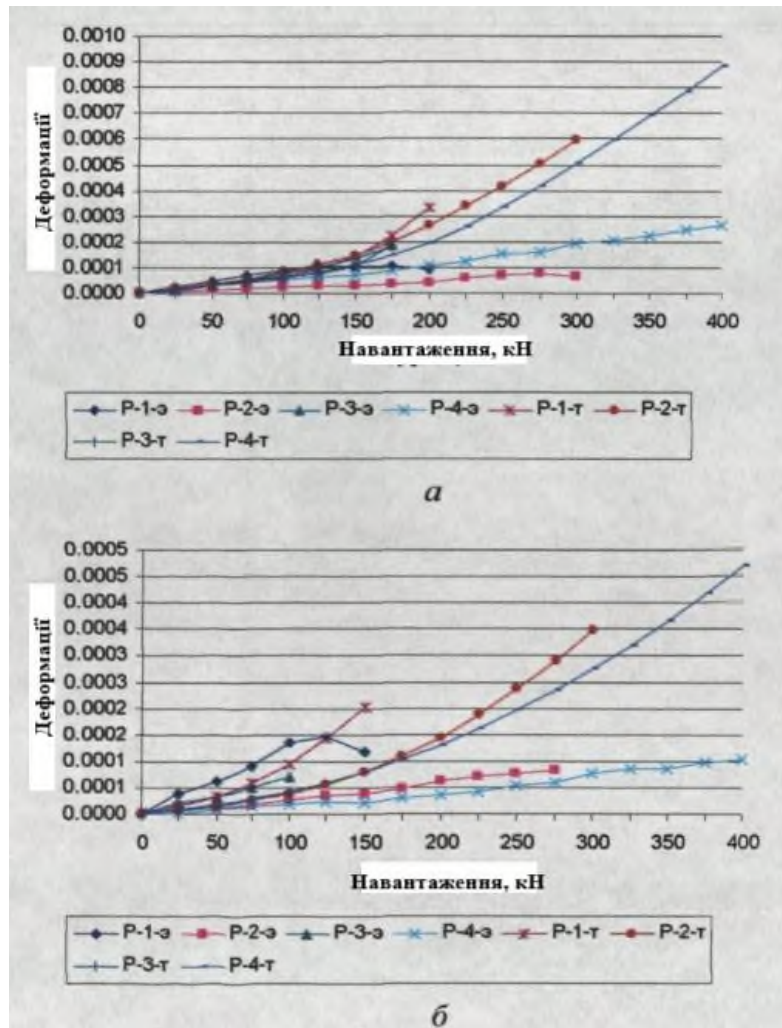


Рис.3.23. Графіки порівняння числових та експериментальних деформацій бетону верхньої поверхні стику: а - радіальний напрямок; б - тангенціальний напрямок

Аналіз графіків, поданих на рис. 3.15, показав, що в безкапітельному стику деформації бетону верхньої поверхні плити в тангенціальному напрямку на 20 - 30% більше, ніж деформації в радіальному напрямку. Деформації бетону плити біля грані колони на 20-40 % більше, ніж деформації бетону біля кута колони. У зв'язку з цим першими з'являються радіальні тріщини, які йдуть від грані колони, а згодом тангенціальні.

У стику Р-2 деформації, а відповідно і напруги, тангенціального спрямування більше на 20-35%, ніж деформації радіального спрямування. Деформації в капітелі більше, ніж у плиті перекриття у 1,5 - 2 рази. Це говорить про те, що слід приділити особливу увагу армуванню капітелі у вигляді усіченої піраміди. Зокрема, поздовжні стрижні, що з'єднують похилу арматуру в зоні розташування бічних граней капітелі і сприймають розтягуючі тангенціальні зусилля капітелі, необхідно виконувати замкнутими по контуру. Той факт, що при експерименті тріщини в плиті утворилися раніше, ніж у капітелі, говорить про досить хороше армування капітелі.

У стику Р-3 деформації в плиті перекриття однакові в усіх напрямках. Деформації в капітелі вдвічі менше, ніж деформації в плиті перекриття. Деформації бетону бічної поверхні капітелі в горизонтальному та вертикальному напрямку досягають граничних значень на розтягування ($S_{br2} = 0,00015$) тільки на останніх етапах завантаження, при навантаженні, що дорівнює 450 - 500 кН, що підтверджує характер утворення тріщин. Причому ці деформації на 20 - 40% більше на грані капітелі, ніж у куті. На верхній поверхні капітелі деформації в тангенціальному напрямку близькі до нульових значень, а деформації в радіальному напрямку досягають граничних значень лише при навантаженні понад 500 кН.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		81

У стику Р-4 деформації в плиті в 2 рази більше, ніж деформації в капітелі. Причому деформації у радіальному напрямку на 10 - 30 % більше, ніж деформації у тангенціальному напрямку. Саме з цієї причини тангенціальні тріщини утворюються раніше, ніж радіальні. Деформації в капітелі не досягають граничних значень бетону на розтяг навіть при руйнівному навантаженні, що підтверджує відсутність будь-яких видимих тріщин на капітелі.

Деформації верхньої поверхні плити в дослідних зразках у безкапітельному стику досягають граничних значень при навантаженні 80 - 100 кН, у той час як у стиках, що мають капітель, при навантаженні 180 - 220 кН, що підтверджує утворення тріщин при відповідних навантаженнях.

З графіків, поданих на рис. 3.16 видно, що експериментальні та числові деформації збігаються до моменту початку утворення тріщин, при цьому різниця становить не більше 20%. Крім того, числові дослідження підтверджують і характер розподілу напруг по верхній поверхні плити.

3.4.5. Напружено-деформований стан бетону нижньої поверхні плит експериментальних зразків

Деформації бетону нижньої поверхні стиків вимірювалися за допомогою тензорезисторів, розміщених згідно зі схемою, зображеною на рис. 3.6,6. Графіки деформацій бетону нижньої поверхні стиків представлені на рис. 3.17, але в рис. 3.18 – графіки порівняння числових та експериментальних досліджень деформацій бетону нижньої поверхні плити.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						82
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

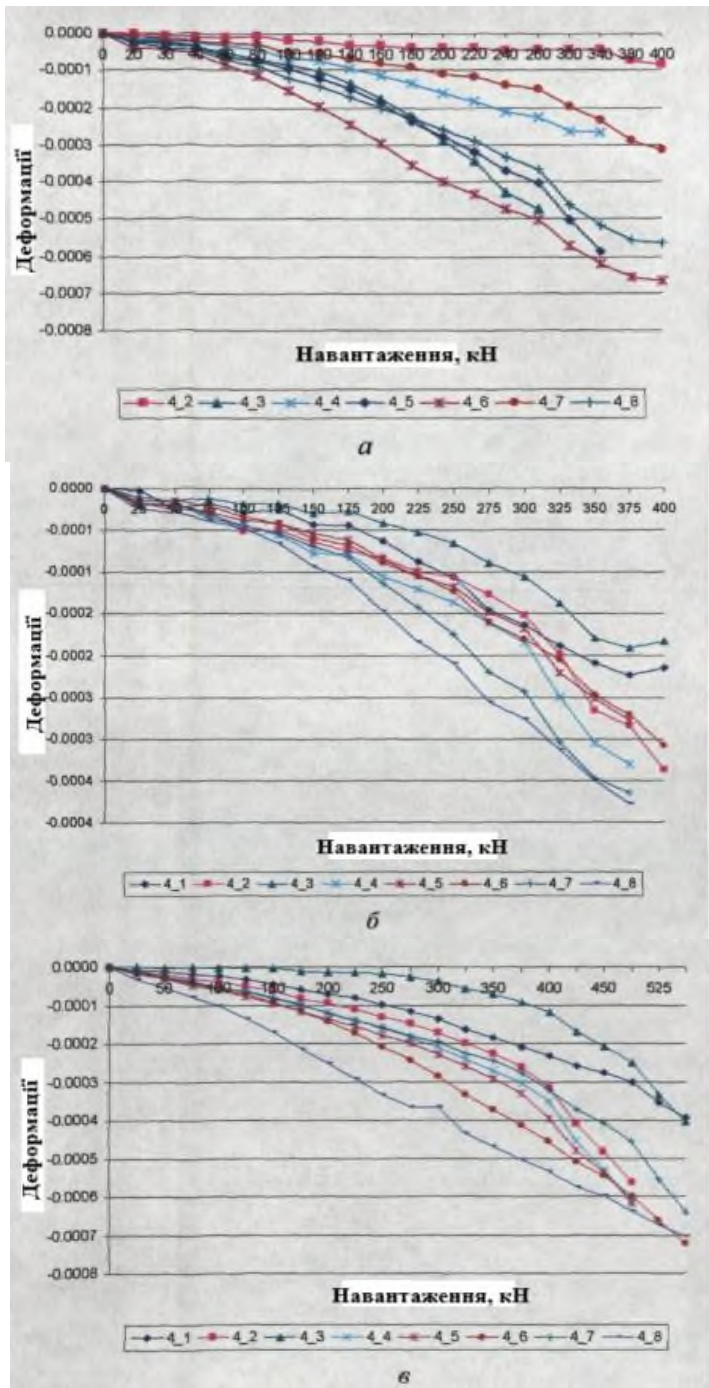


Рис.3.24. Графіки деформацій бетону нижньої поверхні стиків: а - стик Р-1; б - стик Р-2; в - стик Р-3

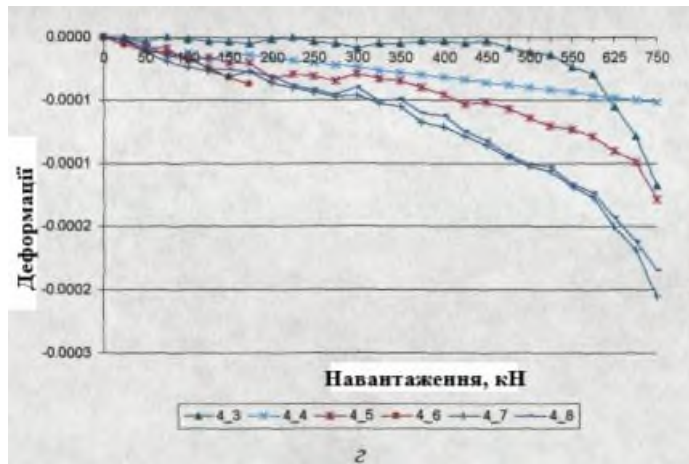


Рис.3.25. Графіки деформацій бетону нижньої поверхні стиків: г - стик Р-4

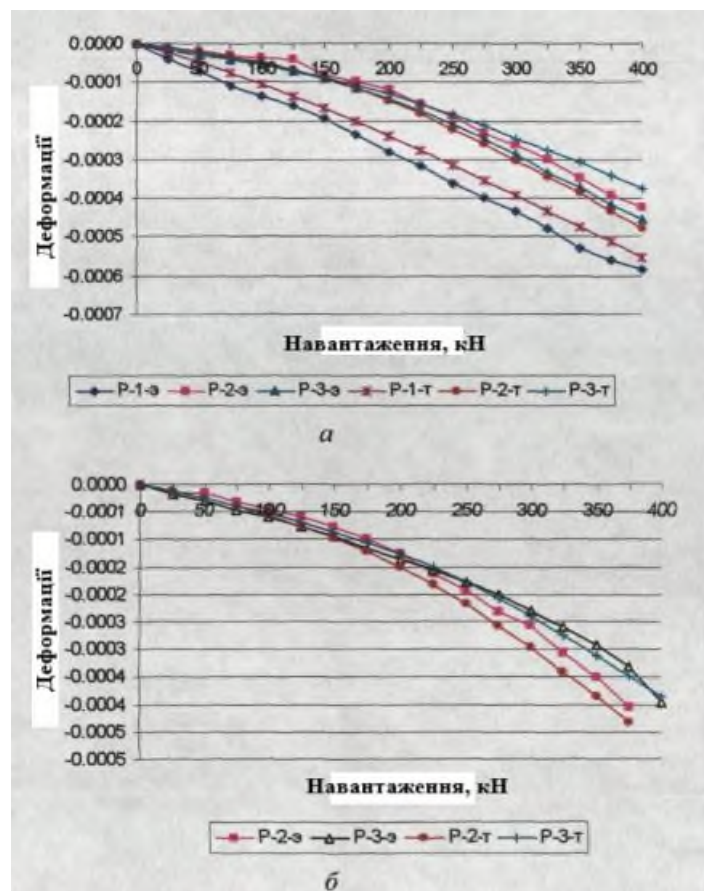


Рис.3.26. Графіки порівняння числових та експериментальних деформацій бетону нижньої поверхні стику: а - радіальний напрямок; б - тангенціальний напрямок

Аналіз графіків, поданих на рис. 3.17 показав, що у всіх зразках деформації бетону нижньої поверхні плити у місцях встановлення тензорезисторів не досягли граничних значень рівних 0,0035. У всіх

експериментальних зразках деформації бетону нижньої поверхні плити біля грані колони на 20 - 40 % більше, ніж деформації біля кута колони. Максимальні деформації стиснення нижньої поверхні плити спостерігаються в безкапітельному стику біля колони і дорівнюють 0,00067. У стиках з капітелю зона максимальних деформацій знаходиться на рівні краю капітелі, при цьому значення максимальних відносних деформацій становлять 0,0002-0,00072 залежно від виду капітелі.

У стику Р-1 деформації стискування у радіальному напрямі на 15-25% більше, ніж у тангенціальному. У стику Р-2 деформації стиснення однакові незалежно від напрямку. При цьому деформації зменшуються в 3 рази в порівнянні зі стиком Р-1. У стику Р-3 так само, як і в стику Р-1, деформації стиснення в радіальному напрямку більше, ніж у тангенціальному, але різниця становить 20 - 30%. Максимальні значення деформацій у стику Р-3 менше 2 разу, ніж у стику Р-1. У стику Р-4 так само, як і в стику Р-2, деформації стиснення бетону однакові у всіх напрямках.

З графіків, поданих на рис. 3.18, видно, що експериментальні та числові деформації збігаються, різниця значень становить 10-20 %. Числові дослідження підтверджують характер розподілу напруг по нижній поверхні плити.

3.4.6. Руйнівне навантаження та характер руйнування

Всі дослідні зразки були доведені до руйнування- руйнівне навантаження фіксували по манометру насосної станції.

Руйнування експериментальних зразків походило від продавлювання, що підтверджується наявністю похилих тріщин. Руйнування дослідних зразків Р-1, Р-2, Р-3 та Р-4 сталося при навантаженні 500 кН, 600 кН, 690 кН та 760 кН відповідно. Схеми руйнування експериментальних зразків представлені рис. 3.19.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						85
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

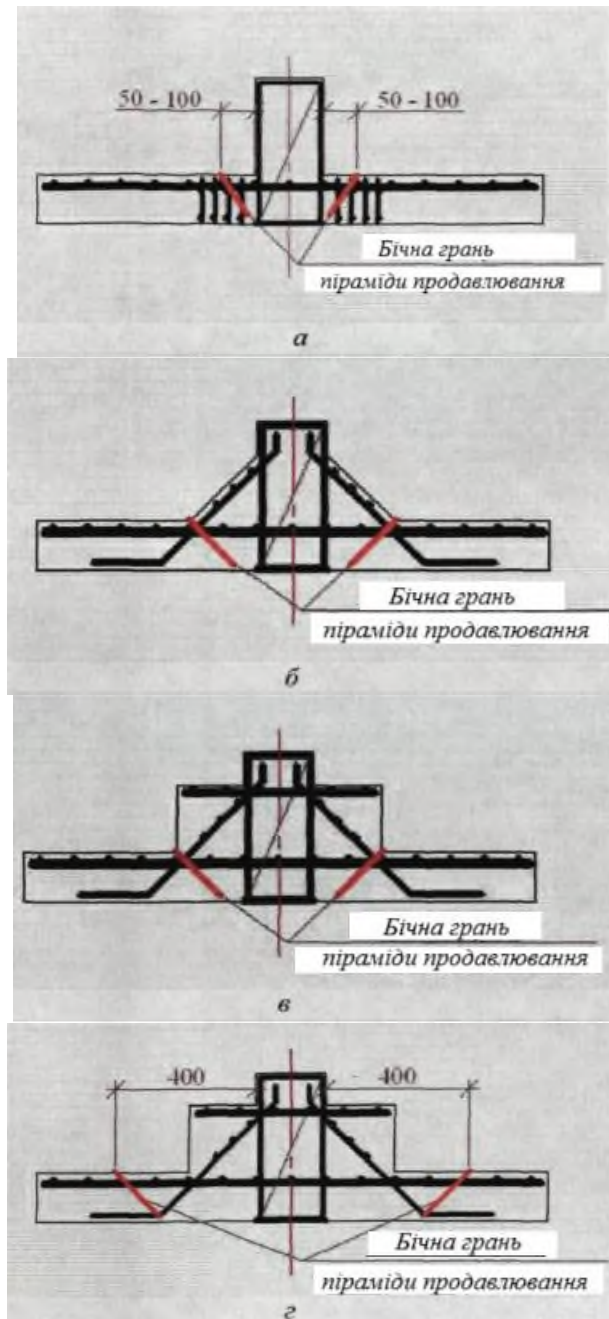


Рис.3.27. Схеми руйнування експериментальних зразків: а - стик Р-1; б - стик Р-2; в - стик Р-3; г - стик Р-4

У стику Р-1 похила тріщина піраміди продавлювання утворилася стандартним чином на відстані 5 - 10 см від грані колони. Тільки кут нахилу тріщини не 45° до горизонталі, а більший (рис. 3.19. а). Така картина руйнування спостерігається у елементів, армованих вертикальною поперечною арматурою [20].

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		86

У стиках Р-2 та Р-3 похила тріщина піраміди продавлювання перетинає похилу арматуру і йде від місця сполучення плити з капітель до низу плити (рис.3.19, б, в).

У стику Р-4 похильна тріщина починається на верхній поверхні плити на відстані 400 мм від грані колони і закінчується в зоні початку відгинів похилої арматури (рис. 19, г).

В експериментальних зразках Р-1, Р-2 та Р-3 сталося руйнування стисненого бетону біля штампу. Ширина зруйнованої зони становить 10-20 мм, а глибина 5-10 мм. У стику Р-4 подрібнення нижньої поверхні плити не відбулося.

Гістограма порівняння числової, отриманої в результаті розрахунку за ПК «Lira», теоретичної, отриманої в результаті розрахунку за СП 52-101-2003, та експериментального навантаження з продавлювання представлена на рис. 3.20.

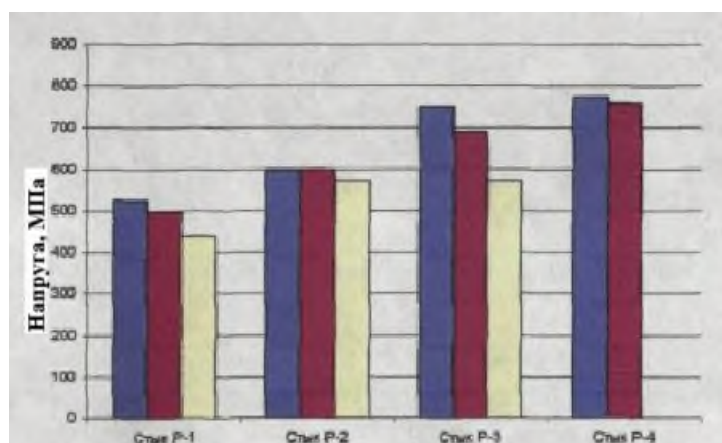


Рис.3.28. Гістограма порівняння руйнівних навантажень

З гістограми представленої на рис. 3.20 видно, що в стику Р-1 теоретичне руйнівне навантаження, отримане в результаті менше, ніж експериментальне на 12%. У стику Р-2 теоретичне навантаження, отримане в результаті розрахунку за методикою, менше за експериментальне на 5%, у стику Р-3 - на 17%. Руйнівне навантаження, визначене за ПК у стиках Р-1, Р-3 та Р-4 перевищує експериментальне навантаження на 3-8%. У стику Р-2 руйнівне навантаження, отримане за ПК «Lira», дорівнює навантаженню, отриманому

експериментально. Ці дані свідчать, що методика розрахунку плит з продавлювання є цілком прийнятною для визначення несучої здатності капітельних стиків. ПК «Lira» дозволяє досить точно розрахувати здатність стикових з'єднань на продавлювання.

3.5. Висновки

1. Застосування капітелей призводить до підвищення жорсткості та тріщиностійкості стикових з'єднань перекриттів з колонами. Причому найбільшу жорсткість має стик з капітелю у формі циліндра. Прогини плит з капітелями до 46 % менші за прогини плити безкапітельного стику.

2. Застосування капітельних стиків колон з перекриттями призводить до зниження напруги в арматурі плити на 10 – 20%. Деформації в бетоні знижуються в 2 рази. Підвищується несуча здатність стику на продавлювання на 20 - 50 %.

3. ПК «Lira» дозволяє досить точно визначити напружено деформований стан і несучу здатність стикового з'єднання плити перекриття з колоною.

4. Несуча здатність стику на продавлювання, визначена згідно з діючими нормами, виявилася на 10 - 20% нижче порівняно з експериментальними даними.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		88

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для досягнення поставленої мети в магістерській роботі було вирішено такі завдання:

- огляд конструктивних рішень безригельних каркасів;
- розробка нових типів капітельних стикових з'єднань колон з перекриттями;
- досліджено напружено-деформований стану стиків з урахуванням їх конструктивних особливостей та нелінійного закону деформування бетону та арматури;
- чисельно дослідити вплив пропонованих стикових з'єднань на роботу перекриття та будівлі загалом;
- розробити рекомендації щодо розрахунку запропонованих конструкцій стиків;
- дати оцінку техніко-економічної ефективності запропонованих стикових з'єднань.

1. Наявність армованої капітелі призводить до підвищення тріщиностійкості та зменшення прогинів перекриття на 14-22 %.

2. Застосування капітелі призводить до зниження головної напруги в опорних зонах перекриттів 1,5 рази.

3. Несуча здатність стиків з капітелями на продавлювання на 9-42% вище, ніж несуча здатність безкапітельного стику. На продавлювання найбільше впливає армування капітелі похилою арматурою, причому кількість арматури капітелі можна збільшити до певної межі.

4. Застосування капітелі призводить до зменшення згинальних моментів на опорах на 28 - 34% і в прольотах - на 7 - 11%, а також до зменшення кількості верхньої поздовжньої арматури на 29 - 36% і нижньої поздовжньої арматури - на 6 - 9%.

5. Застосування капітелі знижує горизонтальні деформації будівлі на 17-19%.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						89
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

GENERAL CONCLUSIONS ACCORDING TO RESEARCH RESULTS

To achieve the goal, the following tasks were solved in the master's thesis:

- review of structural solutions of beamless frames;
- development of new types of capital butt joints of columns with floors;
- studied the stress-strain state of joints, taking into account their structural features and the nonlinear law of deformation of concrete and reinforcement;
- numerically investigate the influence of the proposed butt joints on the operation of the floor and the building as a whole;
- develop recommendations for calculating the proposed joint structures;
- assess the technical and economic efficiency of the proposed butt joints.

1. The presence of a reinforced capital leads to an increase in crack resistance and a decrease in floor deflections by 14-22%.

2. The use of a capital leads to a decrease in the main stress in the bearing zones of the floors by 1.5 times.

Z. The bearing capacity of joints with capitals for punching is 9-42% higher than the bearing capacity of a joint without capitals. The reinforcement of the capital with inclined reinforcement has the greatest impact on punching, and the amount of capital reinforcement can be increased to a certain limit.

4. The use of capitals leads to a decrease in bending moments at supports by 28 - 34% and in spans - by 7 - 11%, as well as a decrease in the amount of upper longitudinal reinforcement by 29 - 36% and lower longitudinal reinforcement - by 6 - 9%.

5. The use of capitals reduces horizontal deformations of the building by 17-19%.

					<i>KMP 2319211 ПЗ</i>	Архив
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		90

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Балла Г.І. Допуски при ведені будівельно-монтажних робіт., Будівельник, 1968
2. Бойко І.П. Особливості взаємодії пильових 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 // Центральноукраїнський 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 2319211 ПЗ	Аркуш
						91
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

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 2319211 ПЗ</i>	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		92

- на вул. Шевченка, 97 у м. Чернігові: монографія / [Бугай В.Г., Дудко В.І., Іванишин В.А., Корзаченко М.М. та ін.]. – Чернігів: Чернігівський державний центр науки, інновацій та інформатизації, 2015. – 197 с.
21. Кодекс цивільного захисту України від 02.10.2012 № 5403-VI.
 22. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти. Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, та ін. – Дніпропетровськ: Пороги, 2014. – 232 с.
 23. Методичні вказівки до розробки економічної частини дипломного проекту та проектів організації будівництва для студентів спеціальності 7.092101 – «Промислове та цивільне будівництво» всіх форм власності / Укл.: І.В. Харченко, В.В. Яцун.– Кіровоград, КДТУ, 2001. – 29 с.
 24. Методичні вказівки до розробки кошторисної вартості будівельно-монтажних робіт для студентів спеціальності 7.092101 – «Промислове та цивільне будівництво» всіх форм власності / Укл.: І.В. Харченко, канд. екон. наук; В.В. Яцун канд. техн. наук.– Кіровоград, КДТУ, 2001. – 92 с.
 25. Методичні вказівки до виконання дипломного проекту за напрямком «Будівельні конструкції» для студентів спеціальності 7.092101 – «Промислове та цивільне будівництво» / Укл.: В.В.Яцун, В.А. Настоящий, О.В. Лізунков, М.В.Сторожук, С.О. Джирма – Кіровоград, КНТУ, 2004.
 26. Миценко І.М., Мезенцева О.М. Цивільна оборона: навчальний посібник. – Кіровоград: Кіровоградська районна друкарня, 2003.
 27. Русин В.И. Охрана труда в строительстве. Инженерные решения. — К: Будівельник, 1990.
 28. СНиП III-4-80 Техника безопасности в строительстве.
 29. Опір матеріалів. [Навч. посіб для машбуд. спец. ЗВО] /Г.С. Писаренко и др. Під ред. Г.С. Писаренко. – 5-е вид. перероб. и доп. К.: Вища шк., 1986
 30. Сахаров В.О. Моделювання взаємодії пального фундаменту з нелінійною основою в умовах прибудови: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Сахаров Володимир Олександрович. – К.: КНУБА, 2005. – 215 с

					<i>КМР 2319211 ПЗ</i>	Аркуш
						93
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

- 31.Фенко, О.Г., Фенко, Г.О., Крупченко, О.А. (2002). Вплив власних напружень і масштабного фактора на міцність матеріалів. Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво, 8, 55-58.
- 32.Пашинський В.А. Статистичний аналіз результатів геодезичних зйомок колій мостових кранів у виробничих будівлях / В.А. Пашинський, А.А. Тихий, М.В. Пашинський, С.Ф.Пічугін // Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture, 2020, no. 81, page 87-96.
33. О.В. Семко, А.В. Гасенко, О.Г. Фенко, В.В. Дарієнко. Раціональне використання несучої здатності сталевих профільованих листів незнімної опалубки сталезалізобетонних перекриттів // Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки. 2022. Вип. 5(36)_II. с. 153-161. Категорія Б. [http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5\(36\)_II/5\(36\)_II_2022.pdf](http://mapiea.kntu.kr.ua/pdf/5(36)_II/5(36)_II_2022.pdf)
34. Підлущкий В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багат шаровою основою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Підлущкий Василь Леонідович. – К.: КНУБА, 2013. – 230 с.
- 35.Поляновська О.Є. Дослідження несучої здатності згинальних залізобетонних елементів з частково обірваною в прольотах арматурою/О.Є. Поляновська//Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2014. – Випуск 29. – С.315-322
- 36.Харабет В.В Строительно-монтажные нормы-к; Вища школа., 1990
37. Черний Г.І. Будівництво нових споруд в умовах щільної міської забудови / Г.І. Черний // Будівництво України. – 2000. – №4. – С. 6 – 9.
- 38.Results of Numerical Modeling the Stress-Strain State of Damaged Reinforced Concrete Columns in the Middle Row of the Industrial Building",/ V. Dariienko, D. Artemenko, O. Lizunkov, O. Plotnikov// Materials Science Forum, Vol. 968, pp. 342-347, 2019, (Scopus) DOI: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.968.342>
39. Ashtul S.A. & Patil S.N. (2020). Review on Study of Space Frame Structure System. International Research Journal of Engineering and Technology, 7(4)

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						94
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

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 2319211 ПЗ</i>	Аркуш
						95
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

					KMP 2319216 ПЗ		Архив	
ЗМ.	Лусм	№ докym	Підпис	Дата				96

Додаток А

ЗАХОДИ З ОХОРОНИ ПРАЦІ ПРИ МОНТАЖІ МОНОЛІТНОГО БЕЗБАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Б.1. Організація праці при виконанні монтажних робіт

1. Під час монтажу будівельних конструкцій, виробів, трубопроводів і обладнання (далі - виконання монтажних робіт) необхідно передбачати заходи із запобігання негативному впливу на працівників таких небезпечних і шкідливих виробничих факторів:

- розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більше;
- машини, що рухаються, їх робочі органи; переміщення конструкцій, матеріалів;
- обвалення елементів конструкцій будівель і споруд;
- падіння матеріалів, інструменту;
- виконання робіт у зоні поблизу повітряних ліній електропередачі;
- піднімання вантажів, вага яких перевищує вантажопідйомність механізмів;
- недостатня жорсткість конструкції, яка може призвести до її руйнування під час монтажу;
- перекидання машин, падіння їх частин;
- недостатня освітленість робочого місця;
- підвищена напруга в електричному колі, замикання якого може відбутися через тіло людини.

2. За наявності небезпечних і шкідливих виробничих факторів, зазначених вище, безпека монтажних робіт повинна бути забезпечена відповідно до цих норм, рішень проектно-технічної документації (ПОБ, ПВР тощо), зазначених заходів безпеки праці:

- точного визначення місця встановлення крана із зазначенням його марки, позначенням небезпечних зон під час його роботи;
- зазначення ваги вантажу, що піднімається;

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						97
Зм.	Лист	№ докум	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

					<i>КМР 2319211 ПЗ</i>	Аркуш
						98
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 поліспаств 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 2319211 ПЗ	Аркуш
						99
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 2319211 ПЗ	Аркуш
						100
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Заборонено одночасно проводити монтажні роботи на одній захватці по вертикалі з іншими роботами в нижніх поверхах при висоті будівлі не менше п'яти поверхів. Поєднувати ці роботи можна тільки у виняткових випадках.

Монтажники повинні перебувати позаду монтуємої конструкції, з протилежного боку її подачі. Складальні операції на висоті здійснюють зі спеціальних помостів або колісок. Монтажники-верхолази повинні мати спеціальний одяг, неслизьке взуття і запобіжні пояси. Для переходу від однієї конструкції до іншої повинні бути передбачені сходи, перехідні містки і трапи.

Майданчик, на якій виконують монтаж, є небезпечною зоною, і перебувати на ній заборонено. Кордон небезпечної зони це коло радіусом рівним вильоту стріли гака крана, плюс 7-10 м від контуру вантажу, що піднімається (на відстань 7 м може відлетіти вантаж при підйомі його на висоту до 20 м і 10 м - при підйомі на висоту до 100 м). Керувати підйомом конструкцій повинен тільки один чоловік - бригадир монтажної бригади або ланковий. Команду "Стоп!" може подати кожен робітник, який помітив небезпеку.

Б.3. Розрахунок заземлення баштового крана

Мета: Запроектувати заземлення баштового крана марки КБ-573.

Захисне заземлення – це умисне з'єднання із землею або з її еквівалентом металевих, не струмоведучих частин, що знаходяться під напругою. Захисне заземлення електроустановок слід виконувати при номінальній напрузі змінного струму 380 В і вище або напрузі постійного струму 440 В і вище. У приміщеннях з підвищеною небезпекою і особливо небезпечних заземлення обов'язкове при напрузі від 42 до 380 В змінного і від 110 до 440 В постійного струму.

Заземлюючий пристрій складається із заземлювачів і заземлюваних провідників. Заземлювачем називається провідник або сукупність металевих з'єднань провідників, що знаходяться у безпосередньому зіткненні із землею. Для заземлення не можна використати місткості і трубопроводи, зміст вибухо- та пожежонебезпечні рідини і газу.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						101
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Спеціальні заземлюючі провідники прокладають по конструкціях будівель відкрито, в легко доступних для огляду місцях. Такі провідники повинні мати відмітне забарвлення: по зеленому фону жовті смуги. До устаткування заземлюючі провідники приєднують зварюванням або болтами, а до заземлювача (під землею) - тільки зварюванням.

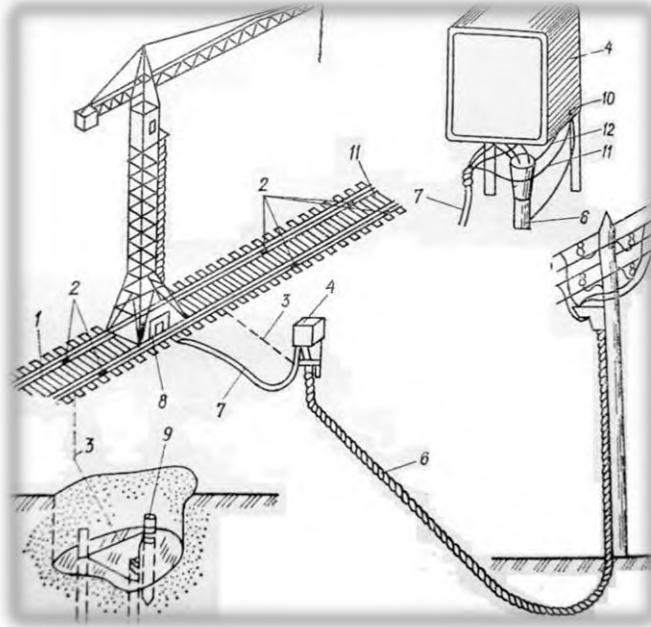


Рис. Б.1 Схема заземлення баштового крана

Влаштування заземлення на будівельному майданчику.

Вихідні дані:

- напруга живлення електродвигуна 380 В;
- питомий опір ґрунту для суглинок – $\rho_{\text{гр}} = 100 \text{ Ом} \cdot \text{м}$;
- вертикальні електроди зі сталевих труб діаметром – $d=75 \text{ мм}$ та довжиною $l = 3,6 \text{ м}$;
- горизонтальна з'єднувальна стальна полоса шириною – $b = 60 \text{ мм}$;
- заглиблення полоси зв'язку – $t_0 = 600 \text{ мм}$;
- кліматична зона – II;
- розміщення електродів – по контуру;

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		102

– співвідношення між відстанню між електродами та їх довжиною дорівнює $-\frac{a}{l} = 3$;

– інших заземлень при розрахунку не враховувати;

– допустимий опір заземленого пристрою - $R_d = 4$ Ом.

1. Визначаємо перехідне між вертикальними елементами та землею:

$$\rho_B = \rho_{Гр} \cdot k_c^B (k_c^B = 1,6)$$

$$\rho_B = 100 \cdot 1,6 = 160 \text{ (Ом} \cdot \text{м)}$$

2. Визначаємо опір вертикальних електродів:

$$R_B = 0,366 \cdot \frac{\rho_B}{l} \cdot \left(\lg \frac{2l}{d} + 0,5 \lg \left(\frac{4 \cdot S + l}{4 \cdot S - l} \right) \right)$$

$$S = t_0 + 0,5l = 0,6 + 0,5 \cdot 3,6 = 2,4 \text{ (м)}$$

$$R_B = 0,366 \cdot \frac{160}{3,6} \cdot \left(\lg \frac{2 \cdot 3,6}{0,075} + 0,5 \lg \left(\frac{4 \cdot 2,4 + 3,6}{4 \cdot 2,4 - 3,6} \right) \right) = 80,54 \text{ (Ом)}$$

3. Визначаємо приблизну кількість електродів, приймаючи $\eta_B = 1$:

$$n_0 = \frac{R_B}{\eta_B \cdot R_d} = \frac{80,54}{1 \cdot 4} = 20,135 \text{ шт}$$

За таблицею значень η_B для $n=20,135$ приймаємо $\eta_B = 0,710$:

$$n_1 = \frac{R_B}{\eta_B \cdot R_d} = \frac{80,54}{0,710 \cdot 4} = 28,359 \text{ шт}$$

За таблицею значень η_B для $n=28,359$ приймаємо $\eta_B = 0,689$:

$$n_2 = \frac{R_B}{\eta_B \cdot R_d} = \frac{80,54}{0,689 \cdot 4} = 29,224 \text{ шт}$$

Виконуємо перевірку $n_2 - n_1 = 29,224 - 28,359 = 0,865 < 1$ – перевірка виконується.

Остаточну приймаємо кількість електродів $n=30$ шт та уточнюємо для них $\eta_B = 0,685$.

4. Визначаємо довжину горизонтальної полоси:

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						103
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

$$\frac{a}{l} = 3 \Rightarrow a = 3l = 3 \cdot 3,6 = 10,8 \text{ (м)}$$

$$L_{\Gamma} = 1,05 \cdot a \cdot n = 1,05 \cdot 10,8 \cdot 30 = 340,2 \text{ (м)}$$

5. Визначаємо опір горизонтальної полоси:

$$R_{\Gamma} = 0,366 \cdot \frac{\rho_{\Gamma}}{L_{\Gamma}} \cdot \lg \frac{2 \cdot L_{\Gamma}^2}{b \cdot t_0}$$

$\rho_{\Gamma} = \rho_{\text{гр}} \cdot k_c^{\Gamma}$ – перехідний опір між з'єднувальною полосою та землею.

За таблицею приймаємо значення $k_c^{\Gamma} = 3,5$.

$$\rho_{\Gamma} = \rho_{\text{гр}} \cdot k_c^{\Gamma} = 100 \cdot 3,5 = 350 \text{ (Ом} \cdot \text{м)}$$

$$R_{\Gamma} = 0,366 \cdot \frac{350}{340,2} \cdot \lg \frac{2 \cdot 340,2^2}{0,06 \cdot 0,6} \approx 5,91 \text{ (Ом)}$$

6. Визначаємо сумарний опір контуру заземлення:

$$R_{\text{гр}} = \frac{R_{\text{в}} \cdot R_{\Gamma}}{R_{\text{в}} \cdot \eta_{\Gamma} + n \cdot R_{\Gamma} \cdot \eta_{\text{в}}}$$

За таблицею приймаємо $\eta_{\Gamma} = 0,802$

$$R_{\text{гр}} = \frac{80,54 \cdot 5,91}{80,54 \cdot 0,802 + 30 \cdot 5,91 \cdot 0,685} \approx 2,56 \text{ (Ом)}$$

Висновок:

В результаті того, що $R_{\text{гр}} = 2,56 \text{ Ом} < 4 \text{ Ом} = R_{\text{д}}$, приймаємо кількість труб, що розрахували, тобто $n=30$ шт, а довжину з'єднувальної штраби приймаємо рівною $L_{\Gamma} = 340,2 \text{ м}$.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						104
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		

Додаток В

ІЛЮСТРАЦІЙНІ МАТЕРІАЛИ

до кваліфікаційної магістерської роботи на тему:
«Дослідження залізобетонного каркасу будівлі з урахуванням
формоутворюючих металевих конструкцій»
(21 слайд)

«Допустити до захисту»

Завідувач кафедри БДМБ,
кандидат технічних наук, професор

Владислав НАСТОЯЩИЙ

" ____ " _____ 2024 р.

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

Юлія СТОРЧОВА

" ____ " _____ 2024 р.

Керівник кваліфікаційної магістерської роботи:
кандидат технічних наук, доцент

Андрій ТИХИЙ

" ____ " _____ 2024 р.

					КМР 2319211 ПЗ	Аркуш
						105
Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата		