

**А.М. Павліков, Д.К. Балясний, О.В. Гарькава, О.О. Довженко,
С.М. Микитенко, Н.М. Пінчук, Д.Ф. Федоров**

СУЧАСНІ КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Полтава – 2017

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА**

**А.М. Павліков, Д.К. Балясний, О.В. Гарькава, О.О. Довженко,
С.М. Микитенко, Н.М. Пінчук, Д.Ф. Федоров**

**СУЧАСНІ КОНСТРУКТИВНІ СИСТЕМИ
БУДІВЕЛЬ ІЗ ЗАЛІЗОБЕТОНУ**

МОНОГРАФІЯ

ПОЛТАВА –2017

УДК 624.012

С-91

Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону :
Монографія. / Павліков А.М., Балясний Д.К., Гарькава О.В.,
Довженко О.О., Микитенко С.М., Пінчук Н.М., Федоров Д.Ф. ; За ред..
А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – 120 с.,

ISBN 978-966-1698-26-9

У монографії викладені особливості сучасних конструктивних систем із залізобетону, висвітлені їх переваги та недоліки. Наведено розрахунок несучої здатності плит перекриття кінематичним способом методу граничної рівноваги.

Призначена монографія для інженерно-технічних працівників, аспірантів, магістрів і студентів будівельних спеціальностей вищих навчальних закладів.

Рекомендовано до опублікування вченою радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (протокол № 14 від 07.06.2017 р.)

Рецензенти:

Клименко Є.В. доктор технічних наук, професор, проректор з наукової роботи Одеської державної академії будівництва та архітектури

Демчина Б.Г. доктор технічних наук, професор кафедри будівельних конструкцій та мостів Національного університету «Львівська політехніка»

Семко В.О. доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри архітектури та міського будівництва Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка

© А.М. Павліков, Д.К. Балясний, О.В. Гарькава,
О.О. Довженко, С.М. Микитенко, Н.М. Пінчук,
Д.Ф. Федоров, 2017

ISBN 978-966-1698-26-9

© В.В. Олексеенко, 2017

ЗМІСТ

ПЕРЕДМОВА.....	6
1 АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ.....	8
1.1 Збірно-монолітна каркасна система «Delta».....	8
1.2 Збірно-монолітна каркасна система «Сочі».....	11
1.3 Збірно-монолітна каркасна система «АРКОС».....	13
1.4 Збірно-монолітна каркасна система «Казань ХХІ в».....	18
1.5 Збірно-монолітна конструктивна система «РАДІУСС».....	25
1.6 Збірно-монолітна система «УДС».....	28
1.7 Збірно-монолітна конструктивна система «Рекон».....	31
1.8 Збірно-монолітна каркасна система «Dycore».....	36
1.9 Збірно-монолітний каркас системи «SCOP PPB».....	39
1.10 Безконсольно-безкапітельно-безбалкова каркасна конструктивна система будівель.....	43
1.11 Удосконалена безконсольно-безкапітельно-безбалкова каркасна конструктивна система будівель.....	47
1.12 Результати аналізу каркасних конструктивних систем будівель.....	51
1.13 Висновки до розділу 1.....	54
2 МОДЕЛЬ УДОСКОНАЛЕНОЇ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКОНСОЛЬНО-БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЛІ.....	56
2.1 Загальний вигляд конструктивної системи будівлі.....	56
2.2 Складові елементи конструктивної системи	61
2.2.1 Збірні залізобетонні колони.....	61
2.2.2 Надколонна плита перекриття.....	63
2.2.3 Міжколонна плита перекриття.....	65
2.2.4 Середня плита перекриття.....	68
2.3 Експериментальні дослідження роботи перекриття конструктивної системи.....	70
2.4 Модель деформування перекриття та схеми завантаження його елементів.....	77
2.5 Висновки до розділу 2.....	81
3 РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПЛИТ ЗБІРНОЇ БЕЗКОНСОЛЬНО-БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КАРКАСНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ	82
3.1 Розрахункові схеми завантаження плит перекриття у безконсольно-безкапітельно-безбалковому каркасі.....	82
3.2 Основні положення розрахунку.....	85
3.3 Розрахункові залежності «напруження-деформації» для бетону та арматури.....	88
3.4 Критерій вичерпання несучої здатності плит.....	91
3.5 Розрахунок несучої здатності середніх плит.....	94

3.5.1 Кінематичні схеми руйнування середніх плит.....	94
3.5.2 Виведення формул несучої здатності середніх плит.....	96
3.6 Розрахунок несучої здатності міжколонних плит.....	102
3.6.1 Кінематичні схеми руйнування міжколонних плит.....	102
3.6.2 Виведення формул несучої здатності міжколонних плит.....	103
3.7 Розрахунок несучої здатності надколонних плит.....	105
3.7.1 Кінематичні схеми руйнування надколонних плит.....	105
3.7.2 Виведення формул несучої здатності надколонних плит.....	107
3.8 Висновки до розділу 3.....	113
4 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ БЕЗКОНСОЛЬНО-БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ.....	114
4.1 Функції плит у складі перекриття.....	114
4.2 Збірна надколонна плита.....	116
4.2.1 Конструкція надколонної плити.....	116
4.2.2 Армування надколонної плити.....	118
4.3 Збірна міжколонна плита.....	121
4.3.1 Конструкція міжколонної плити.....	121
4.3.2 Армування міжколонної плити.....	122
4.4 Збірна середня плита.....	124
4.4.1 Конструкція середньої плити.....	124
4.4.2 Армування середньої плити.....	127
4.5 Висновки до розділу 4.....	128
5 ТЕХНОЛОГІЯ ЗВЕДЕННЯ ВДОСКОНАЛЕНОЇ БЕЗКОНСОЛЬНО-БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КАРКАСНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ.....	130
5.1 Типи конструктивних систем.....	130
5.1.1 Основні технологічні процеси зведення безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи.....	131
5.2 Послідовність технологічних процесів зведення будівлі.....	134
5.2.1 Монтаж фундаментів.....	134
5.2.2 Монтаж колон.....	135
5.2.3 Монтаж плит перекриття.....	137
5.2.4 Улаштування зовнішніх стін.....	144
5.3 Висновки до розділу 5.....	147
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	149

ПЕРЕДМОВА

На сьогодні в будівельній галузі залишається бути актуальною проблема будівництва ресурсоекономних будівель. Причин існування цієї проблеми у сфері будівництва дуже багато. Серед них – застосування недосконалих конструктивних систем та трудомістких технологічних процесів виконання робіт, низький рівень механізації технологічних процесів виробництва будівельних конструкцій та матеріалів, високий рівень матеріаломісткості будівель, використання недосконалих і застарілих архітектурно-планувальних рішень та інші.

Наявність відзначених та інших причин сприяє не тільки існуванню, але й усе більшому загостренню соціальної проблеми, яка проявляється тепер у недоступності придбання житла, через його високу вартість, більшою частиною населення, яке переважно складає мало захищену верству суспільства нашої країни. Особливо гостро соціальна проблема про себе заявляє в умовах зростання вимушеної міграції населення. Про її важливість і необхідність першочергового розв'язання говорить введена у дію державна цільова соціально-економічна програма будівництва доступного житла.

Одним із напрямків розв'язання відмічених проблем може бути активізація вдосконалення процесу зведення житлових будівель за рахунок технічних заходів, зокрема впровадження у технологію їх зведення ефективних конструктивних систем із залізобетону, серед котрих є багато таких, які характеризуються як мінімальною кількістю збірних елементів, так і значними можливостями прискорення термінів будівництва будівель. Упровадження цих систем у будівництво гарантовано створює також умови розв'язання проблеми підвищення енергоефективності будівель за рахунок цілої низки технічних заходів. Одна із яких – застосування для огорожувальних конструкцій спеціально розроблених дрібноштучних багатошарових залізобетонних блоків з високим опором теплопередачі. Крім відмічених позитивних якостей такі конструктивні системи будівель також сприяють широкій індустріалізації виробництва їх окремих елементів на заводах збірних залізобетонних виробів, що сприяє значній економії енергоресурсів, повній незалежності будівництва від погодних умов та скороченню його тривалості.

Викладені в цій монографії результати досліджень підтверджують суттєві переваги застосування багатьох сучасних конструктивних систем в архітектурно-планувальних та конструктивних рішеннях порівняно з будівлями, котрі зводяться на основі традиційних конструктивних систем

та їх прототипів. Зокрема в монографії значна увага приділена безконсольно-безкапітельно-безбалковій конструктивній системі, яка дозволяє на її основі зводити будівлі масового житла покращеного планування, спроможного забезпечити потреби більшої частини малозабезпеченого населення України. Ця конструктивна система ефективно розв'язує проблему зниження вартості житла, за рахунок зменшення кількості земельних ділянок під забудову шляхом збільшення поверховості будівель.

Широке впровадження представлених у монографії розробок сприятиме відновленню роботи заводів із випуску збірних залізобетонних виробів, збільшенню робочих місць. Швидкість зведення будівель доступного житла збільшиться на 50 %. Інтенсивність зведення житла зросте, а можливості населення, з огляду на доступність його придбання, збільшаться.

У монографії наведено матеріал щодо конструювання і розрахунку окремих елементів сучасних конструктивних систем. Її підготовлено на основі аналізу різних наукових, проектних та інформаційних розробок.

Передмова, розділи 4 та 5, п.п. 1.2, 1.10 – 1.13, 2.1 – 2.5, 3.1 – 3.4, 3.8 написані Павліковим А.М., п.п. 2.4 – Балясним Д.К., п.п. 1.8, 1.9, 3.6 – Гарькавою О.В., п.п. 1.3, 1.4 – Довженко О.О., п.п. 1.5 – 1.7 – Пінчук Н.М., п. 3.5, 3.7, п.п. 2.2.1 – Микитенком С.М., п.п. 1.1 – Федоровим Д.Ф.

1 АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКТИВНИХ СИСТЕМ БУДІВЕЛЬ

1.1 Збірно-монолітна каркасна система «Delta»

Конструкція системи Delta розроблена у Фінляндії і характеризується тим, що на рівні кожного перекриття до арматури колон приєднуються сталезалізобетонні ригелі (рис. 1.1, 1.2), на котрі спираються збірні залізобетонні багатопорожністі плити. Ригель виготовляється із листової сталі товщиною 6 мм у вигляді гнутого трапецієподібного профілю з висотою, рівною товщині перекриття. Після монтажу плит ригель через спеціальні отвори заповнюється бетонною сумішшю (рис. 1.3) [1 – 5].

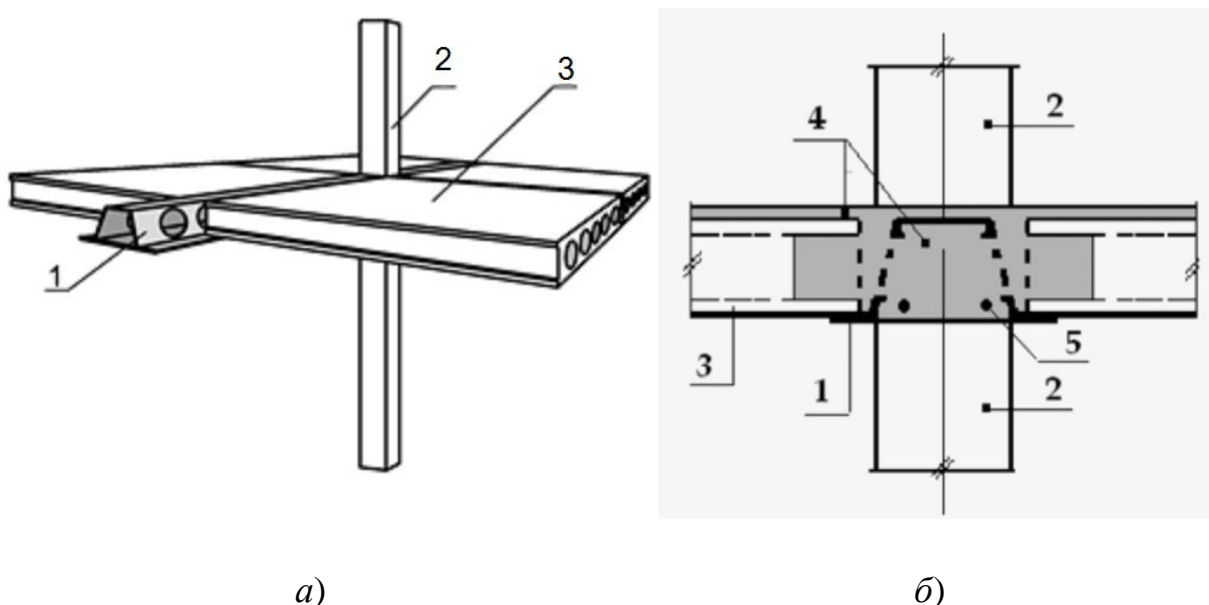


Рисунок 1.1 – Збірно-монолітний каркас Delta:

a – загальний вигляд системи; *б* – переріз ригеля; 1 – ригель; 2 – колона;
3 – багатопорожністі плити; 4 – бетон замонолічування; 5 – додаткове армування (за необхідності)

Плити вкладаються на консольні частини нижньої полиці ригелів. Похилі бокові стінки гнутих профілів штамповані з дискретно розташованими отворами, котрі забезпечують проникнення бетонної суміші у порожнини ригеля (рис. 1.3).

Сумісна робота ригеля з плитами забезпечується шпонковим з'єднанням, утвореним за рахунок заповнення порожнин ригеля та плит перекриття бетоном внаслідок вкладання бетонної суміші (рис. 1.3). При необхідності підвищення несучої здатності комплексних сталезалізобетонних ригелів, а також для підвищення їх вогнестійкості, додатково встановлюють стрижневу арматуру (рис. 1.1, позиція 5).

Виготовлення ригелів пов'язано з високими фінансовими затратами, оскільки для виконання суцільнозварних гнутих профілів трапецієвидного поперечного перерізу з виштампуваними на бічних гранях отворами застосовується спеціальне технологічне устаткування (плазмовий різак) з високоточним роботизованим зварюванням класу С за EN ISO 5817.



Рисунок 1.2 – Збірно-монолітний каркас Delta в процесі зведення

Прольоти будівель при використанні балок системи Delta можуть досягати 14 м, що значно розширює можливості проектування та організації внутрішнього простору будівлі. Такі балки виготовляються різної форми та кривизни, можливе також виготовлення консольних конструкцій окремих частин перекриття.



Рисунок 1.3 – Заповнення внутрішніх порожнин ригеля та приопорних ділянок збірних залізобетонних плит бетонною сумішшю

До переваг збірно-монолітної системи Delta можна віднести збільшення корисного об'єму приміщень будівель за рахунок суміщення висоти плити з ригелем.

Недоліками цієї системи є підвищена матеріалоємність та трудомісткість монтажу (табл. 1.1).

Таблиця 1.1 – Порівняння основних техніко-економічних показників безкапітельно-безригельних каркасних конструктивних систем

Показник	Конструктивні системи	
	Delta	КУБ
Усього сталі на м ² перекриття	68 кг/ м ²	18 кг/ м ²
Усього бетону на м ² перекриття	0,3 м ³ / м ²	0,2 м ³ / м ²
Товщина перекриття	200 - 500 мм	160 мм
Сітка колон	6×6 м, 6×9 м	6×6 м
Арх.-планувальне рішення	вільне	вільне
Затрати на монтаж 1 м ² перекриття (подача бетону бетононасосом)	1,1 люд./год·м ²	0,7 люд./год·м ²

Також ця система потребує витрат з підвищення вогнестійкості конструкцій за рахунок улаштування додаткового захисту відкритих сталевих поверхонь ригелів. Зведення конструктивної системи повинно супроводжуватись наявністю додаткового енергоємного високотехнологічного обладнання, яке не завжди можна придбати.

1.2 Збірно-монолітна каркасна система «Сочі»

У 1962 році для зведення будинку санаторного корпусу в м. Сочі колективом вчених та співробітників ЦНИИЭП «Зрелищных, спортивных и административных зданий и сооружений» на чолі з академіком М.В. Нікітіним було розроблено основи проектування збірно-монолітної конструктивної системи «Сочі» [6 – 7].

У цій конструктивній системі перекриття являє собою плоску збірно-монолітну плиту, котра спирається на колони, розміщені в плані з кроком 7,2 м в обох напрямках.

Збірно-монолітне перекриття (рис. 1.4) складається з типових збірних багатопорожнистих плит та монолітних ділянок у вигляді ригелів та другорядних балок. Ригелі виконані монолітними залізобетонними і влаштовані між торцями багатопорожнистих плит у створах колон. В колонах квадратного, прямокутного або круглого перерізу на рівні перекриттів для пропуску арматури монолітних ригелів попередньо передбачені незабетоновані ділянки або отвори. Проліт монолітних несучих ригелів складає 3,0 – 7,2 м і визначається шириною плит та другорядних балок, їх висота 220 – 250 мм. У поздовжніх міжплитних швах передбачено встановлення арматури. Розширені армовані шви між плитами і монолітні несучі ригелі утворюють жорстку перехресну систему головних і другорядних балок. Спирання плит на ригелі здійснюється через бетонні шпонки в торцях та на їх бічних гранях.

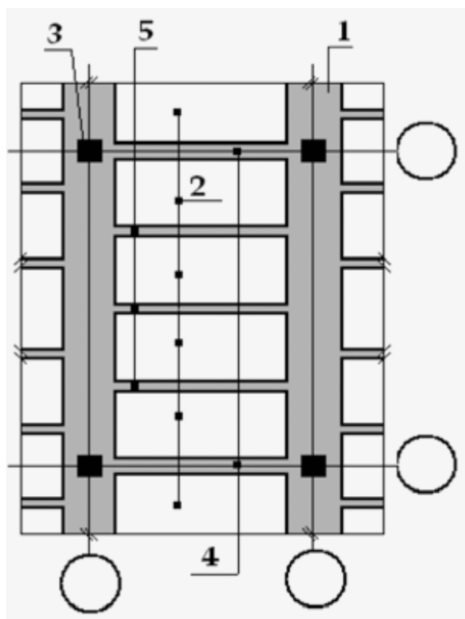


Рисунок 1.4 – Перекриття збірно-монолітного каркасу «Сочі»:
 1 – монолітні ригелі; 2 – збірні багатопорожністі плити; 3 – збірні залізобетонні колони; 4 – приколонні монолітні балки; 5 – монолітні балки між плитами

У поздовжньому напрямку уздовж плит у створах колон також виконані приколонні монолітні залізобетонні балки шириною, рівною ширині сторони перерізу колони. При відповідному армуванні ці балки можуть підсилювати плити в прольоті та містити арматуру, необхідну для передавання зусиль на діафрагми жорсткості. Між плитами розміщені монолітні залізобетонні балки шириною не менш 100 мм, які дають можливість перетворювати однопролітні багатопорожністі плити в нерозрізні балкові плити. Таким чином збірні багатопорожністі плити вбетоновані в монолітний диск перекриття й обрамлені з усіх боків монолітними залізобетонними балками.

Конструкція перекриття «Сочі» під навантаженням працює як єдина плита з локальним обпиранням на колони і характеризується підвищеною жорсткістю при згинанні (малими прогинами) від вертикального навантаження.

Застосування перекриття системи «Сочі» в будинках сприяє підвищенню їх сейсмостійкості, загальної стійкості і жорсткості. Конструктивні системи з використанням плитних ригелів, котрі вписані в товщу перекриттів, дозволяють збільшити корисний об'єм приміщень будівель та можливості архітектурно-планувальних рішень завдяки відсутності в перекриттях конструкцій, що виступають за площину стелі.

До *недоліків*, через які ця система так і не набула масового поширення, слід віднести: необхідність виконання на будівельному майданчику значного об'єму робіт з улаштування опалубки для бетонування ригелів; наявність великих об'ємів монолітного бетону і арматури в ригелях та балках перекриттів; велику трудомісткість улаштування опалубки для монтажу плит і бетонування монолітних ділянок перекриттів; наявність отворів у колонах, що знижує міцність відповідальних ділянок елементів через усадку монолітного бетону, недостатнє його ущільнення та складність контролю якості; потребу робити технологічні перерви для набуття бетоном монтажної міцності, що знижує темп будівництва; великий об'єм арматурних робіт, що підвищує трудомісткість монтажу та вартість будівництва, а також збільшує терміни зведення будівель; обмеження використання в монолітних несучих ригелях бетонів високих класів, що у поєднанні з обмеженою їх висотою, рівною товщині плити, призводить до високої металоємності та деформативності.

1.3 Збірно-монолітна каркасна система «АРКОС»

В кінці ХІХ ст. у БелНДІБ під керівництвом к.т.н., с.н.с. О.І. Мордича розроблена збірно-монолітна конструктивна система «АРКОС» (серія Б1.020.1-7, [8, 9]). Вона являє собою рамно-в'язевий каркас із вертикальними діафрагмами жорсткості, котрі сприймають не тільки горизонтальні, але й вертикальні навантаження, що діють на будівлю. Суцільні диски перекриття утворені зі збірних багатопорожнистих залізобетонних плит, розташованих у межах замкнутої горизонтальної залізобетонної рами у вигляді монолітних залізобетонних ригелів (несучих та в'язевих), обпертих на колони будівлі (рис. 1.5).

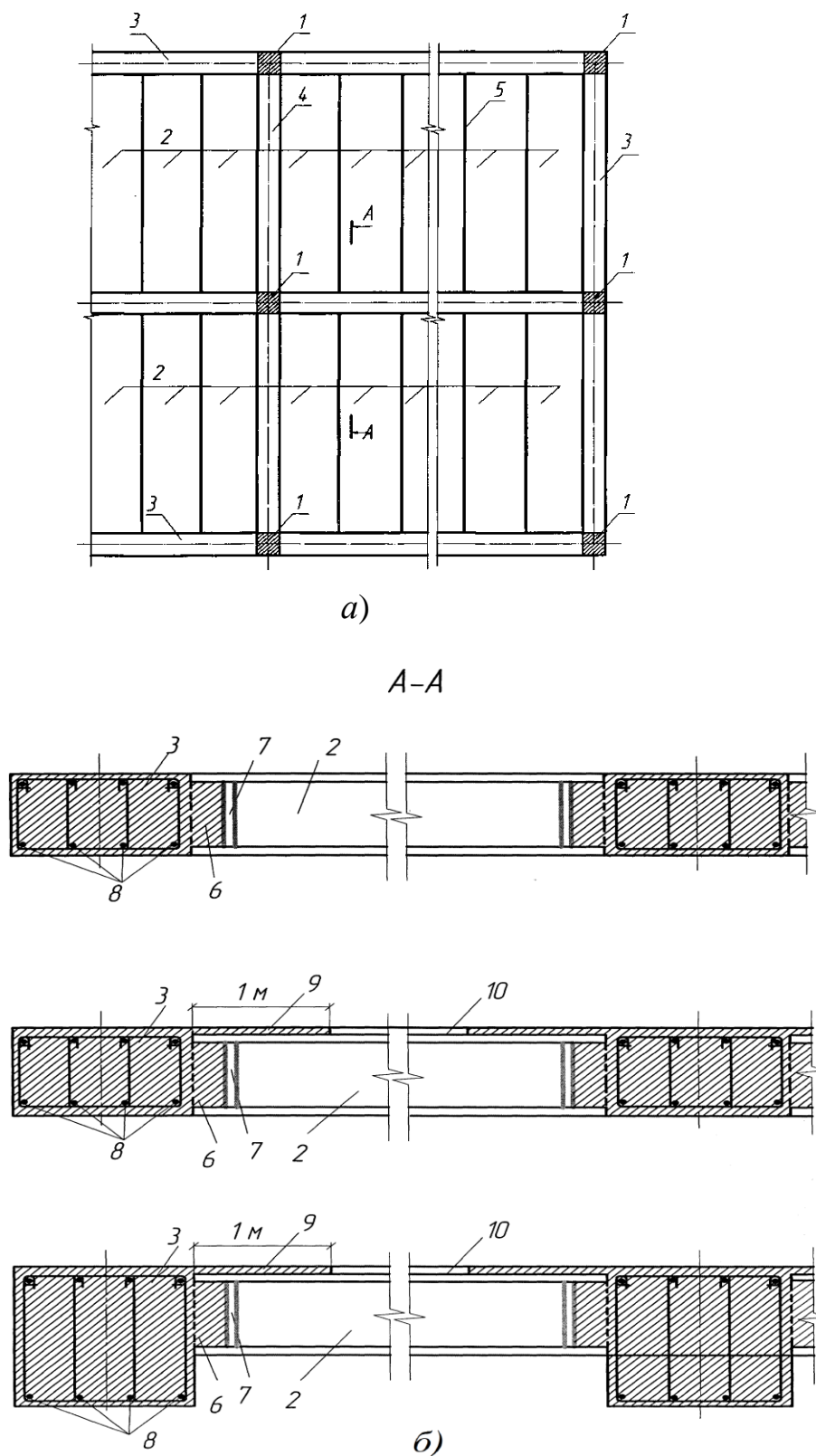


Рисунок 1.5 – Конструкція перекриття та варіанти поперечних перерізів несучих ригелів у прольотах між колонами:

a – план перекриття; *б* – несучі ригелі прямокутного і таврового перерізу з полицкою в стиснутій зоні, з ребрами, що виступають вниз; 1 – колони з наскрізними прорізами; 2 – збірні багатопорожнисті плити; 3 – монолітні несучі ригелі; 4 – монолітні в'язеві ригелі; 5 – міжплитні шви; 6 – бетонні шпонки; 7 – обмежувач розмірів шпонки; 8 – робоча арматура ригелів; 9 – полицки ригелів; 10 – стяжка підлоги

Збірні багатопорожністі залізобетонні плити спираються на поперечні монолітні несучі ригелі за рахунок бетонних шпонок, утворених у порожнинах плит при бетонуванні ригелів. Плити в торцях мають арматурні випуски (рис. 1.6, *а*), котрі анкеруються в монолітному ригелі у процесі укладання бетонної суміші. Для влаштування перекриття також можуть бути застосовані плити безопалубкового формування (рис. 1.6, *б*) [10]. Монолітні ригелі виконані без попереднього напруження їх робочої арматури.

Диски перекриттів мають гладку стелю (рис. 1.7) [11]. При прольотах довжиною до 6 м у житлових будівлях несучі ригелі виконують з прямокутним поперечним перерізом висотою в межах товщини збірних плит (220 мм), при збільшенні прольотів до 7,2 м включно ригелі мають тавровий переріз (260 мм) з полицею над плитами в межах стяжки над місцем спирання плит на ригель.



а)

б)

Рисунок 1.6 – Багатопорожністі плити:

а – типові плити з випусками робочої арматури; *б* – плити безопалубкового формування без випусків арматури

При великих навантаженнях (громадські будівлі, гаражі) низ несучих ригелів може виступати в приміщення, щоб забезпечити необхідну висоту перерізу. Колони, як правило, виготовляють на два поверхи. На рівні дисків перекриттів вони мають наскрізні прорізи, через які пропускається арматура взаємно перехресних монолітних ригелів. Між торцями плит,

розташованими на опалубці, розміщують арматурні каркаси ригелів (рис. 1.8), після чого здійснюють укладання бетонної суміші. Діафрагми жорсткості можуть бути як збірними, виготовленими за серією 1.020-1/8, так і з монолітного залізобетону.

Зовнішні стіни, як правило, спираються на краї дисків перекриттів, при цьому колони каркасу зовнішнього ряду розташовують у товщі зовнішньої стіни, котра зазвичай є одношаровою у вигляді кладки з ніздрюватих каменів. Для влаштування балконів і лоджій за контуром дисків перекриттів влаштовують консольні випуски.

Зовнішні стіни можна влаштовувати одночасно зі зведенням каркасу та використовувати в якості опалубки і риштування при бетонуванні зовнішніх ригелів. Це також сприяє забезпеченню герметичності сполучень стін з перекриттям і дозволяє прискорити темпи будівництва. При застосуванні навісних залізобетонних панелей може спостерігатись відставання процесу влаштування зовнішніх стін.



Рисунок 1.7 – Загальний вигляд плоского перекриття знизу



Рисунок 1.8 – Перекриття будівлі конструктивної системи «АРКОС» у процесі зведення

Конструктивна система «АРКОС» широко реалізована в будівництві багатоповерхових житлових і громадських будівель у Білорусії та Росії, а також захищена патентами РФ № 2118430, №2134351, № 2197578,

№ 2215103, № 2226593, № 2233368, № 2233952 і патентами РБ № 2576, № 3216 [10].

Особливістю конструкції каркасу будівель серії Б1.020.1-7, на думку розробників, є те, що при його проектуванні враховуються зусилля розпору, які виникають при згинанні основних несучих елементів перекриттів, таких як багатопорожнисті плити та несучі ригелі.

В результаті врахування розвантажувальної дії розпору витрата сталі на робоче армування збірних плит та монолітних ригелів суттєво знижена. Отже, ці каркаси є досить ефективними за витратами матеріалів (табл. 1.2).

Таблиця 1.2 – Техніко-економічне порівняння багатопверхових житлових будівель основних конструктивних систем

Показник	Од.вим.	Конструктивні системи							
		КПД, серії		КУБ		ИМС	Монолітний каркас	Цегляна будівля	АРКОС
		90	111	КУБ-1	КУБ-2М				
Витрати залізобетону	м ³	0,85	0,80	0,18	0,17	0,18	0,20	0,14	0,15
в т.ч. монолітного	м ³	0,02	0,02	0,06	0,12	0,06	0,20	0,02	0,06
Витрати сталі на несучі конструкції	кг	14,5	14,2	16,8	12,3	12,3	19,7	12,0	13,2
Витрати матеріалів на огорожувальні конструкції	м ³	0,02	0,02	0,30	0,30	0,30	0,30	0,85	0,30
Забезпечення вільних планувальних рішень		-	-	+	+	+	+	-	+
Вартість будівництва	%	100	100	95	92	115	90	110	85

Конструктивна система «АРКОС» в Україні використовувалася при зведенні будівель адміністративного призначення та доступного житла в

м. Чернігів, будівництві житлового комплексу «Соборний» у м. Рівне та приміщень комфорт-класу «Шоколад» у м. Бровари і має перспективи подальшого застосування як варіант поліпшення комфортності житла та розширення внутрішнього простору приміщень. Основні ТЕП на м² загальної площі різних систем порівняно з системою «АРКОС» наведені у таблиці 1.2.

Недоліком перекриттів конструктивної системи «АРКОС» за [12] є зниження надійності опорних перерізів плит, утворених замоноліченими бетонними шпонками через неможливість гарантувати відсутність крихкого руйнування бетонних шпонок, особливо при динамічних впливах і низькій якості робіт при виконанні опорних вузлів.

1.4 Збірно-монолітна каркасна система «Казань XXI в»

Збірно-монолітна конструктивна система «Казань XXI в» застосовується в будівництві житлових і громадських будівель різного призначення висотою до 24 поверхів включно [13 – 16]. Прототипом цієї системи є розробка французької фірми «SARET» із суцільним настилом перекриття.

Конструктивна система «Казань XXI в» (рис. 1.9) включає збірні залізобетонні колони з отворами на рівні перекриття, збірні ригелі з випусками арматури на верхній грані та по торцях, багатопорожнисті плити та діафрагми жорсткості. Дана система дозволяє застосовувати велику кількість варіантів об'ємно-планувальних рішень залежно від району будівництва й одночасно мінімізувати витрати на модернізацію та перепланування приміщень при експлуатації.

У каркасі застосовуються збірні залізобетонні колони на декілька поверхів. На торцях вони мають випуски арматури й пази, в які ці випуски входять (рис. 1.9 – 1.11).

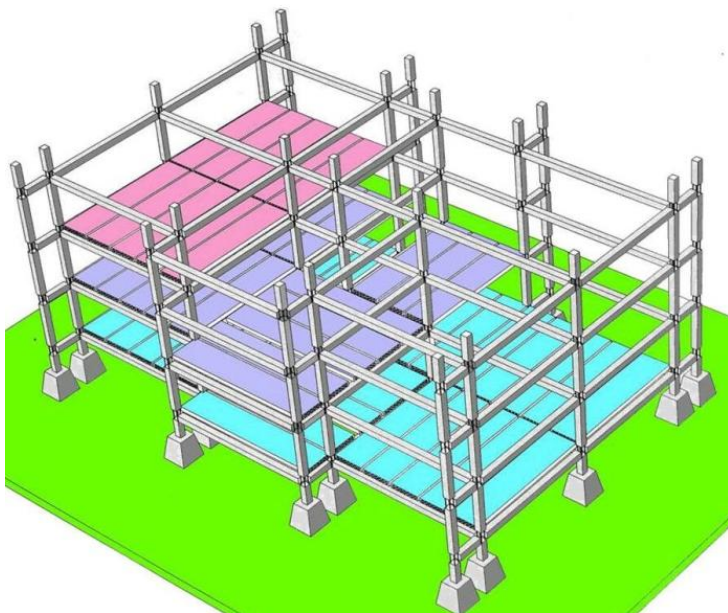


Рисунок 1.9 – Загальний вигляд каркасу конструктивної системи «Казань XXI в»

Використовується квадратна, прямокутна й кутова форма поперечного перерізу колон зі збереженням базового розміру ядра перерізу $a = 300$ мм та фіксованою кількістю арматурних стержнів у його межах з дотриманням таких трьох умов: створення житлових приміщень без виступаючих елементів із площини стіни; зручність з'єднання колон за висотою будівлі; забезпечення несучої здатності колон.



a)

б)

Рисунок 1.10 – Фрагменти монтажу збірних ригелів системи «Казань-XXI в» (*a*) та їх з'єднання з колоною (*б*)

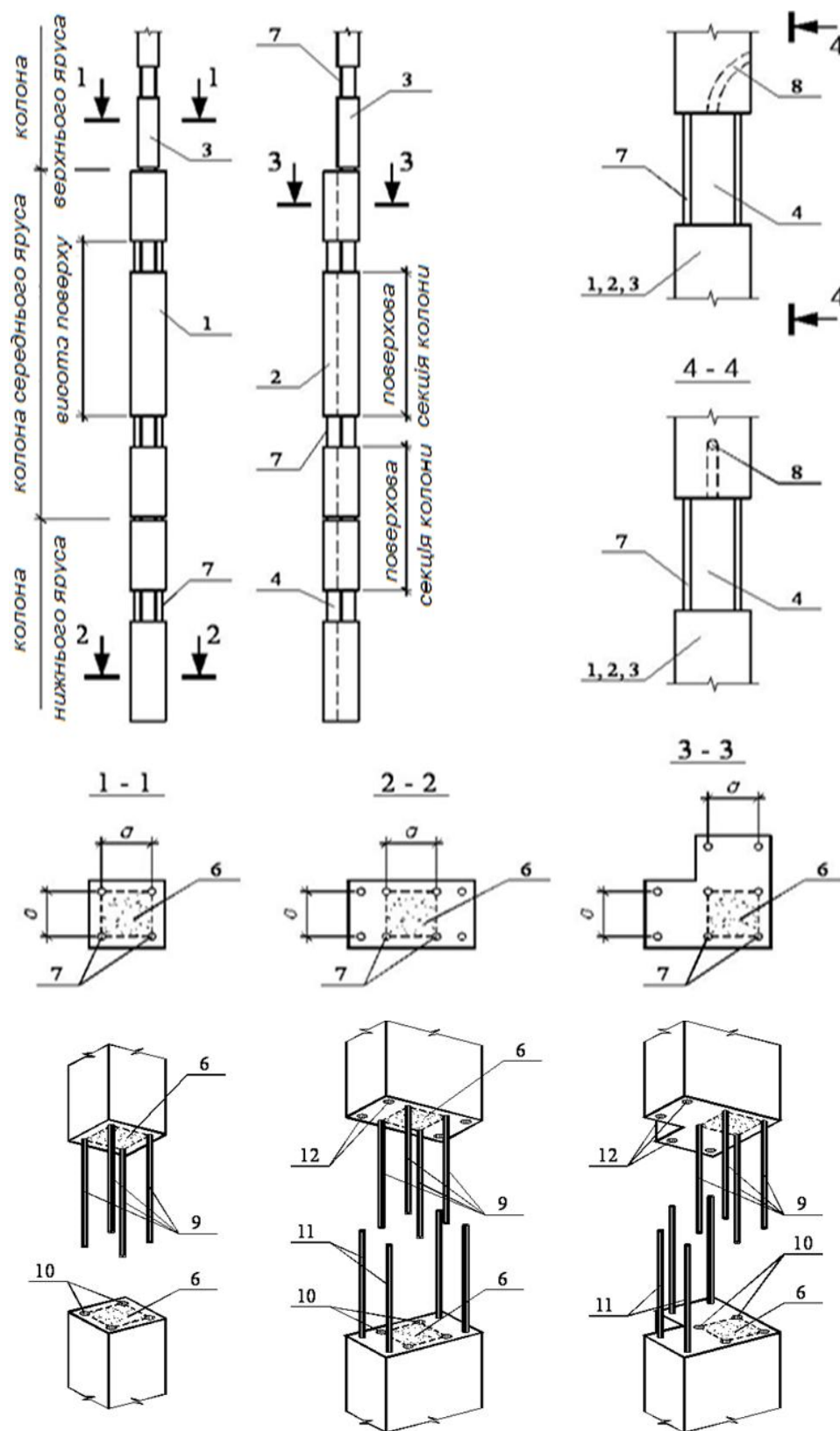


Рисунок 1.11 – Конструкції колон каркасу «Казань – ХХІ в» та принципова схема їх з'єднання за висотою:

1, 2, 3 – колони; 4, 5 – отвір у тілі колони; 6 – ядро перерізу колони; 7 – арматурні стержні колон; 8 – криволінійний канал; 9, 11 – випуски арматури; 10, 12 – отвори за межами ядра перерізу колон під випуски

Розміри поперечного перерізу колон призначаються в межах від 300х300 мм до 300х800 мм, переріз 500×500 мм може використовуватися в цивільних будівлях, де допускається виступ контура колони із площини стіни всередину приміщення. З метою збільшення несучої здатності колони перших восьми поверхів приймають перерізом 300×600 мм з непрямым їх армуванням.

Ригелі перекриття виконують без попереднього напруження або попередньо напруженими при прольотах до 9 м, вони можуть мати одночасно в одній блок-секції різну орієнтацію – поздовжню та поперечну. На торцях збірні ригелі мають шпонковий профіль і випуски поздовжньої арматури, а на верхній грані петльові випуски поперечної арматури за всією довжиною ригеля та штроба для вкладання опорної арматури. Арматурні стержні, пропущені через проміжки в колоні, замоноличуються одночасно з торцевою частиною ригеля, збільшуючи жорсткість і сейсмостійкість будівлі (рис. 1.12).

Для влаштування перекриття використовують настил з багатопорожнистих плит серії 1.141-1, вип. 63 з деякими відмінностями в опалубкових формах, які спираються на збірні ригелі. Торці плит на ділянці спираючі виконані зі скосами у протилежні сторони, що дозволяє збільшити відстань між торцями плит для зручності розташування арматурних стержнів. При вкладанні бетонної суміші в плитах перекриття по торцях утворюються шпонки за рахунок вдавнених бетонних вкладишів у порожнину на глибину 150 мм.

Для забезпечення просторової стійкості будівель діафрагми жорсткості розміщують в обох напрямках, як правило, рівномірно у плані будівлі та суміщають з огороженням сходово-ліфтових вузлів.

Діафрагми жорсткості встановлюють у прольоті між колонами. По їх верху влаштовують монолітний ригель. Діафрагми передбачені на всю висоту будівлі, на нижніх поверхах вони спираються на ростверк

фундаментів та з'єднуються з ним шляхом зварювання металевих закладних деталей.

Для збільшення просторової жорсткості будівель підвищеної поверховості (16 і більше поверхів) передбачають влаштування шпонкового з'єднання між діафрагмою і колоною.



Рисунок 1.12 – Будівля конструктивної системи «Казань – XXI в» у процесі зведення

Кількість діафрагм жорсткості, що встановлюються в одному температурному блоці, приймається не менше трьох. При цьому геометричні осі діафрагм не повинні перетинатися в одній точці, а центр їх ваги має співпадати з центром ваги всієї будівлі.

З'єднання елементів каркаса між собою забезпечується за рахунок замоноличування проміжків колон із вставленими в них збірними ригелями й одночасним заповненням бетоном порожнин в торцях плит (рис. 1.12, 1.13).

Петлеві випуски поперечної арматури після укладання плит перекриттів і опорної арматури об'єднуються замкнутими хомутами. Таке з'єднання елементів забезпечує сумісність їх роботи як єдиної системи.

Відмінність несучих елементів і вузлів системи «Казань XXI в» від відомих аналогів полягає в наступному. Залізобетонні колони мають різні форми поперечного перерізу зі збереженням базового розміру ядра перерізу та фіксованою кількістю арматурних стержнів у його межах, що дозволяє підвищувати несучу здатність колон. При цьому ховається тіло колони в конструкцію стіни зі збереженням однотипності вузлів сполучення елементів каркасу незалежно від параметрів перерізу колони. Стикування колон за висотою виконується у вигляді штепсельного з'єднання – в нижній частині кожного вузла з'єднання колон влаштовано криволінійний канал для заповнення проміжку між колонами бетонною сумішшю у процесі замонолічування елементів каркасу, що знижує податливість вузлів сполучення елементів каркасу і підвищує жорсткість каркасу будівлі в цілому. Ригелі перекриття на верхній грані опорної частини мають прямокутні штроби для вкладання монтажної опорної арматури, що підвищує жорсткість каркасу на стадії монтажу та надійність у процесі експлуатації; наявність рифлення на торцевих гранях ригеля необхідне для утворення шпонкового стику збірної частини ригеля із колоною.

Збірно-монолітний залізобетонний каркас «Казань-XXI в» дозволяє за рахунок вдосконалення вузлів сполучення елементів каркаса і при незначних змінах в опалубкових формах і армуванні підвищити надійність каркаса і будівлі в цілому, а також завдяки зміні параметрів поперечного перерізу колон значно збільшити їх несучу здатність і підвищити поверховість будівлі та за рахунок підвищення збірності каркаса значно знизити частку монолітного бетону на одиницю площі перекриття, що відіграє важливу роль при зведенні каркаса. Застосування гнучкої несучої конструктивної каркасної системи «Казань-XXI в» надає можливість одночасного зниження матеріалоемності та трудовитрат при монтажі і сприяє підвищенню збірності конструкцій і жорсткості будівлі.

Особливості каркаса системи «Казань-XXI в», які дають їм переваги перед іншими каркасами, полягають у наступному:

– ригелі перекриття мають просту прямокутну форму, завдяки чому можуть виготовлятися будь-якої довжини;

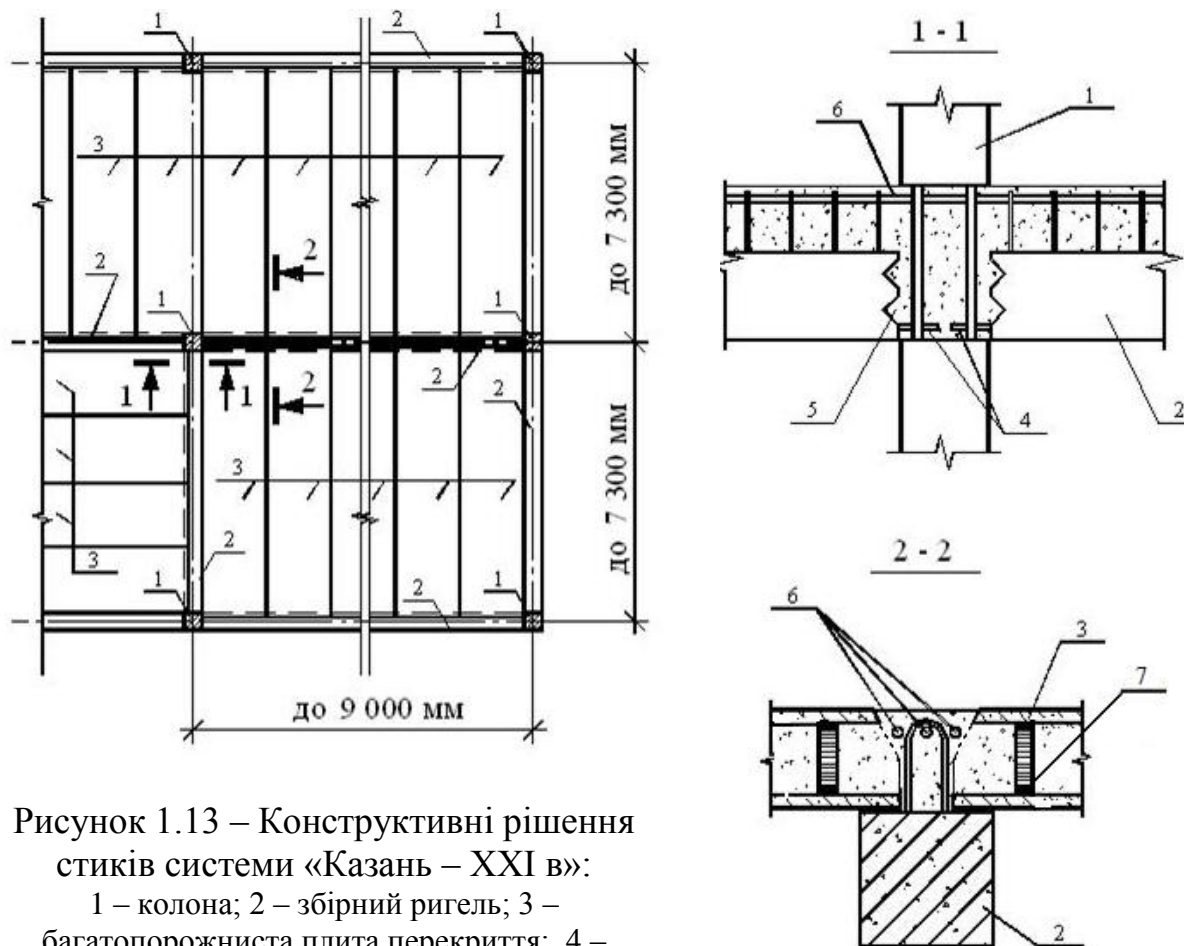


Рисунок 1.13 – Конструктивні рішення стиків системи «Казань – XXI в»:

1 – колона; 2 – збірний ригель; 3 – багатопорожниста плита перекриття; 4 – випуски поздовжньої робочої арматури; 5 – шпонки в торці ригеля; 6 – опорна робоча арматура збірно-монолітного ригеля

– вузли з’єднання елементів каркаса виконуються практично без металевих виробів та закладних деталей шляхом їх замонолічування бетоном;

– використовуються переваги збірно-монолітного залізобетону, що дозволяє знизити матеріалоемність конструкцій;

– частка монолітного бетону в перекритті складає 7,2 %, а в каркасі в цілому – 11,9 % від загального об’єму залізобетону;

– використання в складі перекриття багатопорожнистих плит дозволяє знизити його приведену товщину;

– підвищується просторова жорсткість за рахунок замоноличування вузлів з'єднань елементів з пропуском арматури через отвори в конструкціях;

– ригелі і плити перекриття можуть мати різну орієнтацію в межах однієї секції;

– застосовується нефіксована сітка колон, що дає змогу вільного вибору архітектурно-планувальних рішень квартир.

Конструктивна система «Казань-XXI в» забезпечує будівництво житла з високими показниками комфортності, відкриває широкі можливості варіювання об'ємно-планувальних рішень, дозволяє мінімізувати витрати на модернізацію і перепланування приміщень при експлуатації та використовувати для огорожувальних конструкцій ефективні місцеві матеріали.

1.5 Збірно-монолітна конструктивна система «РАДІУСС»

«РАДІУСС» – *(регионально адаптируемая индустриальная универсальная строительная система)* конструктивна система будівель, яка розроблена в Росії. Вона застосовується для зведення як житлових, так і громадських будівель різного призначення [17–19]. У 1986 р. згідно з програмою «Житло» ЦНИИЭП ТБЗ и ТК була поставлена задача до 2000 р. вдвічі збільшити обсяги цивільного будівництва. Авторам серій ИИ-04 та 1.020-1/83 було запропоновано розробити індустріальну універсальну будівельну систему, котра адаптується в умовах різних регіонів. У 1989 р. ця система була повністю розроблена.

Принципова конструкція системи «РАДІУСС» представлена на рисунку 1.14, а. Розроблена система збірно-монолітного каркасу дозволяє застосовувати в плані конструктивно-планувальні чарунки з такими основними розмірами: 3,6×6 м, 3×6 м, 3×7,2 м. Значною перевагою об'ємно-планувального рішення є гладка стеля.

Плити перекриття прийняті двох модифікацій: порожнисті товщиною 220 мм та суцільні товщиною 160 мм. У каркасі застосовані безконсольні колони з розмірами поперечного перерізу 200×400 мм, що дозволяє виготовляти їх в єдиному оснащенні для різних висот поверхів. Навантаження передається з плит перекриття на колони через монолітні ділянки – ригелі (рис. 1.14, б), тому вузли з'єднання всіх елементів каркасу максимально спрощені. У монолітних ділянках встановлюється поздовжня арматура, котра забезпечує нерозривність перекриттів та сприйняття зусиль розтягу. За необхідності відповідно до розрухунку встановлюється також і поперечна арматура.

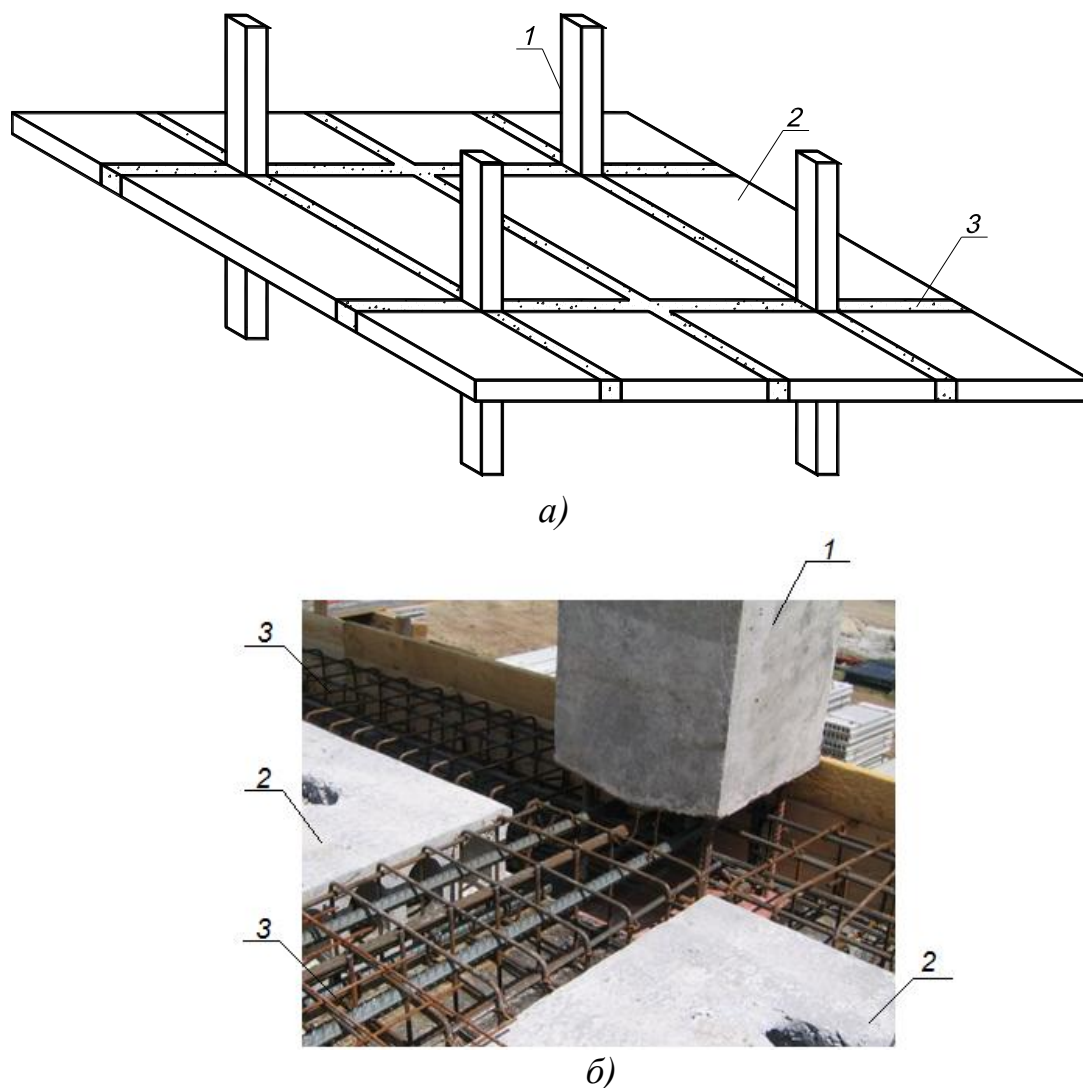


Рисунок 1.14 – Конструкція системи «РАДУСС»:

а – загальний вигляд конструктивної системи; *б* – вузол з'єднання колони з ригелем; 1 – колона; 2 – багатопорожниста плита; 3 – монолітна міжколонна ділянка

Укрупнені чарунки розмірами 6×6 м та 6×7,2 м складаються з декількох плит та потребують спирання на колони поперечним перерізом 400×400 мм, а при великих навантаженнях (наприклад у торгових залах) доцільно виконувати ригелі з полицками, що виступають знизу перекриття. У разі використання плит розмірами на всю чарунку монтаж перекриття значно спрощується, але через значну їх вагу (6,5 – 8,5 т) виникає потреба в застосуванні потужного кранового обладнання й транспортних засобів для їх транспортування. Вузькі плити суцільного перерізу мають вдвічі меншу вагу та можуть виготовлятися на більшості заводів залізобетонних виробів (ЗБВ).

Переваги даного каркасу порівняно з монолітним домобудівництвом: скорочуються роботи зі встановлення опалубки; зменшуються витрати матеріалів; скорочується час монтажу; покращується шумоізоляція перекриттів; завдяки розповсюдженій мережі заводів ЗБВ систему можна впроваджувати по всій країні. Але значним недоліком є те, що витрати арматурної сталі на цю систему порівняно із системами «САРЕТ», «Казань-XXI в» та серією 1.020-1/83 є найбільшими (табл. 1.3).

Таблиця 1.3 – Порівняння різних конструктивних систем будівель [16, 17]

Назва конструктивної системи	Приведена товщина перекриття, см	Витрати сталі на м ² перекриття, кг/м ²	Питома вага монолітного бетону в перекритті, %
«САРЕТ»	17	9,8	62,5
«РАДІУСС»	14	11,4	33
Серія 1.020-1/83	14,7	10,2	–
«Казань-XXI в»	14,2	8,8	7,2

1.6 Збірно-монолітна система «УДС»

«УДС» – універсальна домобудівна система, котра зводиться за технологією збірно-монолітного каркасу [20]. Група інженерів-конструкторів міста Єкатеринбург (Росія), котра з 2001 р. почала займатись розв'язанням проблеми швидкого забезпечення доступним житлом росіян, у 2003 р. створила проектно-конструкторський центр «Каркасні технології», який і є розробником основних проектних рішень та вузлів системи «УДС».

Конструктивна система складається з таких елементів: плити перекриття збірні багатопорожнисті безопалубкового формування шириною 1,2 м та 1,5 м довжиною до 12 м; ригелі лоткові збірно-монолітні (рис. 1.15) висотою 310x250 мм, 400x250 мм, довжиною до 8 м; колони безконсольні згідно з проектом довжиною до 9 м.

Поздовжня арматура лоткових збірно-монолітних ригелів у двох взаємно перпендикулярних напрямках пропускається безпосередньо через передбачені в колонах незабетоновані проміжки (рис. 1.16).

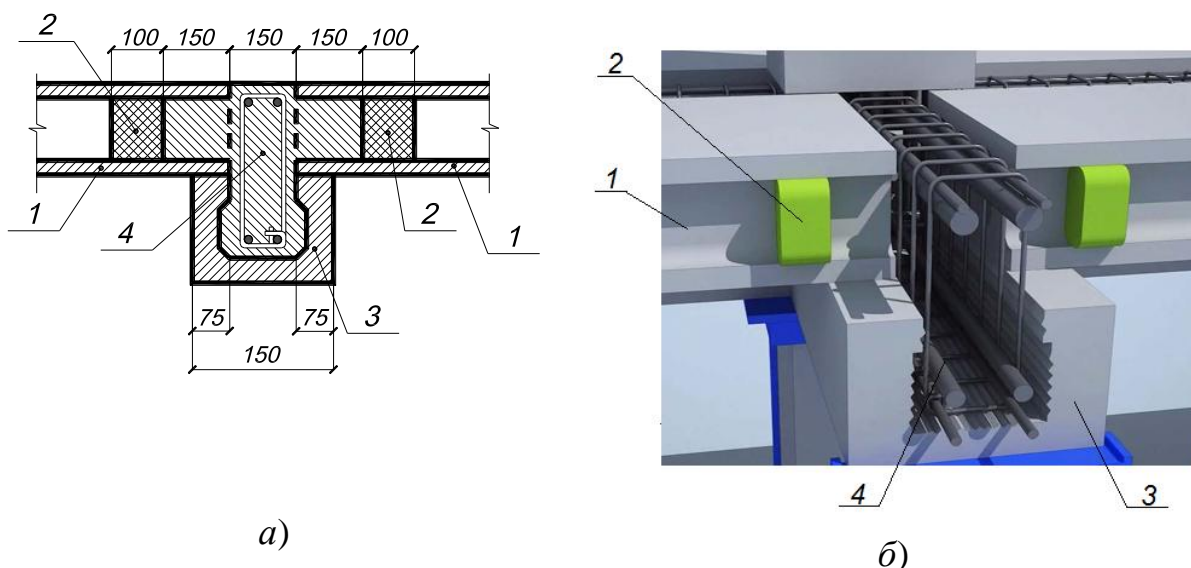


Рисунок 1.15 – Спирання плит перекриття на ригель:

а – схема спирання плит на ригель; *б* – модель вузла;

1 – збірна залізобетонна багатопорожниста плита; 2 – заглушки з пінополістеролу;
3 – лоткова частина збірно-монолітного ригеля; 4 – монолітна частина ригеля

Можливість перекривати прольоти довжиною до 12 м у каркасі досягається за рахунок використання попередньо напружених плит безопалубкового формування.

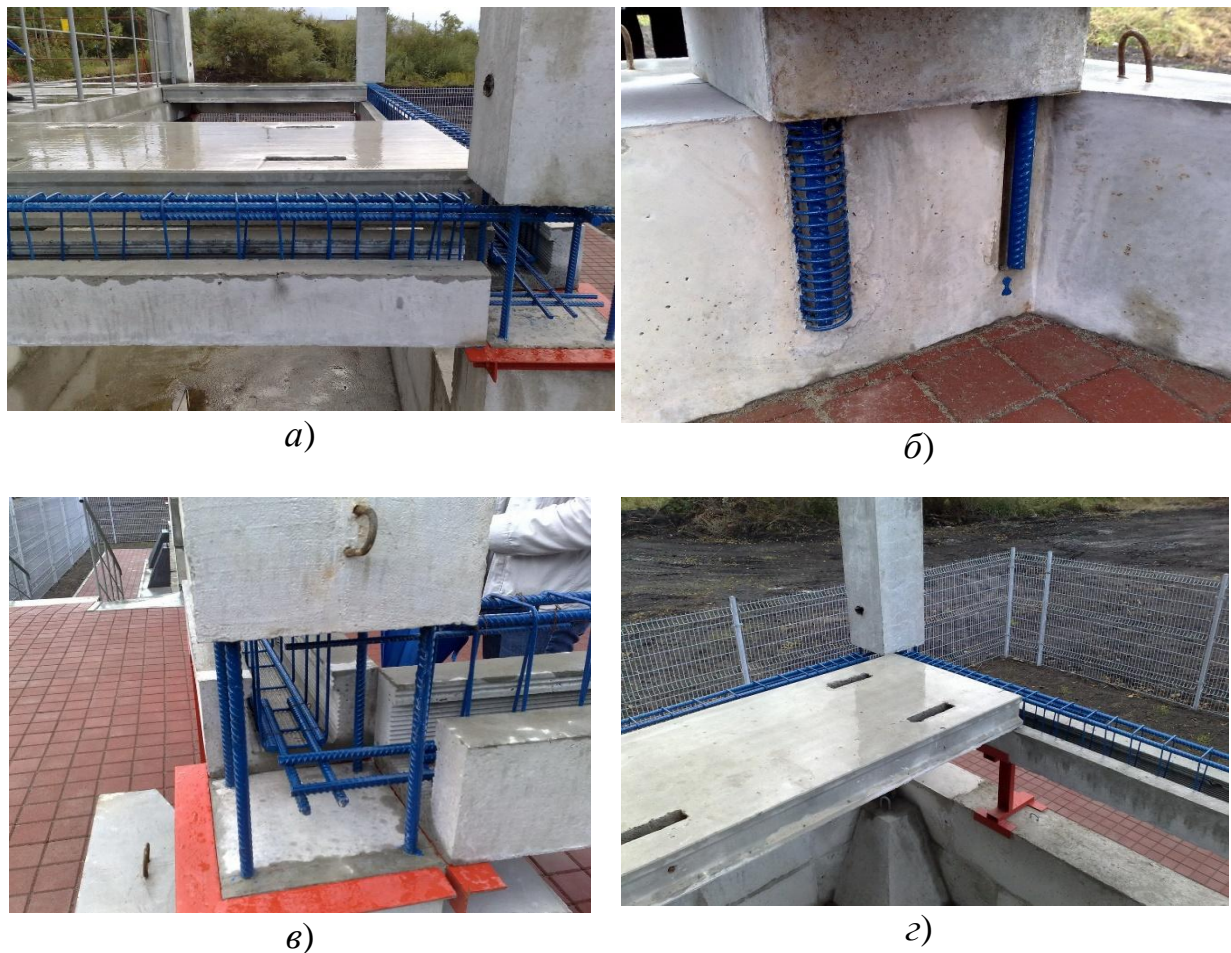


Рисунок 1.16 – Основні вузли конструктивної системи «УДС»:
 а, б, в – з'єднання колони з ригелями; г – монтаж плит на ригелі

Збірно-монолітні лоткові ригелі значно прискорюють швидкість монтажу каркасу цієї збірно-монолітної системи. Плити перекриття встановлюються безпосередньо на полицьки лоткового ригеля, підпертого знизу монтажними стійками (рис. 1.17). Після монтажу плит перекриття утворені між ними проміжки разом з лотковими пазами, в яких розміщені просторові арматурні каркаси, та монтажними проміжками в колонах заповнюють бетонною сумішшю (рис. 1.15).



Рисунок 1.17 – Загальний вигляд каркасу конструктивної системи «УДС» на стадії монтажу:

1 – колона; 2 – багатопорожниста плита; 3 – лотковий ригель; 4 – монтажні стійки



Рисунок 1.18 – Загальний вигляд каркасу конструктивної системи «УДС» у процесі зведення

Елементи каркасу універсальної домобудівної системи «УДС» (рис. 1.17, 1.18) на 85 % виготовляються на заводі ЗБВ, тому ця система характеризується наступними показниками: порівняно невеликою масою збірних залізобетонних конструкцій; високою швидкістю монтажу каркасу; невеликим обсягом монолітних робіт, що виконуються на будівельному майданчику.

Недоліки системи УДС: звичайні місцеві заводи з виготовлення залізобетонних виробів складно переобладнати новими технологічними лініями для виготовлення плит за технологією безопалубкового формування; наявність виступів лоткового ригеля з площини перекриття значно погіршує об'ємно-планувальне рішення внутрішнього простору приміщень будівель порівняно з іншими системами. До недоліків також відноситься необхідність встановлення просторових арматурних каркасів у лоткові пази ригелів безпосередньо на будівельному майданчику, що призводить до збільшення трудовитрат на монтаж каркасу.

1.7 Збірно-монолітна конструктивна система «Рекон»

У 1997 р. на виробничих площах домобудівного комбінату в м. Чебоксари було засновано науково-виробниче об'єднання ЗАТ «Рекон», котре поступово вдосконалювало проектні рішення та вузли відомої каркасної системи «SARET» і адаптувало їх відповідно до особливостей домобудівної індустрії Росії [21].

Конструкція каркасу «Рекон» є збірно-монолітною з використанням збірних багатоярусних (на декілька поверхів) колон та збірно-монолітних перекриттів. Перекриття складається з попередньо напружених плит товщиною 60 мм, які виконують роль незнімної опалубки (рис. 1.19) та монолітного армованого шару бетону товщиною 100 – 140 мм, котрий вкладається зверху по плитах. Зчеплення монолітного шару бетону з плитою забезпечується за рахунок спеціально підготовленої поверхні

верхньої частини плити шляхом оголення крупного заповнювача в заводських умовах. Матеріал плит – важкий бетон класу С30/35, поздовжнє армування здійснюється високоміцним дротом Ø5Вр-ІІ. Монолітний шар бетону перекриття в системі плита-опалубка включає ригелі для сприймання навантаження.



Рисунок 1.19 – Загальний вигляд плити-опалубки

Плити спираються на ригелі заводського виготовлення (рис. 1.20, 1.21). До початку бетонування ригелі та плити підпираються системою монтажних інвентарних опор (рис. 1.22, 1.23).

Нерозрізність диска перекриття досягається за рахунок вкладання арматурних сіток над стиками плит упоперек ригелів. Монолітний шар перекриття виконується з бетону класу С12/15 – С 25/30.

Ригелі виготовляються попередньо напруженими перерізом $b \times h = 250 \times 300$ мм та слугують ребрами монолітного перекриття, з яким поєднується випусками арматури (рис. 1.20, 1.23). Розрахунковою формою

перерізу ригеля є тавр, полицкою якого слугує перекриття. Армування ригелів – попередньо напружені канати $\text{Ø}12$ К-7. Матеріал – бетон класу С 25/30. В торцях ригелів виконуються пази для з'єднання з колонами. Арматура цього вузла пропускається крізь тіло колони і вводиться в пази ригелів. Вузол замонолічується важким бетоном.

Колони застосовуються перерізом 250×250 мм. Для зручності транспортування їх розрізають на елементи довжиною 12 м. Стикування колон здійснюється без зварювання за допомогою «штепсельного» стику (рис. 1.22). Матеріал колон – важкий бетон класу С12/15 – С 25/30. Поздовжнє армування – стержнями діаметром 16 – 25 мм класу А400С. При транспортуванні колон автотранспортом їх довжина може бути збільшена до 17 м.

Для з'єднання колон з ригелями в них на рівні перекриттів передбачені ділянки з оголеною арматурою. Колони на цих ділянках підсилені хрестовими арматурними в'язями (рис. 1.23). Стикування колон з ригелями здійснюється за рахунок пропускання додаткових арматурних стержнів крізь тіло колони. Висота поверху при цьому може бути будь-якою – це обумовлено гнучкою технологією виготовлення колон.



Рисунок 1.20 – Загальний вигляд ригелів системи «Рекон»

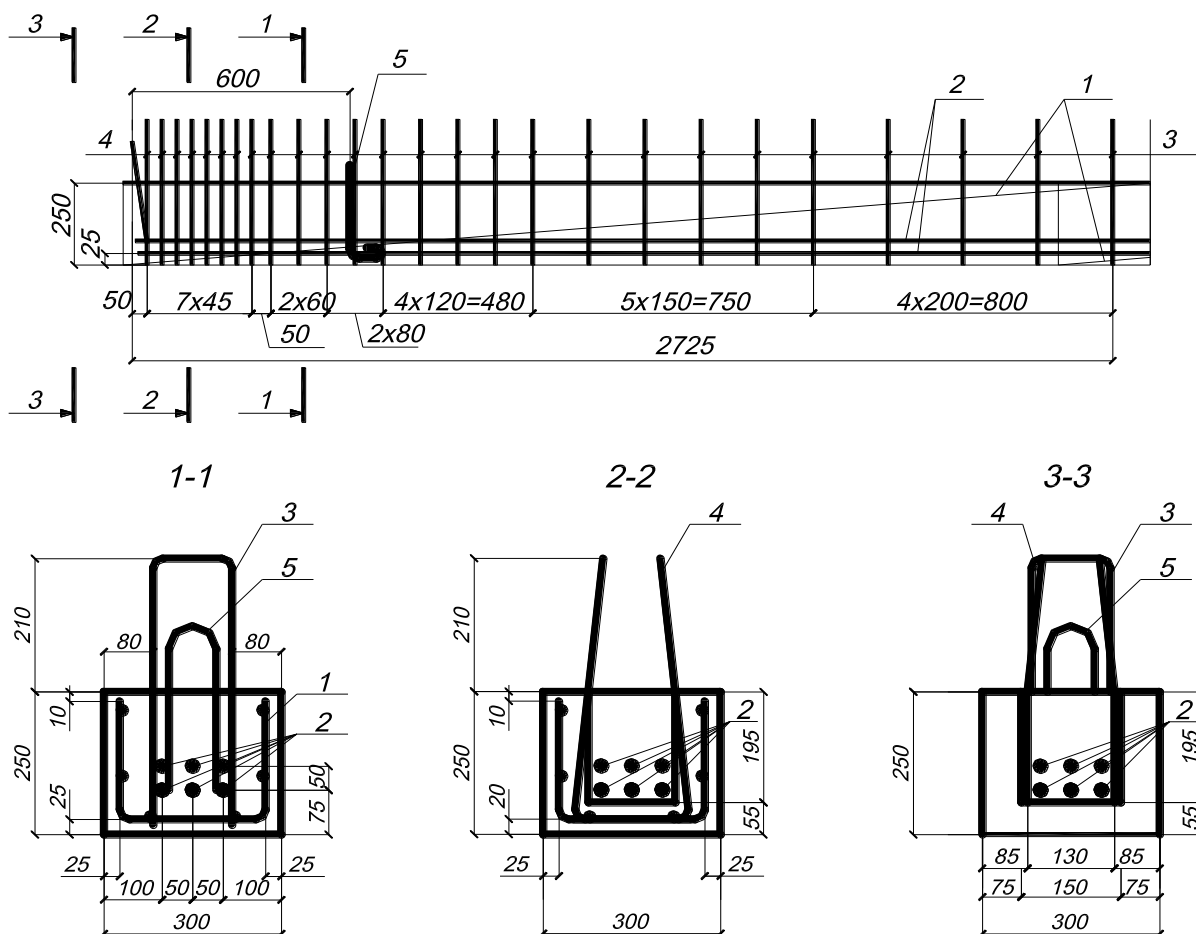


Рисунок 1.21 – Схема армування ригеля
 1 – сітка; 2 – попередньо напружена арматура; 3,4 – поперечна арматура;
 5 – монтажні петлі

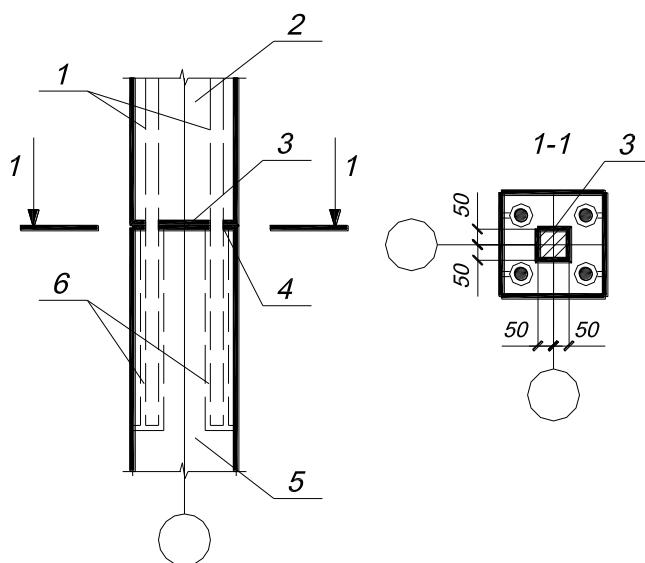


Рисунок 1.22 – Схема штепсельного стику колон
 1 – арматура колони; 2 – верхня колона; 3 – пластина; 4 – бетон С25/30;
 5 – нижня колона; 6 – полімеррозчин

Стійкість будівель висотою до 6 поверхів забезпечується за рахунок жорсткості стиків з'єднання ригелів з колонами. Для будівель більшої висоти потрібно влаштовувати діафрагми чи ядра жорсткості.

Техніко-економічні показники каркасного будинку, збудованого за технологією «Рекон» достатньо високі. Середня довжина прольоту складає 12 м, а максимальна 24 м (рис. 1.24). Це дає додатковий простір для втілення найсміливіших внутрішніх і зовнішніх архітектурно-планувальних рішень.



Рисунок 1. 23 – Вузол з'єднання ригеля з колоною



Рисунок 1.24 – Загальний вигляд будівлі, що зводиться за конструктивною системою «Рекон»

Окремі елементи системи «Рекон» можуть використовуватись при будівництві транспортних розв'язок та мостів. Високою є швидкість зведення будівель, наприклад будівництво 17-поверхового будинку здійснюється лише за 3 місяці.

1.8 Збірно-монолітна каркасна система «Ducore»

Каркасна система «Ducore» розроблена в 1992 році компанією Finfrock Industries в м. Орlando (штат Флорида, США) [22]. Ця система протягом багатьох років використовується в США при будівництві багатоповерхових будівель: шкіл, лікарень, автостоянок.

Каркас «Ducore» складається з багатоповерхових безконсольних колон, комплексних плитних ригелів перекриття (утворених нижніми збірними і верхніми монолітними частинами), збірних багатопорожнистих плит і бетону замонолічування [23] (рис. 1.25).

Багатоповерхові колони можуть бути монолітними або збірними. Колони мають незабетоновані проміжки на рівні перекриттів для влаштування стика ригеля з колоною. Висота колон може сягати чотирьох поверхів [24].

Плитні ригелі являють собою комплексну конструкцію, що складається зі збірної та монолітної частин. У каркасі системи «Ducore» збірні частини плитних ригелів мають робочу поздовжню арматуру та випущену поперечну арматуру. На них опираються плити перекриттів, а також вони виступають в ролі незнімної опалубки для монолітної частини. Спільна робота збірного та монолітного бетону ригеля забезпечується силами контактного зчеплення бетону і арматурними випусками.

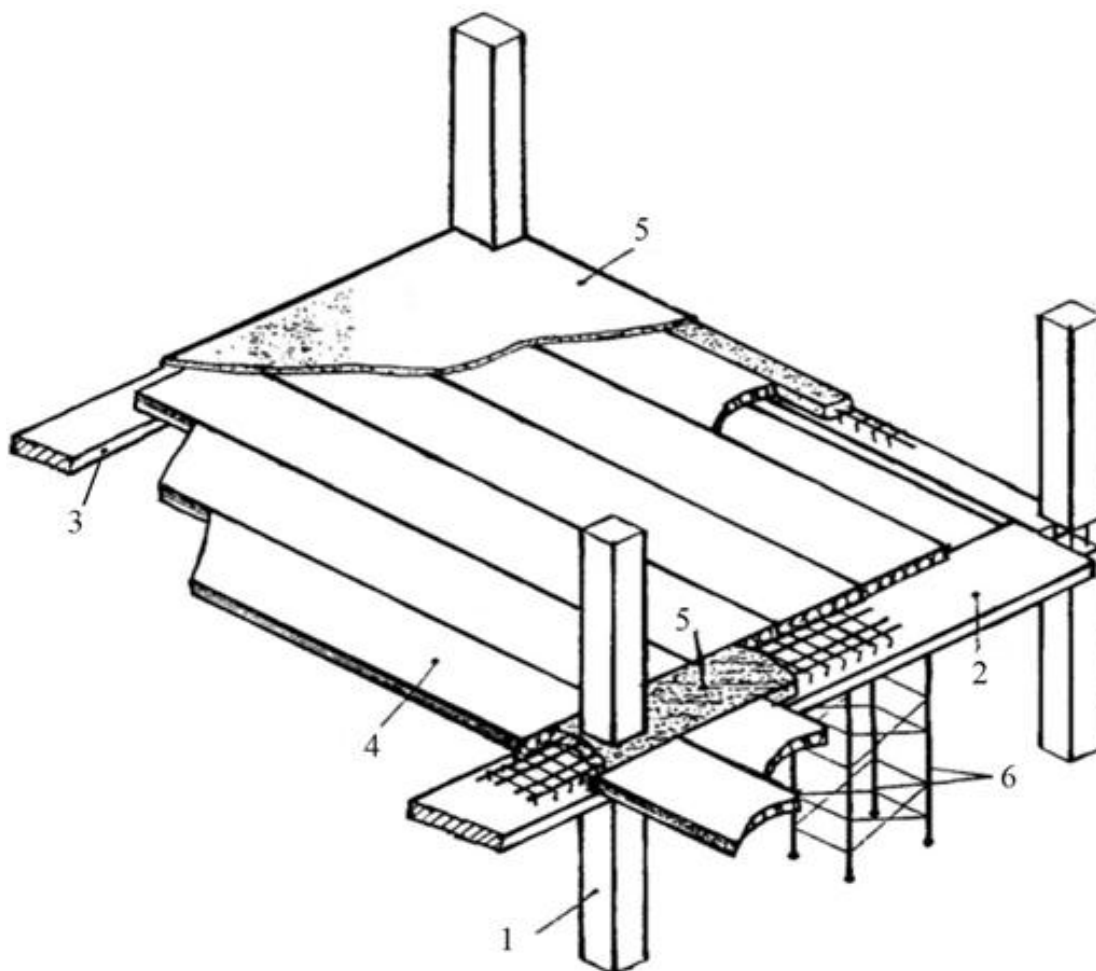


Рисунок 1.25 – Фрагмент конструктивної системи «Ducore»:
 1 – колона; 2 – збірна частина внутрішнього плитного ригеля; 3 – збірна частина зовнішнього плитного ригеля; 4 – багатопорожниста плита; 5 – бетон замонолічування; 6 – тимчасові монтажні сталеві опори

Плитні ригелі мають ширину 1,2 м і аналогічні за конфігурацією до багатопорожнистих плит перекриття, але є суцільними, без порожнин. Збірні частини плитних ригелів виготовляються з бетону міцністю на стиск 41,4 МПа (бетон класу С40/50 за [25]). Міцність на стиск бетону замонолічування становить 31 МПа [22] (бетон класу С30/37 за [25]).

Багатопорожнисті плити з номінальною шириною 1,2 м у даному рішенні виконані з відкритими порожнинами і встановлені на збірну частину плитних ригелів (рис. 1.26). Ці збірні попередньо напружені елементи виготовляються з важкого бетону міцністю 55 МПа [22] (бетон класу С55/67 за [25]).

Система «Dycore» має відносно високе відношення прольоту до висоти перерізу (від 15 до 20) і, як правило, використовується в багатоповерхових будівлях або стоянках, де існує проблема влаштування великих прольотів. Мінімальна конструктивна висота перекриття при прольоті 7,6 м складає 508 мм, з яких 305 мм – висота перерізу збірної частини плитних ригелів і 203 мм – висота перерізу багатопорожнистих плит [22].

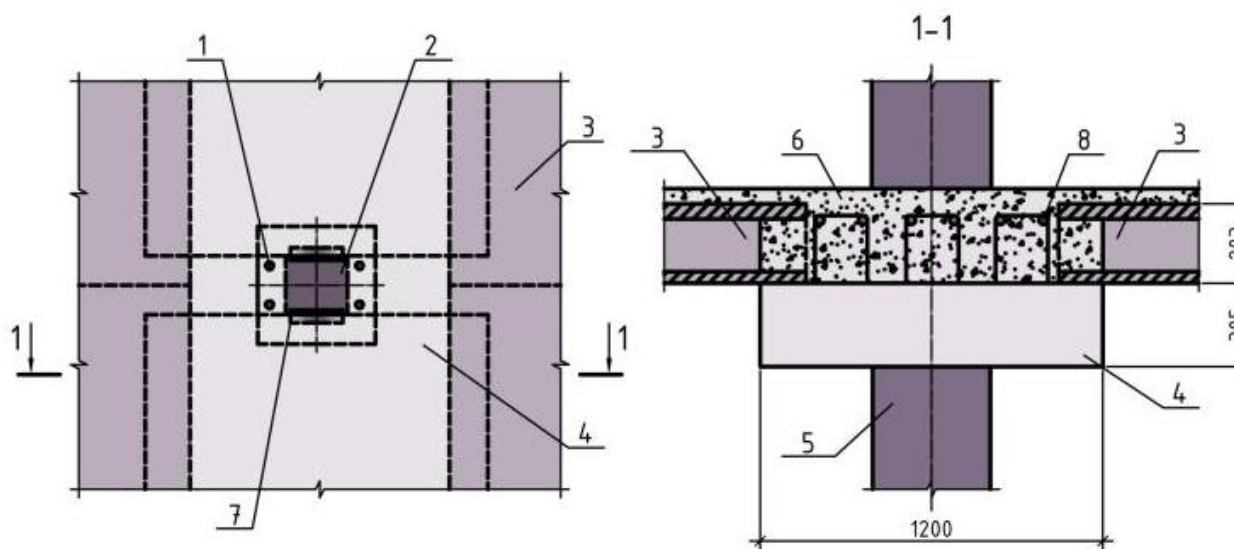


Рисунок 1.26 – Схема спирання багатопорожнистих плит на збірну частину комплексного плитного ригеля системи «Dycore»:

1 – випуски арматури колони; 2 – закладна деталь колони; 3 – багатопорожниста плита; 4 – збірна частина плитного ригеля; 5 – колона; 6 – бетон замонолічування; 7 – закладна деталь плитного ригеля; 8 – надпорна арматура плитного ригеля

У період монтажу збірні елементи ригеля встановлюють на тимчасові монтажні сталеві опори з подальшим зварюванням закладних деталей на торцях колони і ригелів. Після монтажу нижніх збірних частин ригелів, укладають верхню робочу арматуру і здійснюють монтаж багатопорожнистих плит на ці частини ригелів.

Торцеві ділянки крайніх порожнин у багатопорожнистих плитах замонолічуються одночасно з бетонуванням стику колон і ригелів.

Бетонування стика «колона – ригель» виконується з використанням опалубки, що встановлюється по контуру колони.

При бетонуванні монолітних частин ригелів необхідно встановити опалубку вздовж зовнішньої грані зовнішніх плитних ригелів. Одночасно з бетонуванням верхніх частин ригелів виконують укладання шару монолітного бетону по верху плит. В результаті утворюється жорстка комплексна конструкція, що відрізняється високим рівнем надійності та несучої здатності.

Комплексні плитні ригелі в цьому рішенні мають високу несучу здатність, проте частини ригелів, котрі виступають із площини перекриття, обмежують свободу планувальних рішень, що знижує споживчі якості будівель [4].

Монтаж багатопорожнистих плит безпосередньо на збірні частини комплексних плитних ригелів забезпечує високу надійність і безпеку опорних перерізів плит. В той же час, обмежена глибина спирання збірних частин комплексних плитних ригелів на колони недостатньо враховує виробничі чинники будівництва, пов'язані з точністю монтажу. Збірно-монолітне виконання стику колон і ригелів має знижену міцність, що обмежує навантаження на перекриття. Замонолічування цих стиків викликає необхідність технологічних перерв, що призводить до збільшення термінів будівництва. Перераховані недоліки обмежують можливість використання рішень каркаса системи «Ducore».

1.9 Збірно-монолітний каркас системи «SCOP PPB»

Збірно-монолітний каркас системи «SCOP PPB» був запропонований фірмою «PPB SARET» (Франція) у 1988 р. Технологія виробництва збірно-монолітних елементів, розроблена фірмою «PPB SARET», була придбана ВАТ «Чебоксарський ДБК» в 1993 р., після чого технологія «Сарет» неодноразово доповнювалася і удосконалювалася.

Каркас «SCOP PPB» складається зі збірних колон і комплексних збірно-монолітних ригелів балкової конструкції, поперхово об'єднаних збірно-монолітними дисками перекриттів [4]. Збірні частини ригелів і плит виготовляються у заводських умовах. Вони крім несучих функцій виконують роль незнімної опалубки для укладання монолітного бетону (рис. 1.27).

Висота поверху обмежень не має і залежить тільки від міцності колон, тому застосування каркаса можливо для будівель різного призначення: житлових, громадських, виробничих, адміністративно-побутових.

Колони можуть мати переріз від 250×250 мм до 400×400 (400×600) мм і виготовляються довжиною до 15 м. Матеріал колон – важкий бетон класу до С30/35 (С30/37 за [25]). Колони каркаса виконуються багатоярусними з влаштуванням в рівні перекриттів ділянок з оголеною арматурою і установленням в цих межах хрестових в'язей.

Армування багатоярусних колон і установлення в стиках хрестових в'язей, прийнятих за разовими умовами їх використання (тільки на період транспортування і монтажу), може істотно перевищувати необхідне армування за розрахунком на експлуатаційні навантаження. Це невиправдано підвищує їх металоємність [4].

Стикування колон здійснюється без зварювання – за допомогою «штепсельного» стику, тобто шляхом встановлення поздовжніх арматурних стержнів однієї колони в спеціально залишені гнізда у тілі іншої, що дозволяє з'єднувати колони з перерізами різних розмірів.

Збірні попередньо-напружені ригелі перерізом від 250×200 мм і більше, служать ребрами монолітного перекриття, з яким з'єднуються випусками арматури. Розрахунковим перерізом ригеля є тавр, полицю якого служить перекриття. Матеріал ригелів – важкий бетон класу до С30/35 (С30/37 за [25]), поздовжнє армування виконується високоміцною арматурою з попереднім напруженням. При цьому у припорній частині

комплексних ригелів не запропоновані конструктивні заходи для забезпечення анкерування попередньо напруженої робочої арматури.

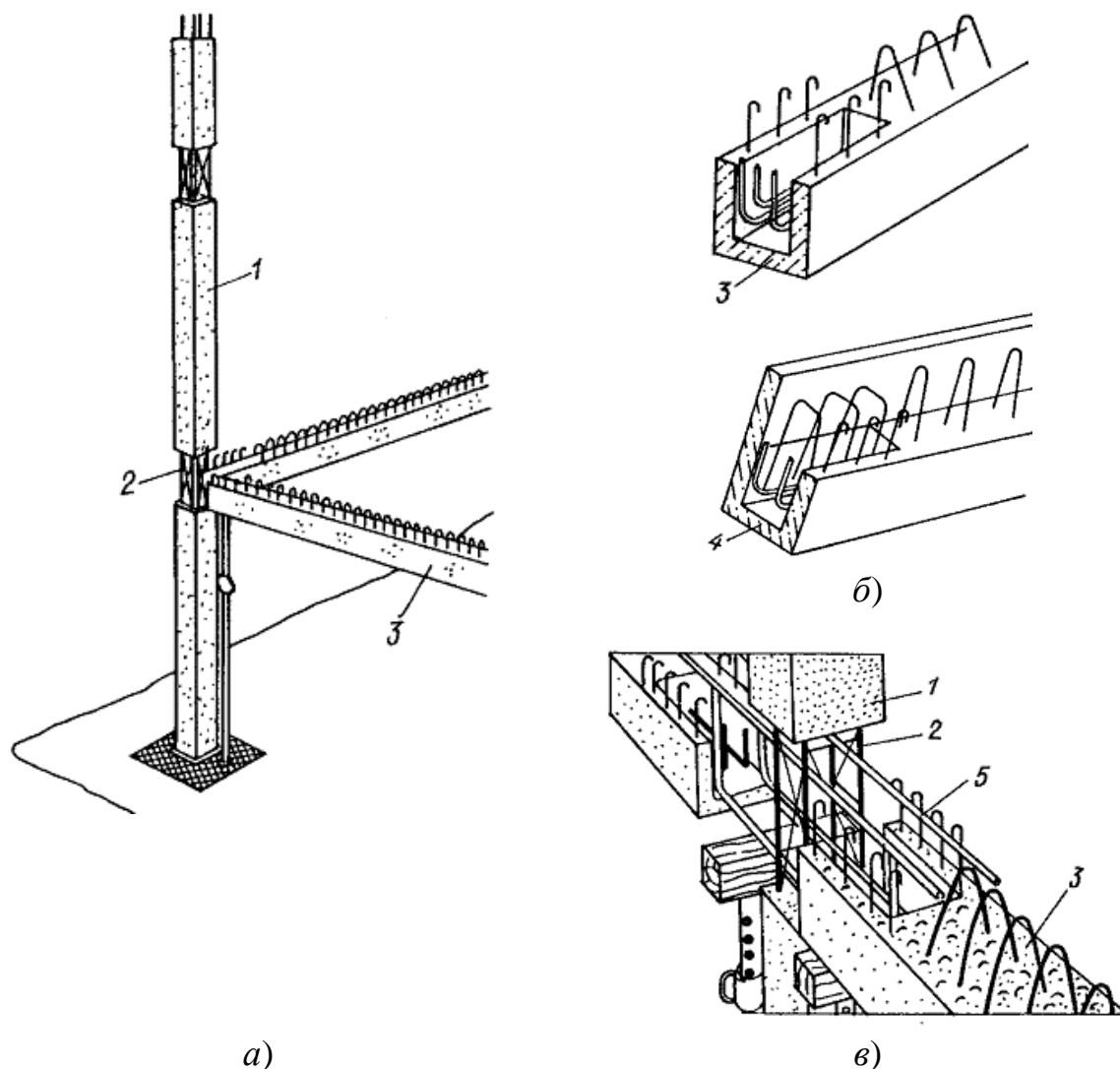


Рисунок 1.27 – Конструкція каркаса системи «SCOP PPB»:
a – спирання збірних частин збірно-монолітних ригелів на колони; *б* – опорні ділянки збірних частин ригелів; *в* – з'єднання елементів каркаса у вузлах; 1 – багатоярусні збірні колони; 2 – ділянка колони з оголеним армуванням; 3 – збірна частина збірно-монолітного ригеля перекриття; 4 – фундаментна балка; 5 – арматура вузлового з'єднання

Стик колони та ригеля виконується жорстким. Для надання жорсткості вузлу з'єднання ригеля з колоною, через тіло колони пропускаються додаткові арматурні стержні (рис. 1.27, *в*).

Після установлення опорної арматури ригелів, пропущеної через тіло колон, ці ділянки замонолічуються одночасно з виконанням монолітної

частини ригелів і плит перекриття. Замонолічування вузла сполучення проводиться бетоном С30/35 (С30/37 за [25]).

Перекриття складається з попередньо-напружених залізобетонних плит товщиною 60 мм, які слугують незнімною опалубкою для монолітного армованого шару товщиною 80 – 140 мм, що вкладається зверху (рис. 1.28). Зчеплення монолітного шару зі збірною плитою здійснюється за рахунок шорсткості верхньої поверхні плити, виконуваної в заводських умовах шляхом оголення крупного заповнювача. Матеріал плит – важкий бетон класу С35/45. Поздовжнє армування виконується високоміцним дротом з попереднім напруженням.

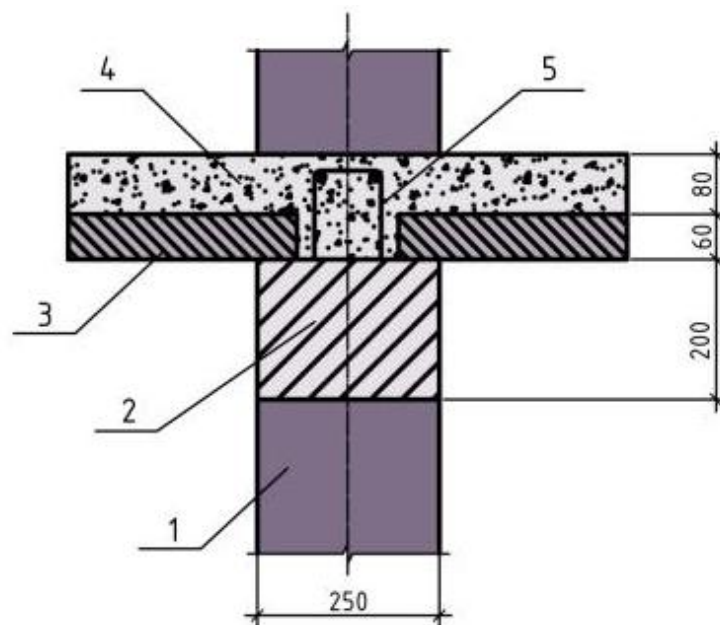


Рисунок 1.28 – Вузол з'єднання «плита – ригель» в системі «SCOP PRB»:

1 – колона; 2 – збірна частина ригеля; 3 – збірна частина плити; 4 – бетон замонолічування; 5 – арматурна сітка

Жорсткість диска перекриття досягається за рахунок укладання арматурних сіток в стиках плит і над ригелями. Монолітний шар перекриття виконується з важкого бетону класу до С25/30.

Сумісна робота збірно-монолітної плити перекриття забезпечується тільки силами зчеплення бетону по площині контакту збірної і монолітної частин перекриття. Це може бути досягнуто лише при якісній підготовці

робочих поверхонь збірних плит (очищення від цементної плівки, пилу, снігу, льоду та ін.). Безпосередньо перед укладанням бетону очищені поверхні плит мають бути промиті водою і просушені. У реальних умовах виробництва (особливо взимку) ці процеси практично неконтрольовані, що знижує надійність перекриттів.

На період монтажу збірні частини ригелів встановлюються на металеві монтажні столики, закріплені на колонах. При бетонуванні монолітного шару перекриттів під збірними частинами ригелів та плитами (аналогічно рішенням монолітного будівництва) встановлюють і закріплюють просторову жорстку систему тимчасових опор, що значною мірою збільшує трудомісткість монтажу порівняно зі збірним житловим будівництвом.

1.10 Безконсольно-безкапітельно-безбалкова каркасна конструктивна система будівель

Безконсольно-безкапітельно-безбалкова конструктивна система (ББККС) будівель – універсальна конструктивна система безригельного каркасу, котра складається з вертикальних колон та плоских плит перекриття, з'єднаних з колонами без допомоги консолей чи капітелей. Її широко застосовують у проектуванні наземних багаторівневих паркінгів, житлових та громадських будівель. За способом влаштування ця система може виконуватись зі збірних елементів, з монолітного залізобетону або збірно-монолітною. Конструктивні рішення ББККС в практиці зведення будівель почали застосовувати з 1940 року. Саме в цей час в безбалкових перекриттях було вирішено з'єднувати плити з колонами без застосування капітелей [26 – 28]. Аналоги цієї системи відомі також під назвами «конструкція універсальна безбалкова» (КУБ) або «збірно-монолітний безригельний каркас» [29 – 34]. У загальному випадку каркас ББККС

(рис. 1.29) складається з вертикальних багатоярусних колон без виступаючих опорних частин, з плит перекриття та в'язів [35 – 44].

За своєю сутністю ББКС являє плоскі залізобетонні перекриття, безпосередньо з'єднані з колонами за рахунок прогресивних вирішень їх стиків. У будівлях з такими каркасами відсутні балки (ригелі), консолі колони, капітелі. Жорсткість каркасу забезпечується збірними елементами жорсткості – залізобетонними діафрагмами або кісцями. Ця конструктивна система дозволяє швидко трансформувати приміщення під нове призначення.

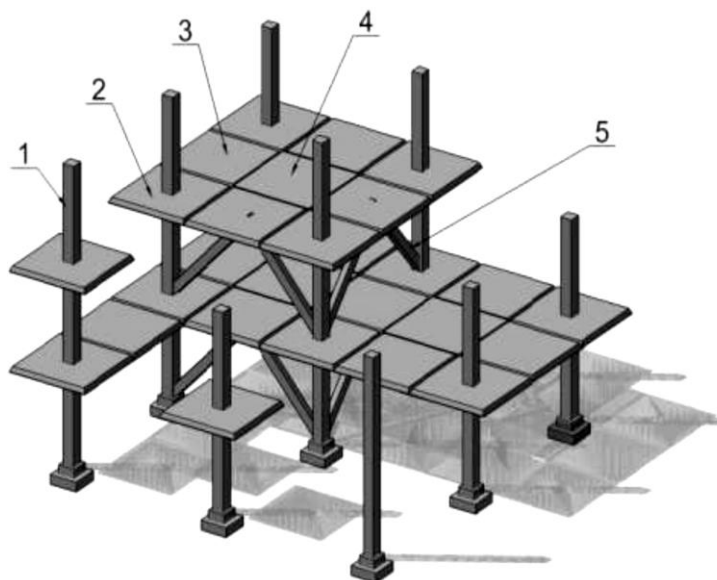


Рисунок 1.29 – Безконсольно-безкапітельно-безбалкова конструктивна система будівлі:

1 – колона; 2 – надколонна плита;
3 – міжколонна плита; 4 – середня плита;
5 – елемент жорсткості (в'язь)

Міжповерхові перекриття у таких будівлях складаються з трьох типів збірних залізобетонних плит: надколонних (рис. 1.29, позиція 2), міжколонних (рис. 1.29, позиція 3) та середніх (рис. 1.29, позиція 4). Товщина усіх плит – 160 мм, їх опалубкові розміри в плані, з метою уніфікації, прийняті однаковими – 2980×2980 мм (рис. 2.2). Замонолічування швів між ними шириною 20 мм здійснюється без установлення опалубки.

Надколонні плити кріпляться зварюванням закладених в них сталевих обойм до арматури колони за допомогою з'єднувальних деталей, а передбачені монтажні проміжки в 20 мм між колоною та обоймою, а також між плитами заповнюються високоміцним дрібнозернистим бетоном

класу С 20/25 (рис. 2.3, 2.5, 2.6). При цьому в забетонованих проміжках утворюються шпонки, бетон яких додатково зміцнюється за рахунок всебічного обтиснення.

Вертикальними несучими елементами каркасу є збірні залізобетонні дво- чи триярусні колони з розмірами поперечного перерізу 400×400 мм, а також частково залізобетонні діафрагми жорсткості (рис. 2.1, 2.4).

Стикування колон примусове за рахунок входження стержня-фіксатора нижнього торця верхньої колони в гніздо верхнього торця нижньої колони (рис. 2.3, 2.4). Сходи виконуються зі збірних залізобетонних східцевих маршів або зі збірних сходів по косоурах в сходових шахтах з кріпленням до елементів каркасу.

Монтаж конструкцій каркасу ведеться в наступному порядку: спочатку монтуються колони із замонолічуванням їх в стакани фундаментів, потім встановлюються і приварюються до арматури колон надколонні плити, після цього монтуються міжколонні та середні плити (див. 5).

Як показує практика, застосування безкапітальної-безбалкової конструктивної системи (аналог системи «КУБ») у будівлях дозволяє реалізовувати на практиці такі основні її *переваги*:

- консольна частина перекриття уздовж його периметру сприяє наданню кожній будівлі неповторних архітектурних форм, створюючи цим самим умови привабливого міського ландшафту;

- будівлям притаманна автономність у архітектурно-планувальних рішеннях завдяки відсутності ригелів;

- зменшений будівельний габарит перекриття дає можливість збільшити внутрішній корисний об'єм приміщення;

- термін будівництва скорочується на 50% у порівнянні з іншими конструктивними системами;

- запуск виробничої лінії з виготовлення збірних елементів є достатньо простим і здійснюється у мінімальні терміни;

– надійність конструктивних рішень системи підтверджена результатами статичних та динамічних випробувань;

– для застосування ББКС у будівництві існує багато готових проектних рішень: можна проектувати будинки з прольотами 3, 6, 9 метрів, з кроком колон 6 та 3 метри, висотою поверхів 2,8; 3,0; 3,3 та 4,2 метри;

– бригада монтажників з п'яти чоловік може забезпечити монтаж збірних залізобетонних конструкцій для 500 м^2 житла за зміну;

– зовнішні стіни за конструкцією являються самонесучими і можуть бути виготовленими зі штучного матеріалу або стінових панелей вертикальної розрізки, котрі закріплюються до зовнішніх поясів перекриттів;

– конструкції вузлів забезпечують зниження ймовірності резонансу будівлі при змушених коливаннях (від навантажень сейсмічних, знакозмінного тиску вітру і таке інше), а тому будівництво житлових будівель за даною конструктивною системою може здійснюватись також в районах зі сейсмічністю до 9 балів (за 12-ти бальною шкалою).

Основний *недолік* звичайної конструкції безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи – значна кількість арматури в колонах нижніх поверхів.

Таблиця 1.4 – Порівняння ТЕП ББКС з іншими системами

Показник	Конструктивні системи		
	Монолітна	КПБ-135	ББКС (КУБ)
Усього сталі на м^2 перекриття	27 кг/ м^2	48 кг/ м^2	18 кг/ м^2
Усього бетону на м^2 перекриття	0,28 м^3 / м^2	0,8 м^3 / м^2	0,2 м^3 / м^2
Товщина перекриття	200 мм	160 мм	160 мм
Сітка колон	6,3×6,3 м	6×3 м	6×6 м
Арх.-планувальне рішення	вільне	фіксоване	вільне
Затрати на монтаж 1 м^2 перекр. (подача бетону бетононасосом)	21 люд./год· м^2	1,1 люд./год· м^2	0,7 люд./год· м^2
Строк монтажу 12-ти поверхів	6 місяців	3 місяці	3 місяці

1.11 Удосконалена безконсольно-безкапітельно-безбалкова каркасна конструктивна система будівель

Безконсольно-безкапітельно-безбалкова конструктивна система (ББККС) [29 – 41] позитивно зарекомендувала себе при її застосуванні в різних за призначенням будівлях. З метою апробації ефективності цієї системи в будівництві будівель доступного житла у 2008 році за проектом Полтавського Державного проектного інституту містобудування «Міськбудпроект», розробленого з урахуванням запропонованих ПолтНТУ удосконалень ББККС, вперше в Україні у м. Полтаві були зведені будівлі під доступне житло (рис. 1.30 – 1.36), а також будівлі іншого призначення [35 – 41].

Сутність удосконалення ББККС полягає в тому, що за рахунок уведення суцільних залізобетонних діафрагм жорсткості та фундаментів під них стало можливим передати на такі діафрагми частину вертикального навантаження, що сприяє значному зменшенню вертикального навантаження на колони нижніх поверхів і, тим самим, у будівлях зведених за вдосконаленою системою збільшується кількість поверхів з 12-ти до 16-ти без збільшення кількості арматури та поперечного перерізу нижніх колон [45 – 72].

Упровадження вдосконаленої каркасної безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи у будівництво багатоповерхових будівель під житло дозволяє зменшити його вартість 1м^2 майже на 40% порівняно з будівлями, що зводяться за традиційними стіновими та каркасними конструктивними системами. При цьому швидкість зведення будівлі зростає на 50%, інтенсивність забезпечення населення житлом зростає і його можливості, з огляду доступності придбання житла, значно розширюються.

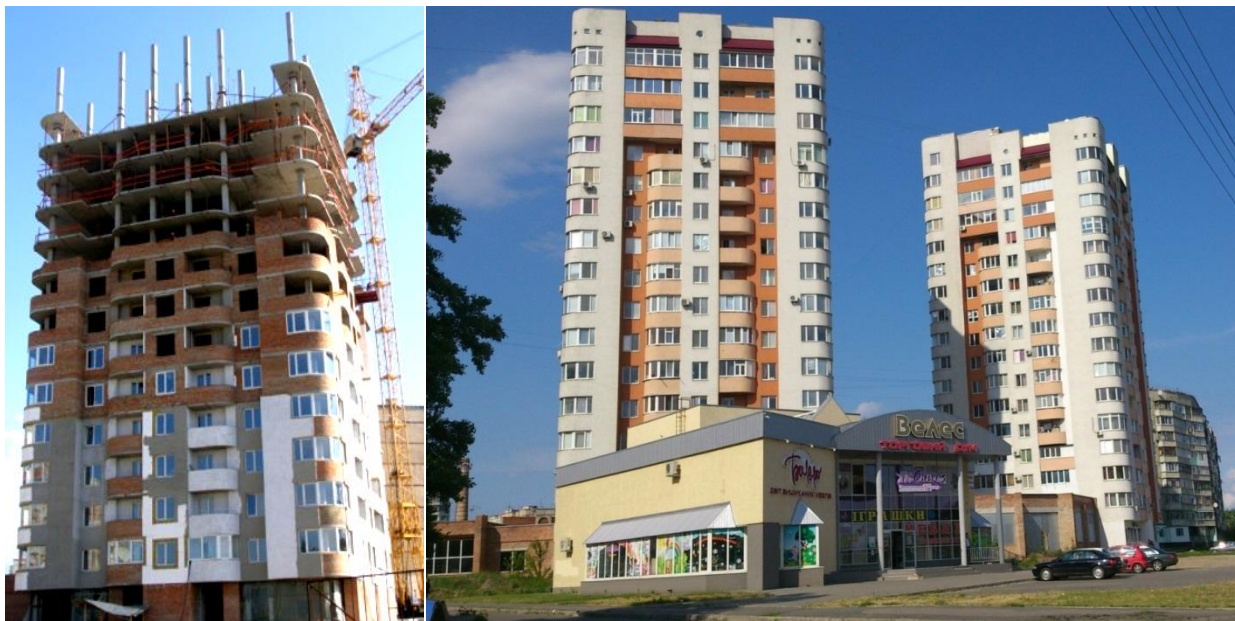


Рисунок 1.30 – Загальний вигляд початку будівництва 16-ти поверхових житлових будинків у Полтаві по вул. Богдана Хмельницького, 21 та їх загальний вигляд після закінчення будівництва



Рисунок 1.31 – Житловий 16-ти поверховий житловий будинок у Полтаві по вул. Соборності, 60-д у процесі будівництва та після закінчення будівництва



Рисунок 1.32 – Житловий 5-ти поверховий будинок по вул. Тараса Шевченка, 1 в с.Терешки



Рисунок 1.33 – Фрагмент житлового 16-ти поверхового будинку в процесі зведення по вул. Боровиковського, 11 в м. Полтава



Рисунок 1.34 – Будівля в процесі зведення в житловому мікрорайоні «Садовий» у с. Розсошенці (2014 – 2015 рр.)



Рисунок 1.35 – Студентський гуртожиток у Полтаві на Першотравневому проспекті, 5



Рисунок 1.36 – Будівля офісного центру у Полтаві по вул. Європейській, 2

У застосованих будівлях з удосконаленим каркасом усі колони уніфіковані та мають переріз 400×400 мм замість колон з поперечним перерізом 500×500 мм, 300×800 мм та 300×600 мм з непрямым їх армуванням арматурними сітками у будівлях зі звичайною конструктивною системою «КУБ».

Виконані в ПолтНТУ розробки, націлені на масове впровадження безконсольно-безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи в будівництво, сприяють:

- інтенсифікації роботи заводів з випуску збірних залізобетонних конструкцій;
- збільшенню кількості робочих місць;
- активізації інвестицій населення у будівничу галузь, що в цілому, покращує загальний економічний стан будівельної галузі.

1.12 Результати аналізу каркасних конструктивних систем будівель

Наведені результати аналізу типів конструктивних систем дозволяють зробити висновки про їх переваги та недоліки як за об'ємно-планувальними рішеннями, так і за витратами матеріалів та трудовитратами на зведення. Слід відмітити найбільш характерні особливості деяких конструктивних систем. Так, максимальні прольоти (12 м), що перекриваються, передбачаються в збірно-монолітному каркасі системи «Рекон». І забезпечується це за рахунок використання попередньо напружених ригелів. Безконсольно-безкапітельно-безбалкова каркасна конструктивна система відрізняється від інших найменшою товщиною залізобетонного перекриття (160 мм), при цьому воно абсолютно плоске за рахунок відсутності ригелів, що є вагомою перевагою при розробленні дизайну інтер'єру будівель як житлового, так і громадського призначення. Найбільшою поверховістю (25 поверхів) виділяються серед інших конструктивні системи «Казань XXI в» та «УДС». А будівлі системи «SCOP PPB» можуть мати поверхи будь-якої висоти без витрат на переобладнання опалубки за рахунок спеціальної конструкції стику ригеля з колоною. Будівлі системи «Сочі» з використанням плитних ригелів характеризуються підвищеною жорсткістю і сейсмостійкістю.

Усі наведені вище конструктивні системи дозволяють використовувати вільні архітектурно-планувальні рішення, що вигідно відрізняє їх від традиційних стінових та балкових каркасних конструктивних систем будівель.

Основні параметри несучих конструкцій усіх розглянутих каркасних конструктивних систем наведені в таблиці 1.5.

Таблиця 1.5 – ТЕП різних каркасних конструктивних систем

Конструктивна система	Колони	Ригелі	Плити	Сітка колон, м	Товщина перекр., мм
«Delta»	залізобетонні збірні 400x400 мм	гнутий сталевий лист (6мм) у формі трапеції	залізобетонні збірні багато-порожністі	6x5 6x6 6x9	200 265 385
«Сочі»	залізобетонні збірні 400x400 мм	залізобетонні монолітні	залізобетонні збірні багато-порожністі	7,2x7,2	220
«Аркос»	залізобетонні збірні 400x400 мм	залізобетонні монолітні	залізобетонні збірні багато-порожністі	6x6 7,2x7,2	220 260
«Казань ХХІ в»	залізобетонні збірні 300x300 мм 300x600 мм 300x800 мм 500x500 мм	залізобетонні збірні	залізобетонні збірні багато-порожністі	6x6 7,3x9,0	220
«РАДІУСС»	залізобетонні збірні 300x300 мм	залізобетонні монолітні	залізобетонні збірні багато-порожністі	3,6x6 3,6x7,2	220
УДС	залізобетонні збірні 300x300 мм	лоткові збірно-монолітні	багато-порожністі безопалубкового формування	6x12 8x12	220
Рекон	залізобетонні збірні 250x250 мм	залізобетонні збірно-монолітні	залізобетонні збірно-монолітні	6x2,7 6x6 6x9	160 200
«SCOP PPB»	залізобетонні збірні 250x250 мм 400x400 мм	залізобетонні збірно-монолітні	залізобетонні збірно-монолітні	6x6 6x9	140 200
«Ducose»	залізобетонні збірні 400x400 мм	залізобетонні збірно-монолітні плитні	залізобетонні збірні багато-порожністі	7,6x7,6	203
«ББКС»	залізобетонні збірні 400x400 мм	відсутні	залізобетонні збірні	6x6	160
Моноліт	монолітні 400x400 мм	відсутні	залізобетонні монолітні	6,3x6,3	200

В результаті порівняння техніко-економічних показників каркасних конструктивних систем, які наведені в таблиці 1.6, можна зробити висновки, що найбільш ефективною для зведення житлових будівель є безконсольно-безкапітельно-безбалкова каркасна конструктивна система. Вона має ряд переваг: вільне об'ємно-планувальне рішення; плоске перекриття; малі витрати конструкційних матеріалів; всі елементи каркасу виготовляються в заводських умовах, що дозволяє забезпечити високу якість залізобетонних конструкцій та швидкість їх монтажу; елементна база каркасу має просту геометричну форму та мінімум типорозмірів; при монтажі каркасу виконується мінімум робіт із замоноличування. Окрім того, заводи залізобетонних виробів, що виготовляють елементи цієї конструктивної системи не потребують спеціального дорогого обладнання або нових ліній чи переобладнання як, наприклад, для виготовлення плит безопалубкового формування, що особливо відчутно впливає на вартість житла.

Таблиця 1.6 – Порівняння основних техніко-економічних показників каркасних конструктивних систем

Конструктивна система	Витрати сталі на 1 м ² перекриття, кг/м ²	Витрати бетону на 1 м ² перекриття, м ³ /м ²	Товщина перекриття, мм	Затрати на монтаж 1 м ² перекриття, люд/год·м ²
«Delta»	68	0,3	200-500	1,1
«Аркос»	13,2	0,21	220-260	2,18
«Казань ХХІ в»	14,1	0,2	220	1,4
«РАДІУСС»	19,1	0,22	220	відсутні дані
«УДС»	6,2	0,27	142	відсутні дані
«Рекон»	17	0,25	174	відсутні дані
«БББКС»	18	0,2	160	0,7
Моноліт	27	0,28	200	21

Отже, за своїми техніко-економічними показниками БББКС є індустріальною найбільш прийнятною для зведення будівель, особливо будівель доступного житла.

1.13 Висновки до розділу 1

Виконані дослідження конструктивних систем дозволяють зробити висновки про їх переваги та недоліки як за об'ємно-планувальними рішеннями так і за витратами матеріалів та трудовитратами на зведення будівель:

1. На основі наведених результатів аналізу типів сучасних конструктивних систем випливає, що розв'язання в Україні проблеми забезпечення населення доступним житлом найдоцільніше здійснювати за рахунок упровадження в будівництво багатоповерхових житлових будинків на основі безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи (БББКС).

2. Для зведення будівель доступного житла крім БББКС прогресивними є також такі каркасні конструктивні системи як «Delta», «Сочі», «Аркос», «Казань-XXI в», «SCOP PPB», «Dyscore», «КУБ».

3. Упровадження в будівництво багатоповерхових житлових будівель доступного житла в Україні безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи дозволить не тільки вирішувати проблему доступності житла для людей з числа малозабезпечених верств населення, але й зробить можливим зведення будівель неповторних архітектурних форм, привабливо урізноманітнюючи цим самим міські ландшафти.

4. У практиці будівництва будівель в Україні поки що прогресивні конструктивні системи «Delta», «Сочі», «Аркос», «Казань-XXI в», «SCOP PPB», «Dyscore», «КУБ» широкого впровадження не набули.

6. Застосування індустріальної каркасної безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи дозволяє строк будівництва будівель доступного житла скорочувати на 50% порівняно з іншими конструктивними системами.

7. Упровадження індустріальної каркасної безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи у будівництво багатопверхових будівель під житло дозволяє зменшити його вартість 1м^2 майже на 40% порівняно з будівлями, що зводяться за традиційними стіновими та каркасними конструктивними системами.

8. Застосування в Україні розробок безконсольно-безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи при будівництві багатопверхових будівель під житло сприятиме відновленню роботи заводів з випуску збірних залізобетонних конструкцій та, відповідно, створенню значної кількості робочих місць у будівництві.

9. З метою прискорення застосування індустріальної каркасної безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи у будівництві будівель доступного житла необхідно провести додаткові експериментальні дослідження роботи збірних залізобетонних конструкцій, що входять до цієї системи, розробити на їх виготовлення технічні умови, а також методику розрахунку несучої здатності за кінематичним способом методу граничної рівноваги.

2 МОДЕЛЬ УДОСКОНАЛЕНОЇ ЗБІРНОЇ КАРКАСНОЇ БЕЗКОНСОЛЬНО-БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЛІ

Індустріальна збірна безконсольно-безкапітельно-безбалкова конструктивна система (ББККС) – це конструктивна система, основною відмінністю якої являється використання виготовлених у заводських умовах залізобетонних збірних елементів каркаса і монтаж їх безпосередньо на будівельному майданчику. Удосконалена каркасна збірна ББККС може застосовуватись для будівництва будівель висотою до 25 поверхів в усіх кліматичних зонах зі сейсмостійкістю до 8 балів включно.

2.1 Загальний вигляд конструктивної системи будівлі

Індустріальна каркасна безконсольно-безкапітельно-безбалкова конструктивна система (ББККС) складається із вертикальних колон, плоских панелей перекриття та діафрагм. Основними її несучими елементами є колона, надколонна плита, міжколонна плита і середня плита (рис. 2.1). Ця система може з успіхом застосовуватись у проектуванні наземних багатоповерхових паркінгів, житлових та громадських будівель.

Каркас ББККС являє плоскі залізобетонні перекриття у вигляді абсолютно жорстких у своїй площині дисків безпосередньо поєднаних з колонами за рахунок прогресивних вирішень їх стиків. У будівлях з такими каркасами відсутні балки, консолі колон, капітелі. Жорсткість каркасу забезпечується збірними елементами жорсткості – залізобетонними діафрагмами (рис. 2.1, позиція 5). Каркас ББККС дозволяє швидко трансформувати приміщення під нове призначення.

Складові частини каркасу ББККС виготовляються на заводах залізобетонних виробів, а на будівельний майданчик доставляють уже готові до монтажу конструктивні елементи. Простота форм елементів

каркасу та значно менша ніж в інших каркасах кількість типорозмірів спрощують процес освоєння технології виготовлення складових частин каркасу заводами. Також ця система дає можливість виготовляти усі елементи на невеликих заводах, оскільки технологічні процеси швидко освоюються. Простота виробництва і будівництва сприяє мінімалізації строку запуску виробничої лінії та навчання монтажників монтажу елементів системи.

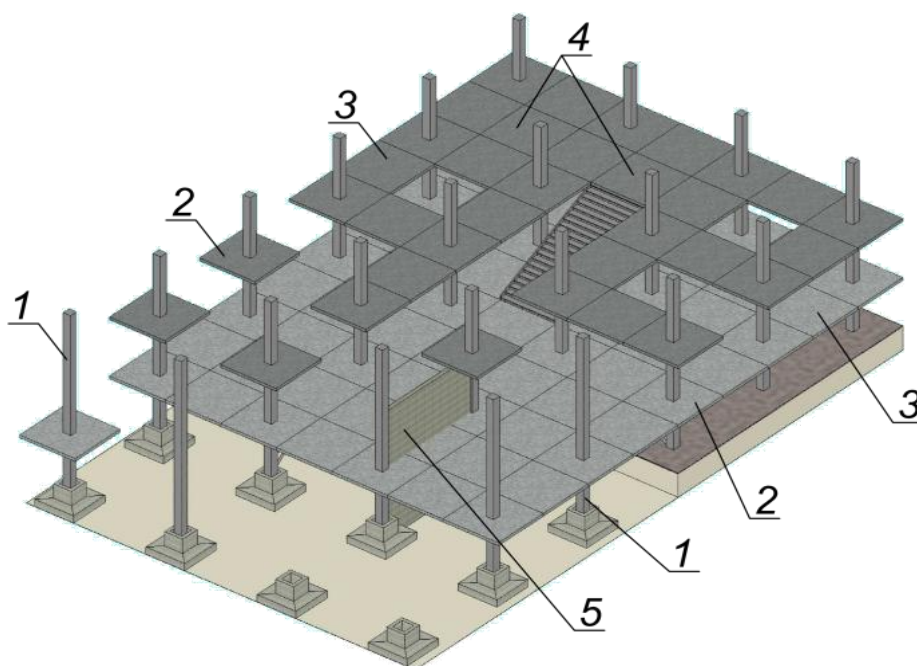


Рисунок 2.1 – Загальний вигляд удосконаленої індустріальної безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель:
1 – колона; 2 – надколонна плита; 3 – міжколонна плита; 4 – середня плита;
5 – елемент (діафрагма) жорсткості

Міжповерхові перекриття у будівлях, зведених з використанням каркасу ББКБС (рис. 2.1) складаються з трьох типів збірних залізобетонних плит: надколонних (поз. 2), міжколонних (поз. 3) та середніх (поз. 4). Товщина усіх плит – 160 мм, їх розміри в плані, з метою уніфікації опалубки, прийняті однаковими – 2980×2980 мм (рис. 2.2). Замонолічування швів між плитами шириною 20 мм здійснюється без установлення опалубки за рахунок спеціально сконструйованих стиків.

Надколонні плити закріплюються (рис. 2.3, поз. 2) зварюванням закладених в них обойм (рис. 2.3, поз. 4) до арматури колони за допомогою

з'єднувальних деталей (рис. 2.3, поз. 1). Передбачені в конструкції стику монтажні проміжки між колоною та обоймою, а також між плитами заповнюються високоміцним дрібнозернистим бетоном. При цьому в забетонованих стиках утворюються бетонні шпонки (рис. 2.3, поз. 3), бетон котрих додатково зміцнюється за рахунок всебічного обтиснення.

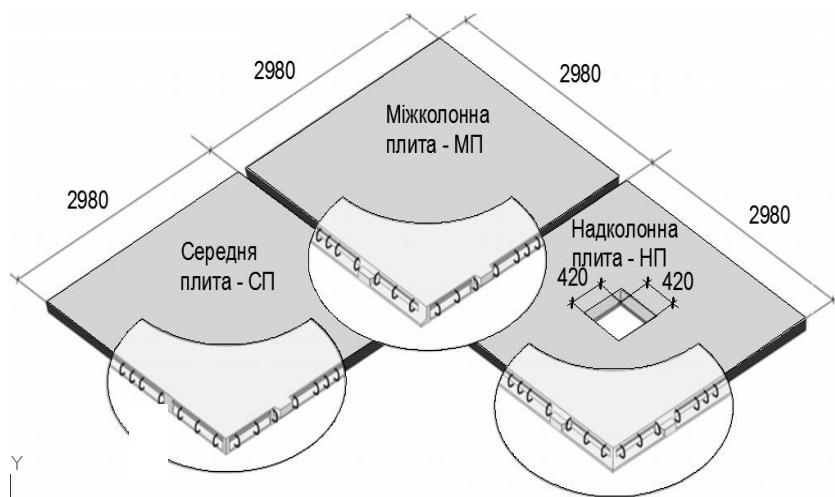


Рисунок 2.2 – Схема розташування плит перекриття та влаштування стиків між ними

Вертикальними несучими елементами каркасу є збірні залізобетонні двоярусні чи троярусні колони з розмірами поперечного перерізу 400×400 мм, а також у вдосконалені ББКС частково або повністю застосовані залізобетонні діафрагми жорсткості. Стикування колон примусове за рахунок входження стержня-фіксатора нижнього торця верхньої колони в гніздо верхнього торця нижньої колони. Сходи виконуються зі збірних залізобетонних східцевих маршів або зі збірних сходів по косоурах в сходових шахтах із закріпленням до елементів каркасу.

Зменшена товщина плит перекриття дає можливість збільшити внутрішній корисний об'єм приміщень, а відсутність ригелів сприяє вільному вибору їх планувальних рішень. Наявність консолей в плитах перекриття уздовж його периметру дозволяє зручно планувати температурні й осадкові шви, примикання до інших будівель, влаштування галерей і сонцезахисних елементів.

Виконаний аналіз каркасу ББКС з точки зору вартості, планувальних можливостей, трудомісткості, швидкості зведення, архітектурних рішень свідчить про значні його переваги порівняно з крупно-панельною і каркасно-монолітною конструктивними системи. У цій системі з успіхом можна застосовувати дрібноштучні елементи для влаштування стін.

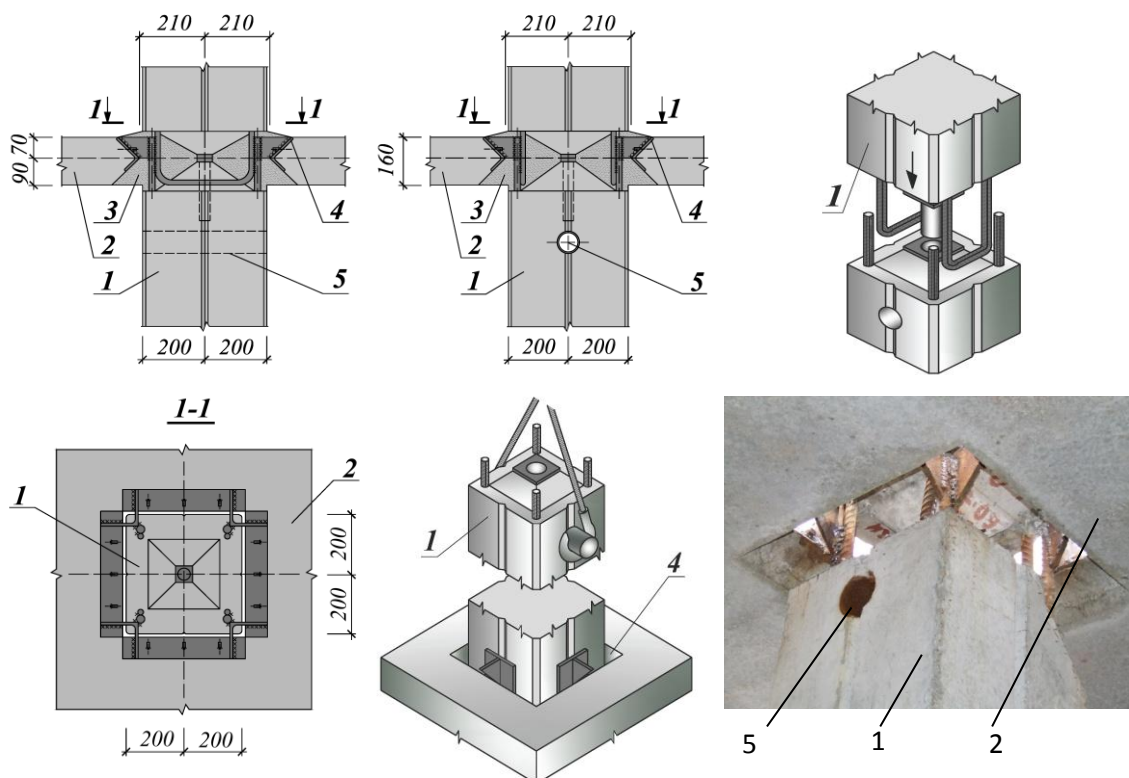


Рисунок 2.3 – Схеми з'єднання надколонної плити з колоною
 1– колона; 2 – плита (вид знизу); 3 – бетон; 4 – сталева обойма;
 5 – монтажний отвір

На користь даної конструктивної системи свідчать такі аргументи:

– конструкції каркасу ББКС універсальні – їх можна використовувати для всіх видів будівельних об'єктів – при зведенні житлових і офісних будівель, промислових об'єктів, торгових і паркових комплексів;

– перевага застосування каркасу ББКС полягає в тому, що вони дають значно більшу свободу в виборі архітектурних і планувальних рішень;

– економічність збірного каркасу ББКС, порівняно з традиційними схемами складає 22-28% від загальної суми затрат;

– основним і переконливим показником каркасу ББКС порівняно з іншими системами є зменшення строків введення будівельних об'єктів у експлуатацію.

Монтаж конструкцій каркасу ББКС виконується в наступному порядку:

- встановлюються колони в стакани фундаментів і замонолічуються;
- встановлюються в проектне положення надколонні панелі і за допомогою металевих закладних деталей обойми стику зварюються з арматурою колон;
- монтуються міжколонні та середні панелі.

Таблиця 2.1 Показники потреби в основних матеріалах при будівництві 9-ти поверхового житлового будинку з використанням каркасу ББКС та інших аналогічних систем

	Каркас ББКС (аналог КУБ-2,5)	Збірно-монолітна технологія ООО «Рекон-Ижора»	Відкрита конструктивна система ЗАО «Вибропрес» (Аркос)
Приведена товщина перекриття, см.	16,0	17,4	13,4
Потреба сталі на 1 кв.м. перекриття, кг	16,3	17,0	19,1
Потреба залізобетону куб.м. на 1 кв.м. перекриття в т.ч. монолітного	0,20 0,012	0,250 0,1	0,224 0,093

Після встановлення плит перекриття у проектне положення шви між ними замонолічуються. Одночасно замонолічуються стики колон з надколонними плита по всьому перекриттю на даній відмітці.

Конструкцією стиків колон передбачено примусовий монтаж, при якому фіксуючий стержень нижнього торця верхньої колони повинен ввійти в гніздо верхнього торця нижньої колони. Усі зварювальні шви в цьому вузлі монтажні.

2.2 Складові елементи конструктивної системи

2.2.1 Збірні залізобетонні колони

У практиці проектування колон каркасних будівель на основі ББКС висотою до 16-ти поверхів керуються доцільністю укрупнення відпускних одиниць на заводі готової продукції, тобто один відпускний елемент має довжину 9,9 м і в ньому поєднується три одноповерхові колони (рис. 2.4, *a*). У верхній частині колон виконані отвори, які забезпечують установлення монтажних пристроїв для тимчасового обпирання на них надколонних плит у процесі монтажу перекриття (рис. 2.4) [39, 41].

Застосування багатоповерхових колон дозволяє значно підвищити надійність монтажних стиків у будівлі. Така конструкція багатоповерхової колони також є доцільною в прагненні до здешевлення будівлі, адже конструкція триярусного відпускнуго елемента порівняно з виготовленням трьох колон окремо на один поверх дозволяє зменшити трудомісткість виготовлення каркасу за рахунок зниження витрат на транспортування його елементів, їх монтаж, зберігання, а також армування. У місцях примикання перекриття, тобто на відстанях, рівних висоті поверху, у колонах передбачені проміжки у вигляді чотиригранних усічених пірамід, з'єднаних вершинами (рис. 2.4, позиція 4). У межах цих проміжків несуча арматура колони оголена (рис. 2.4, позиція 3). Геометричні розміри проміжних пірамід (шпонок) нерозрізних колон, верхніх і нижніх торців проміжних колон уніфіковані і відрізняються арматурними випусками (рис. 2.4, позиція 4).

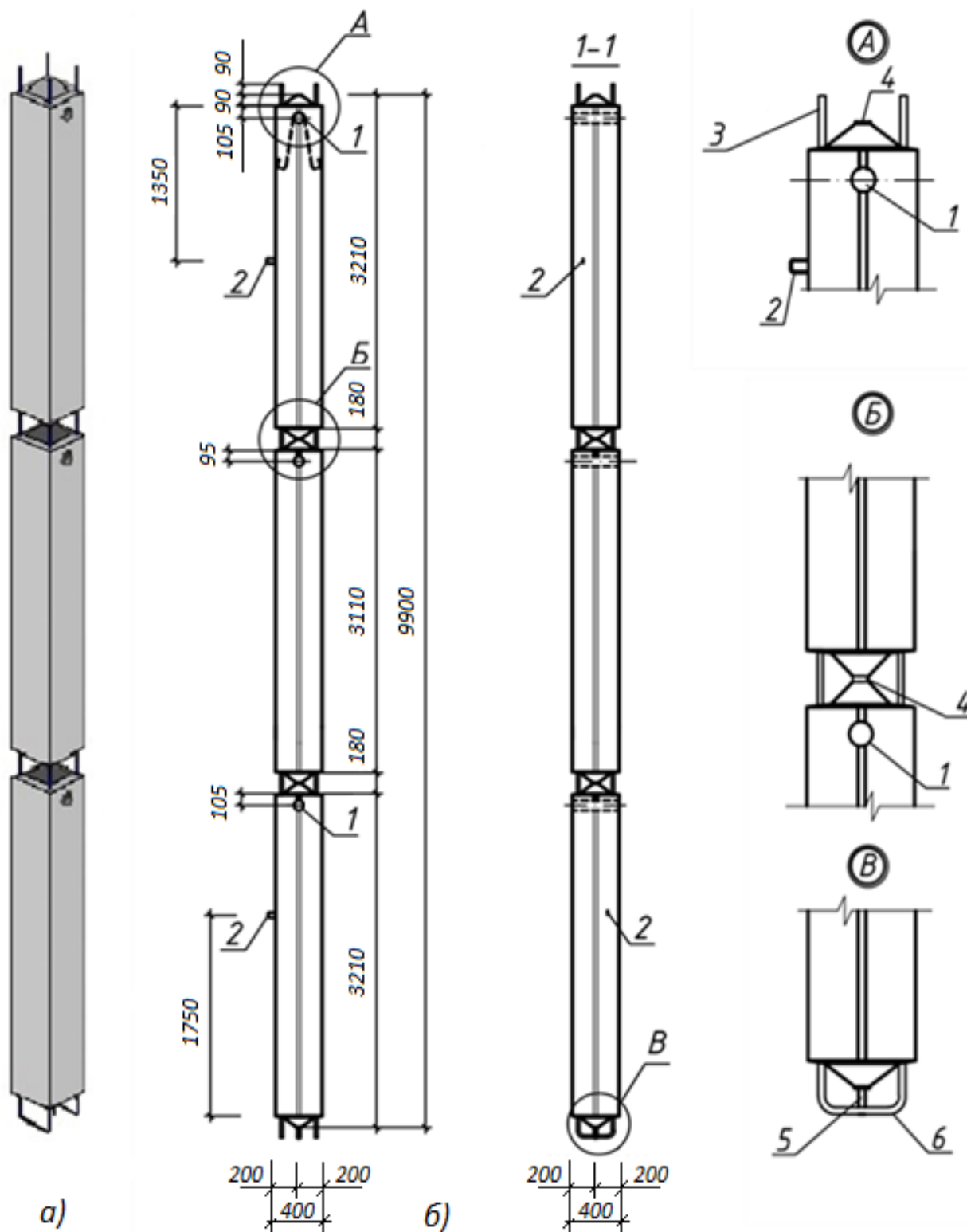


Рисунок 2.4 – Конструкція триповерхової колони:

- a* – загальний вигляд відпускної одиниці; *б* – конструктивні розміри;
 1 – отвір для монтажу плит; 2 – монтажні петлі; 3 – верхній випуск арматури;
 4 – центрувальна пластина; 5 – центрувальний стержень;
 6 – нижній випуск арматури

Армування колон здійснюється в'язаними просторовими каркасами, що складаються з поздовжніх несучих арматурних стержнів, з'єднаних хомутами. Уздовж 3-х граней колон влаштовані поздовжні борозни-риски, що збігаються з геометричними осями. Призначення цих рисок – забезпечення контролю співвісності колон із координаційними осями при монтажі, а також забезпечення кращого їх зв'язку з перегородками.

2.2.2 Надколонна плита перекриття

Надколонні плити (ПН) у загальному дисковій перекриття є найбільш навантаженими елементами, оскільки через них на колони у межах кожного поверху передається вертикальне навантаження з усього перекриття. Вони також виконують роль з'єднувальних елементів перекриття з колонами (рис. 2.1, 2.5). Надколонні плити у каркасній конструктивній системі являються одночасно і капітелями і консолями. За допомогою цих плит утворюються поздовжні та поперечні рами, у котрих вони умовно виконують роль консолей колон, а ригелями правлять вставки у вигляді міжколонних плит. Поєднання в цих плитах конструктивних особливостей капітелі та консолі є основою обґрунтування застосування надколонної плити у розглядуваній каркасній безконсольно-безкапітельно-безбалковій конструктивній системі будівель.

Залізобетонні надколонні плити перекриття каркасу індустріальної БББКС прийняті в двох модифікаціях: одномодульні – з розмірами $2980 \times 2980 \times 160$ мм (рис. 2.5, 2.6, *a*) і двомодульні – $5980 \times 2980 \times 160$ мм. Можуть також застосовуватися плити шириною 1800 мм, котрі встановлюються, як правило, уздовж периметра перекриття. Але для створення більш мобільного каркасу за архітектурно-планувальними рішеннями доцільніше використовувати перекриття з одномодульних плит (рис. 2.1).

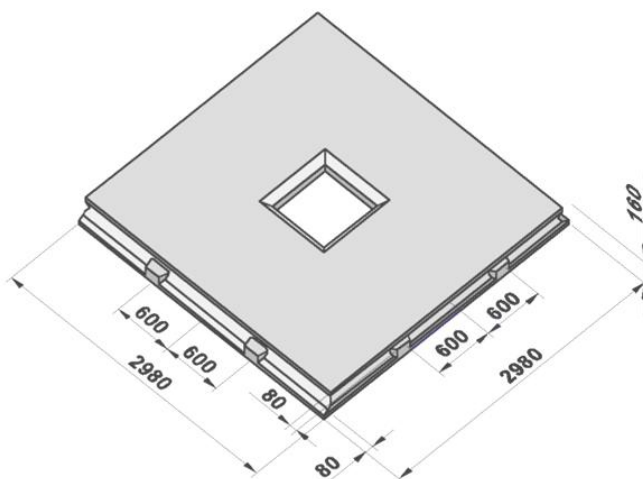


Рисунок 2.5 – Загальний вигляд одномодульної збірної залізобетонної надколонної плити

Одномодульні надколонні плити уздовж кожної із сторін периметру мають по два опорних столики вильотом 80 мм для монтажу на них міжколонних плит. Ця особливість конструкції надколонної плити дозволяє монтувати на неї міжколонні плити «насухо» без застосування інвентарних риштувань. Сама ж одномодульна надколонна плита для встановлення її у проектне положення при монтажі потребує застосування спеціальних інвентарних пристроїв, які, зокрема, можуть розташовуватися на колоні у передбаченому в ній отворі (рис. 2.4, позиція 1; рис. 2.3, позиція 1).

Щоб створити каркас, який давав би можливість зводити будівлі з різними архітектурними формами ззовні, як показали дослідження, для влаштування перекриття необхідно мати три різних типорозміри надколонної плити. Такі надколонні плити були вдосконалені в ПолтНТУ. Їх вигляд за типорозмірами представлено на рисунку 2.6, а конструктивні розміри наведені у таблиці 2.2. Армування надколонної плити на основі виконаних розрахунків та експериментальних досліджень представлено в 4.2.2.

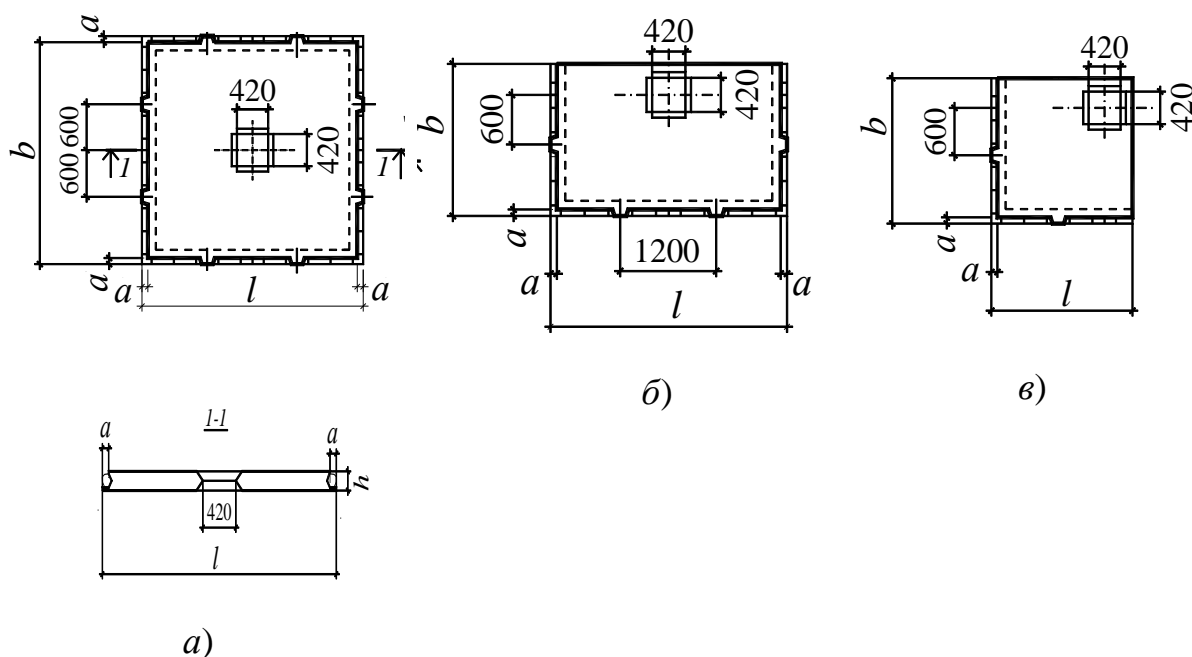


Рисунок 2.6 – Основні типорозміри надколонних плит
 а – ПН 30.30.1,6–2–1; б – ПН 30.19.1,6–2; в – ПН 19.19.1,6–2–1

Таблиця 2.2 – Розміри та маса надколонних плит (рис. 2.6)

Рисунок	l	$в$	h	a	Маса плит, кг
2.5, а	2980	2980	160	80	3281...3304
2.5, б	2980	1890	160	80	1979...1998
2.5, в	1890	1890	160	80	1231...1245

2.2.3 Міжколонна плита перекриття

Міжколонна плита (ПМ) перекриття в каркасі індустріальної безкапітельно-безконсольно-безбалкової конструктивної системи розташовується між двома надколонними плитами (при застосуванні одномодульних збірних елементів) (рис. 2.1, 4.1). Міжколонні плити у складі загального диску перекриття, сприймаючи вертикальні навантаження на власну площину та від середніх плит, передають ці навантаження на надколонні плити. На них покладається також роль з'єднання по вертикалі умовних хрестоподібних колон (у яких консолями

виступають надколонні плити) у плоскі поздовжні та поперечні рами уздовж координаційних осей колон. Тобто, у таких рамах вони є ригелями-вставками, а консолями колон являються надколонні плити. Застосування плити у просторовому каркасі дозволяє реалізовувати також їх конструктивну властивість, а саме, плит обпертих на дві сторони, які співпадають зі сторонами надколонних плит.

Конструктивні розміри міжколонної плити в плані (рис. 2.7, 2.8) співпадають з розмірами інших плит і дорівнюють 2980×2980 мм при товщині 160 мм.

Міжколонна плита фактично відіграє роль ригеля у плоских поперечних та поздовжніх рамах, що розглядаються у вигляді розрахункових схем уздовж координаційних осей колон. У розрахункових плоских рамах у середині прольоту можливе виникнення як максимальних додатних, так і максимальних від'ємних згинальних моментів. Тому верхнє і нижнє армування міжколонних плит у розрахунковому напрямі приймається однаковим. Армування міжколонної плити, на основі виконаних розрахунків та експериментальних досліджень (рис. 2.7, б) представлено в 4.3.2.

Для розглянутого у цій роботі каркасу ББККС, котрий, як відмічено вище, є більш мобільний для зведення будівель і сприяє створенню в них різноманітних зовнішніх архітектурних форм, для влаштування перекриття, як показали дослідження, необхідно мати чотири різних типорозміри міжколонної плити. Конструкція таких вдосконалених у ПолтНТУ міжколонних плит за введеними позначеннями типорозмірів, відповідно до вітчизняних стандартів, представлено на рисунку 2.8, а їх конструкції та конструктивні розміри наведені у таблиці 2.3. Два з цих типорозмірів плит (рис. 2.8, в та 2.8, г) мають суттєву відмінність від двох інших (рис. 2.8, а та 2.8, б), а саме: вони мають отвори для улаштування лінійних в'язевих елементів, що забезпечують жорсткість будівлі.

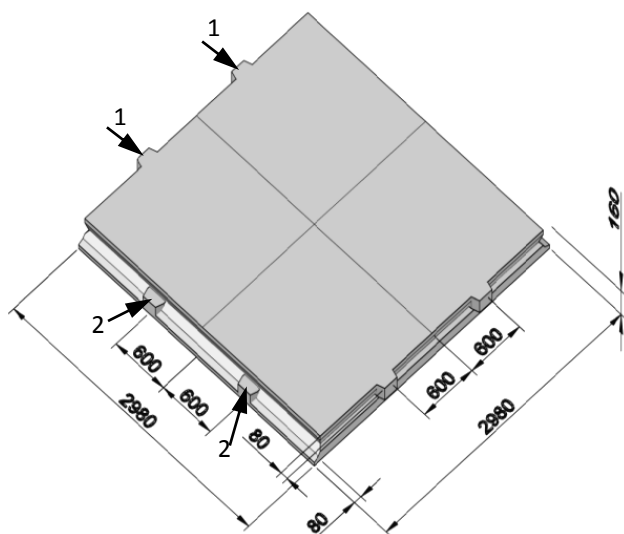
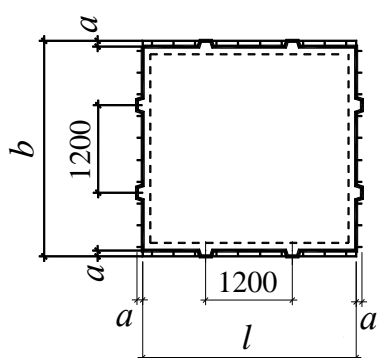
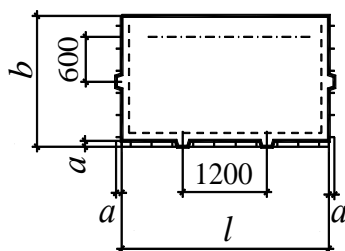


Рисунок 2.7 – Загальний вигляд міжколонної одномодульної збірної залізобетонної плити:

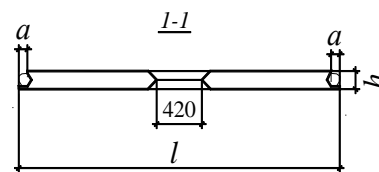
1 – опорні столики для монтажу міжколонної плити на надколонні плити;
2 – опорні столики для монтажу середніх плит на надколонні плити



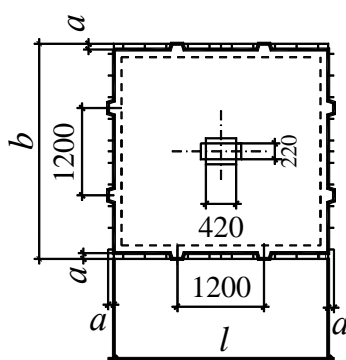
а)



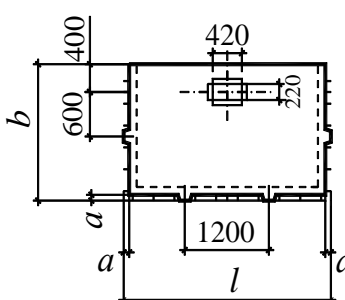
б)



д)



в)



з)

Рисунок 2.8 – Типорозміри міжколонних плит

а – ПМ 30.30.1,6–2–2б; б – ПМ 30.19.1,6–2–2; в – ПМВ 30.30.1,6–2–1;
з – ПМВ 30.19.1,6–2

Таблиця 2.3 – Розміри та маса міжколонних плит ББКС (рис. 2.8)

Рисунок	l	b	h	a	Маса плит, кг
2.7, а	2980	2980	160	80	3464...3487
2.7, б	2980	1890	160	80	2209...2228
2.7, в	2980	2980	160	80	3409...3432
2.7, г	2980	1890	160	80	2170...2190

У міжколонних плитах уздовж двох протилежних сторін влаштовані опорні столики вильотом 80 мм для монтажу на них середніх плит, а уздовж двох інших сторін влаштовані опорні консолі для спирання міжколонних плит на надколонні плити (рис. 2.7, а). Ця особливість конструкції міжколонної плити дозволяє монтувати її «насухо», але на відміну від надколонної плити її монтаж відбувається без застосування інвентарних риштувань.

По контуру міжколонних плит улаштовані спеціальні закладні арматурні петлі, котрі призначені для утворення «стику Передерія» при бетонуванні проміжку між плитами, змонтованими в єдине перекриття.

2.2.4 Середня плита перекриття

Середня плита у загальному дисковій перекриття є з'єднувальним елементом, завдяки котрому заповнюється проміжок, що утворюється після монтажу надколонних та міжколонних плит (рис. 2.1, 2.9). Це дає можливість плитні стрічки, розташовані уздовж координаційних осей колон, об'єднувати у суцільні диски перекриттів. У цьому полягає особливість даної плити у розглядуваній конструктивній системі. За своєю сутністю середня плита не тільки сприймає вертикальні навантаження, але й передає їх на міжколонні плити.

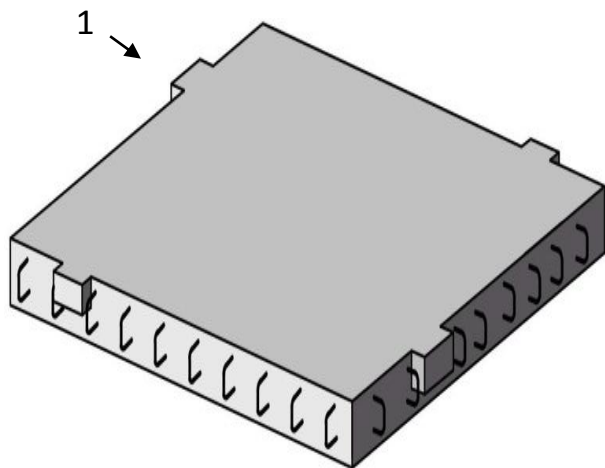


Рисунок 2.9 – Загальний вигляд середньої одномодульної збірної залізобетонної плити
1 – опорні столики для монтажу середньої плити на міжколонні плити

Середні плити перекриттів, для їх застосування у ББКБС будівель, можуть бути представлені двома модифікаціями (рис. 2.10): одномодульні з максимальними розмірами $2980 \times 2980 \times 160$ мм та двомодульні з максимальними розмірами $2980 \times 5980 \times 160$ мм. Залежно від розмірів та розташування плит в перекритті середні плити маркуються так: ПС – плита середня (одномодульна), ПМС – плита міжколонна середня (двомодульна).

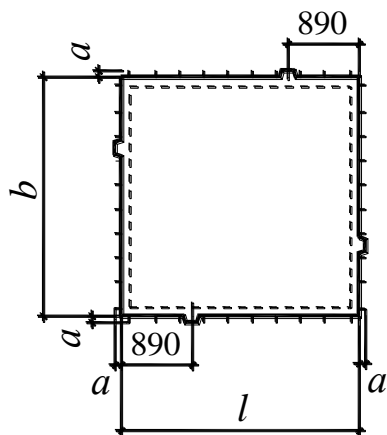


Рисунок 2.10 – Середня плита
ПС 30.30.1,6-2-3

Таблиця 2.4 – Розміри та маса середньої плити ББКБС (рис. 2.10)

Рисунок	l	b	h	a	Маса плит, кг
2.10	2980	2980	160	80	3551...3574

Конструкція середньої плити забезпечує просте її обпирання на міжколонні плити за допомогою монтажних консольних виступів довжиною 80 мм (рис. 2.9, а; 2.10). В торцях середніх плит передбачені петлеподібні випуски з арматурних стержнів для забезпечення їх монолітного зв'язку із суміжними плитами за допомогою «стику Передерія». Армування плити, на основі виконаних розрахунків, представлено в 4.4.2.

2.3 Експериментальні дослідження роботи перекриття конструктивної системи

У процесі проектування вдосконаленого безкапітельно-безкапітельно безбалкового каркасу, з метою впровадження його для зведення на його основі будівель доступного житла, внутрішні зусилля в елементах від дії зовнішніх навантажень підраховувалися за допомогою програмних комплексів, найбільш зручним з котрих виявився «Structure CAD 11.1». Цей комплекс оснований на методі просторових скінчених елементів для випадку як лінійної, так і нелінійної роботи матеріалів несучих конструкцій та ґрунтової основи. У розрахункових схемах просторового каркасу вертикальними елементами служили колони, горизонтальними – стрічки шириною 3,0 м перекриття, складені з плит. В'язями слугували вертикальні залізобетонні діафрагми та лінійні металеві кісці.

Проведені експериментально-теоретичні дослідження показали, що зусилля в елементах безкапітельно-безбалкового каркасу можна розраховувати простими інженерними методами, попередньо розчленувавши просторовий каркас на плоскі ортогональні рами у вигляді ригелів-плит, що підтримуються колонами. При цьому вертикальні навантаження сприймаються колонами, умовними ригелями-плитами та частково діафрагмами жорсткості, а горизонтальні – тільки елементами жорсткості.

Також експерименти показали, що розрахунок окремих елементів перекриття доцільно здійснювати кінематичним способом за методом граничної рівноваги. При цьому досягається максимально можливе економія арматурної сталі.

На запроєктовані до використання в каркасі будівлі елементи розроблені технічні умови. Випробовування їх якісних характеристик здійснено у лабораторних умовах на дію розрахункових навантажень. Виготовлені на заводі до використання в каркасі будівлі елементи були випробувані на дію розрахункових навантажень та за показниками якості в ПолтНТУ в лабораторії кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів. При цьому для кожного з елементів, тобто колон, трьох типів плит та сходових маршів були розроблені окремі можливі розрахункові схеми та виготовлене стендове випробувальне устаткування (рис. 2.11 – 2.18).

На виготовленому устаткуванні для експериментального дослідження плит реалізовувались розрахункові їх схеми не тільки у вигляді як балок – частин ригеля між його нульовими точками на обвідній епюрі згинальних моментів (для плоскої рами каркасу), але й як плит обпертих по контуру.

Випробовування експериментальних зразків залізобетонних конструкцій каркасу ББКС здійснювалось на дію розрахункових значень навантажень. Завантаження (рис. 2.11 – 2.18) створювалось гідравлічними домкратами потужністю 500кН за допомогою траверс (позиція 8) та насосної станції (позиція 13). Усі деформації арматури та бетону в найбільш характерних місцях плит, колон та сходових маршів вимірювались за допомогою тензорезисторів базою 50 мм (розташованих на бетоні) та базою 20 мм (розташованих на арматурі). Обробка показань датчиків здійснювалась за допомогою спеціально складених програм на ЕОМ. Для вимірювання прогинів та переміщень застосовувались прогиноміри механічні 6ПАО ЛИСИ та індикатори годинникового типу ИЧ (ГОСТ 577) з ціною поділки 0,01 мм (позиція 14).

Ширина розкриття тріщин вимірювалась за допомогою мікроскопа МПБ-2 з ціною поділки 0,05 мм.

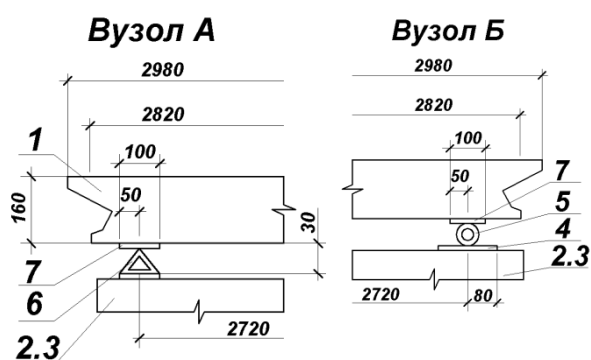
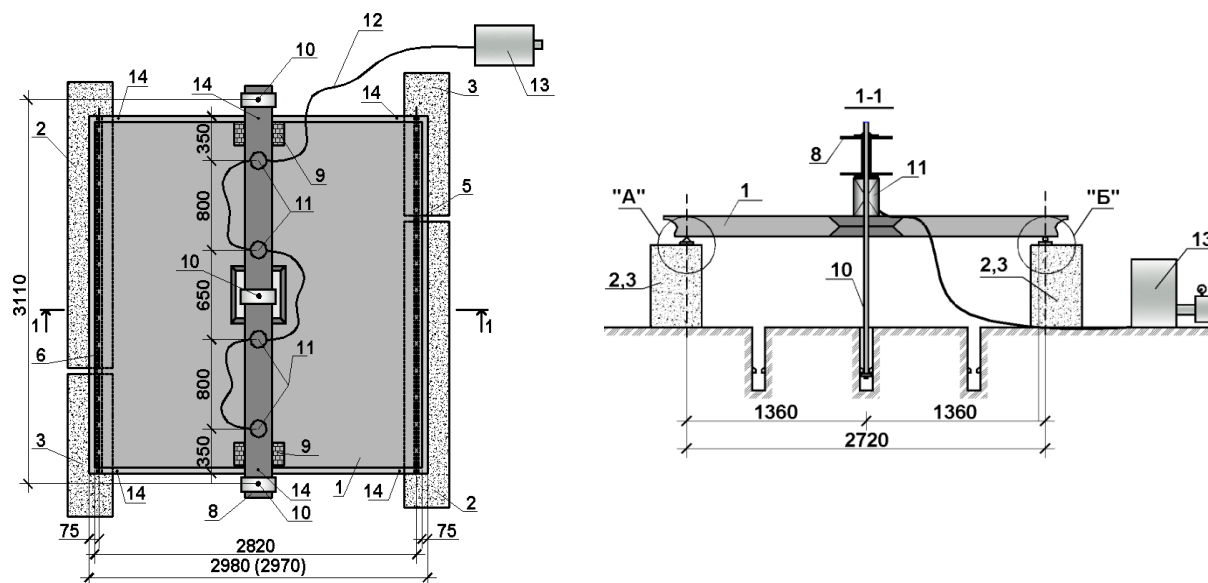


Рис. 2.11 – Стенд для випробування надколонних плит:

- 1 – плита; 2, 3 – опори; 4 – сталеві підкладки; 5 – рухома опора; 6 – нерухома опора; 7 – сталеві підкладки; 8 – траверса зі швелерів; 9 – тимчасові опори; 10 – металеві тяжі; 11 – гідравлічні домкрати; 12 – напірні трубопроводи; 13 – насосна станція; 14 – індикатори



Рис. 2.12 – Загальний вигляд стенду для випробування надколонних плит

Для експериментальної перевірки можливості використання вдосконаленої безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи для зведення будівель доступного житла в умовах Полтавської області використовувались натурні залізобетонні конструкції.

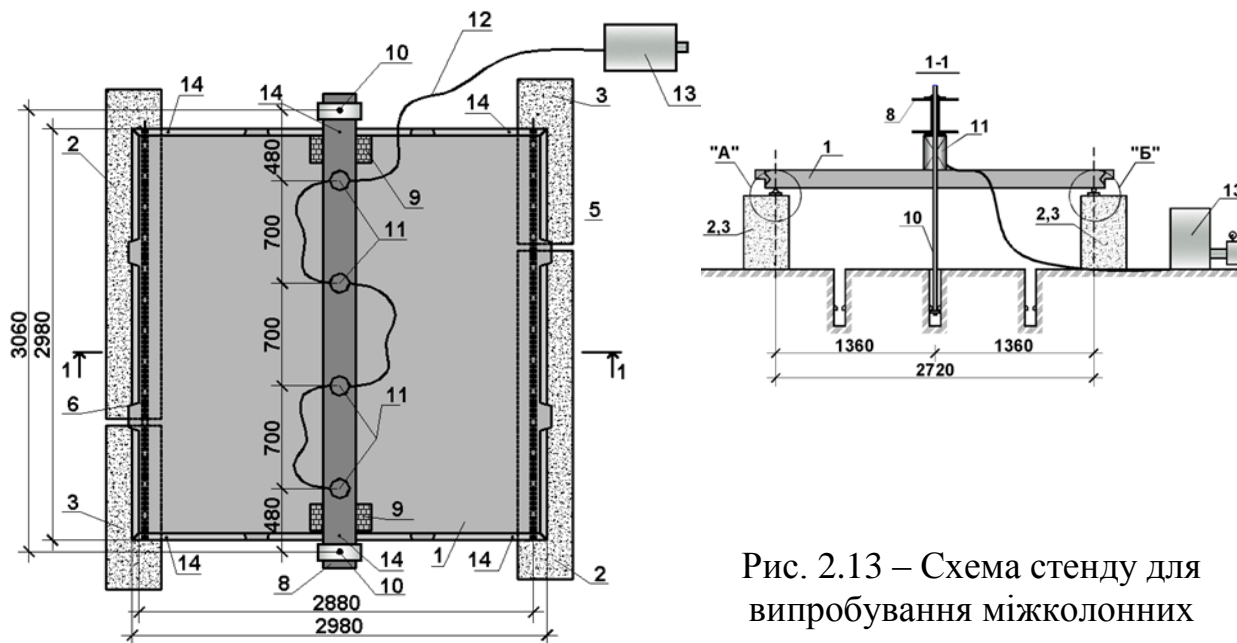


Рис. 2.13 – Схема стану для випробування міжколонних плит:

ПЛИТ:

1 – плита; 2, 3 – опори; 4 – сталевий лист; 5 – рухома опора; 6 – нерухома опора; 7 – сталевий лист; 8 – траверса зі швелерів; 9 – тимчасові опори траверси; 10 – металеві тяжі; 11 – гідравлічні домкрати; 12 – масляні трубопроводи; 13 – насосна станція; 14 – прогиноміри годинникового типу

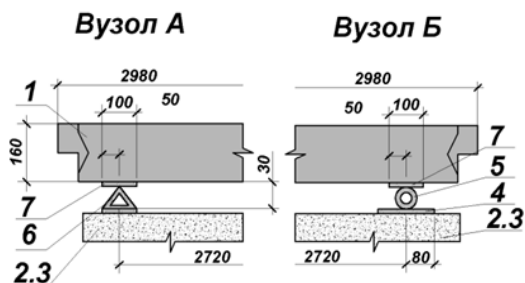
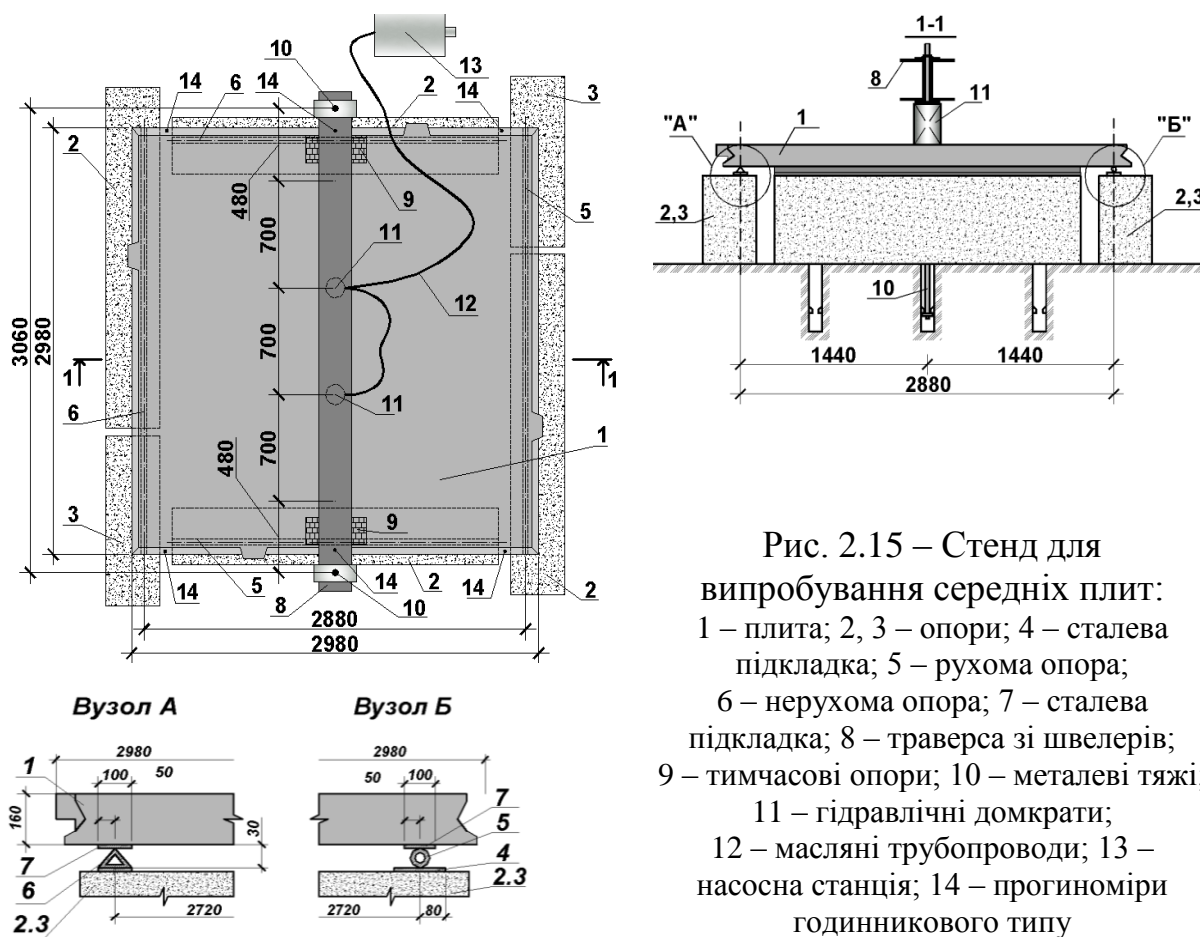


Рис. 2.14 – Загальний вигляд стану для випробування міжколонних плит



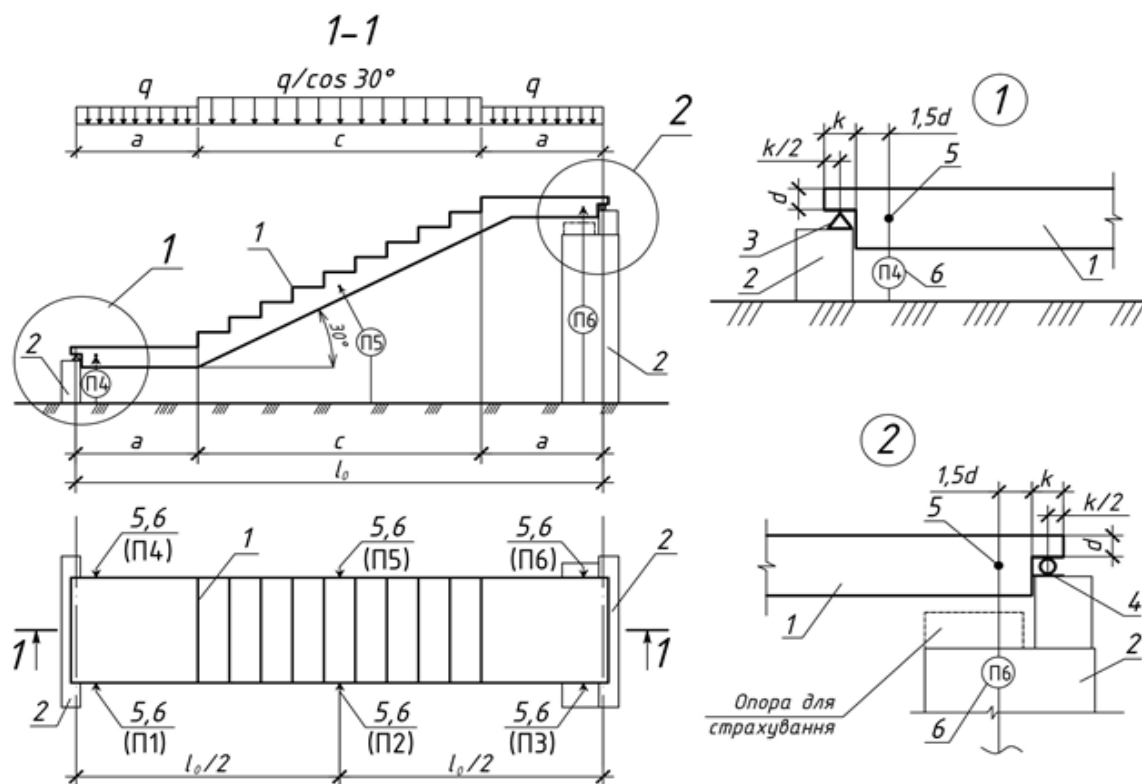


Рисунок 2.17– Схема випробування сходового маршу:

1 – сходовий марш; 2 – опорний елемент; 3 – шарнірно-нерухома опора (кутик 50×5 та стрічка 120×8); 4 – шарнірно-рухома опора (труба 42,5×4); 5 – точка замірювання переміщень; 6 – прогиномір



Рис. 2.18 – Загальний вигляд стенду для випробування сходового маршу

Надколонна плита в розтягнутій зоні мала дві сітки з арматури класу А-500С: одна містила стержнів в обох напрямках по 16Ø14, а друга – по 12Ø14; стиснута зона була армована сіткою з дроту класу Вр-І по 20Ø4 в обох напрямках.

У міжколонній плиті в укладених в розтягнутій зоні у двох сітках з арматури класу А-500 в обох напрямках розташовано стержнів: у одній по 16Ø14, у другій – по 12Ø14; стиснута зона армувалась в обох напрямках 20Ø4 сіткою з дроту класу Вр-І. У середній плиті у розтягнутій зоні у сітках застосовувався дріт класу Вр-І кількістю по 12Ø8 та 7Ø8 в обох напрямках в кожній, стиснута зона запроектована без арматури.

Руйнування надколонних плит відбувалося при загальному навантаженні 30,02 кПа, середніх – при 20,4 кПа, міжколонних – при 10,8 кПа.

Як показали дослідження застосування безкапітельно-безбалкових каркасів дозволяє реалізовувати на практиці такі основні їх переваги при зведенні будівель доступного житла:

1) консольна частина перекриття уздовж його периметру дозволяє сприймати навантаження від огорожувальних конструкцій без додаткового армування плит перекриття в цій зоні.

2) достатньо просте армування усіх елементів ББКС сприяє швидкому та у мінімальні строки запуску виробничої лінії з виготовлення збірних елементів;

3) на основі експериментальних досліджень для будівництва будівель можна використовувати готові розроблені експериментальні рішення.

У процесі експериментів були отримані показники, котрі достатньо повно характеризують переваги розглянутої вдосконаленої безконсольно-безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи порівняю з найбільш відомими такими конструктивними системами як АРКОС, Казань-ХХІв, Моноліт, Ж/Д КПД.

2.4 Модель деформування перекриття та схеми завантаження його елементів

Загальна модель безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи (ББККС) збірного залізобетонного каркасу, на прикладі 5-ти поверхової будівлі, зображено на рисунку 2.19. У такому каркасі з'єднання плит перекриття між собою здійснюється у вигляді «стика Передерія». Безпосередньо ці стики, а також стик плит з колонами на будівельному майданчику замонолічуються бетоном, що забезпечує роботу перекриття каркасу ББККС в стадії експлуатації як єдиного жорсткого диска.

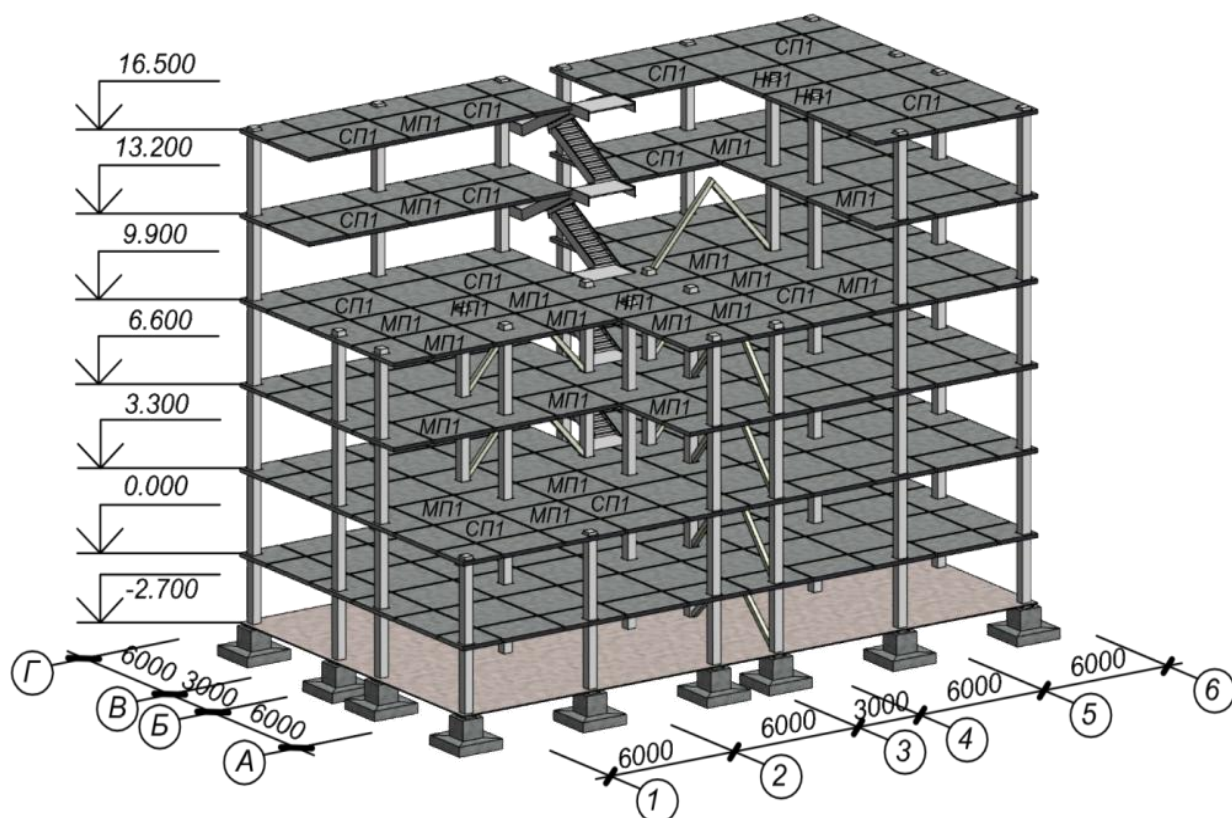


Рисунок 2.19 – Модель 5-ти поверхової будівлі на основі ББККС

Перекриття ББККС, в стані його граничної рівноваги, поділяється на окремі диски у вигляді плит в результаті утворення уздовж «стиків Передерія» лінійних пластичних шарнірів. Експерименти показали, що

кількість таких дисків у межах однієї чарунки розміром $6,0 \times 6,0$ м у збірному перекритті складає 9 (рис. 2.20). Якщо ж перекриття виготовити монолітним, то лінійні пластичні шарніри утворяться за схемою, яка нагадуватиме конверт і відповідно кількість утворених дисків складатиме 4. Таки чином у стадії руйнування, як показують експерименти, розподіл навантаження по дисках перекриття залежить від способу його виготовлення.

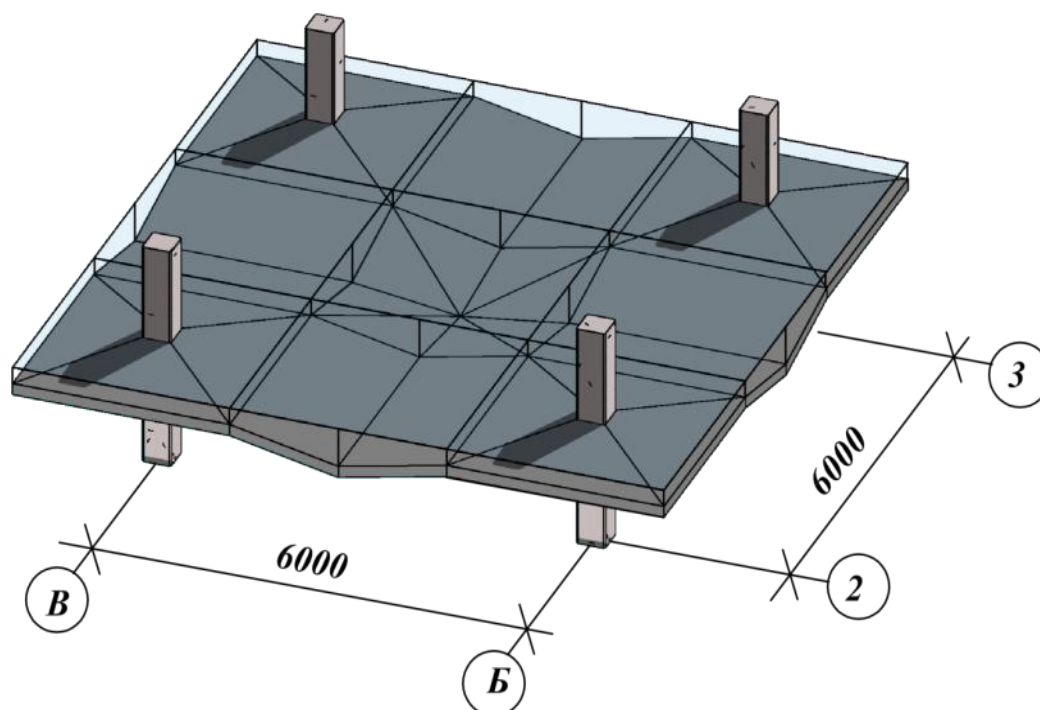


Рисунок 2.20 – Модель деформування перекриття та його елементів у стадії руйнування

Для варіанту збірного перекриття, в стадії граничної рівноваги, навантаження передаються із елемента на елемент за певною схемою (рис. 2.21) [39], котра із зрозумілих причин не співпадає зі схемою розподілу навантаження на диски для монолітного перекриття.

Схеми завантажень дисків перекриття індустріальної ББКС, як це видно з рисунка 2.20, обумовлені схемою деформування перекриття в момент руйнування.

Запропонована схема розподілу навантажень на диски дозволяє у розрахунках їх несучої здатності розглядати кожен диск перекриття окремо один від одного, але при цьому необхідно враховувати їх взаємодію між собою.

Розглянемо розподіл навантажень по кожному елементові перекриття окремо. Найменш завантаженим елементом перекриття є середня плита (рис. 2.21), оскільки вона являється вставкою для створення єдиного жорсткого диска. Ця плита сприймає суцільне рівномірне розподілене навантаження інтенсивністю q , яке складається з корисного навантаження на перекриття інтенсивністю v та навантаження від її власної маси інтенсивністю g (рис. 2.22, *a*). Робота середньої плити під дією цього навантаження може розглядатись як обпертою по контуру. Її кінематична схема деформування в граничному стані буде мати вигляд, представлений на рисунку 2.20.

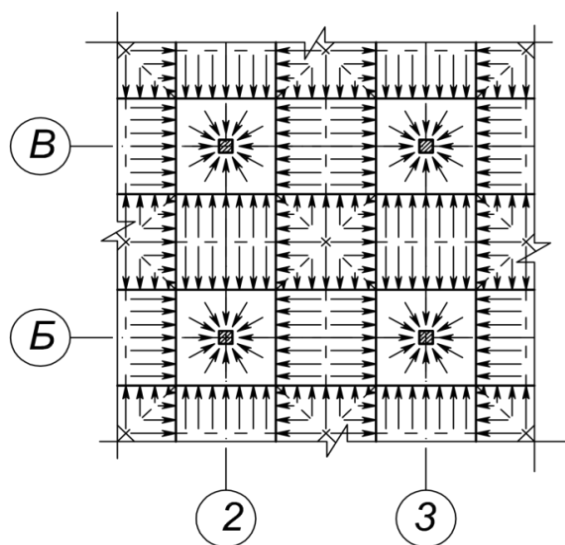


Рисунок 2.21 – Схема розподілу навантажень на плити в збірному перекритті

У подальшому із середньої плити навантаження передається на міжколонні плити. У результаті міжколонні плити сприймають такі навантаження: суцільне рівномірне розподілене тимчасове інтенсивністю q , а також навантаження у вигляді трикутників, яке виникає в результаті обпирання на неї з обох боків 2-х середніх плит (рис.2.12, *б*).

Міжколонна плита спрощено за характером її роботи може розглядатись як ригель плоскої рами, розташованої уздовж координаційної осі.

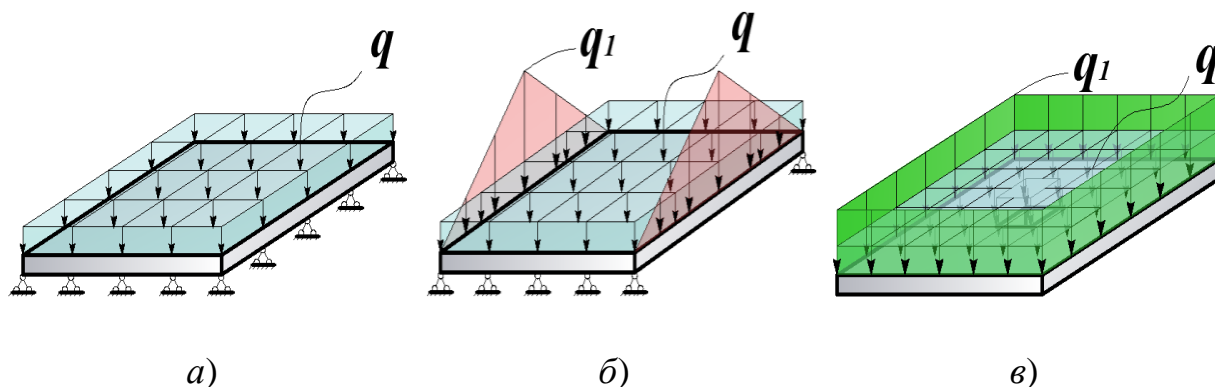


Рисунок 2.22 – Схеми завантаження елементів перекриття:
 а – середня плита; б – міжколонна плита; в – надколонна плита

Надколонна плита, відповідно до схеми деформування перекриття, зображеної на рисунку 2.20, матиме схему завантаження, представлену на рисунку 2.22, в, а кінематична схема її руйнування представлена на рисунку 2.20.

Надколонна плита являється найбільш завантаженою, оскільки все навантаження, що діє на перекриття, передається на колону саме через надколонні плити.

На надколонну плиту діє суцільне рівномірно розподілене по перекриттю навантаження інтенсивністю q , та навантаження по контуру, яке виникає від обпирання на неї 4-х міжколонних плит (рис.2.22, в) у вигляді прямокутників. Робота надколонної плити є аналогом роботи плити, обпертої по контуру (рис, 2.20; 2.22, в). Кінематична схема її руйнування представлена на рисунку 2.20, а спрощено роботу цієї плити можна розглядати як роботу капітелі.

2.5 Висновки до розділу 2

1. Вдосконалена індустріальна каркасна безконсольно-безкапітельно-безбалкова конструктивна система (ББКК) являється найбільш економічною для зведення будівель доступного житла.

2. Невелика кількість уніфікованих конструктивних елементів ББКК дозволяє швидко освоювати її застосування для зведення будівель різного призначення.

3. Вдосконалена індустріальна каркасна ББКК дає можливість зводити будівлі з різними архітектурними формами.

4. Усі запропоновані до запровадження у складі ББКК збірні залізобетонні плити перекриття – надколонні, міжколонні та середні – мають однакові номінальні розміри 2980×2980 мм, що робить можливим використання однакової для усіх плит інвентарної опалубки.

5. Отримані моделі деформування перекриття та схеми завантаження його елементів можна використовувати у розрахунках їх несучої здатності кінематичним способом методу граничної рівноваги.

3 РОЗРАХУНОК НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПЛИТ ЗБІРНОЇ БЕЗКОНСОЛЬНО-БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КАРКАСНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ

3.1 Розрахункові схеми завантаження плит перекриття в безконсольно-безкапітельно-безбалковому каркасі

Із аналізу роботи перекриття безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи (ББКС) у стадії руйнування встановлено, що спосіб виготовлення перекриття впливає на його напружено деформований стан. І проявляється це вже на стадії розподілу навантаження. Так, для монолітних перекриттів характерним є те, що навантаження, яке діє на нього, передаватиметься на колони по найкоротшим лініям (рис. 3.1, *a*).

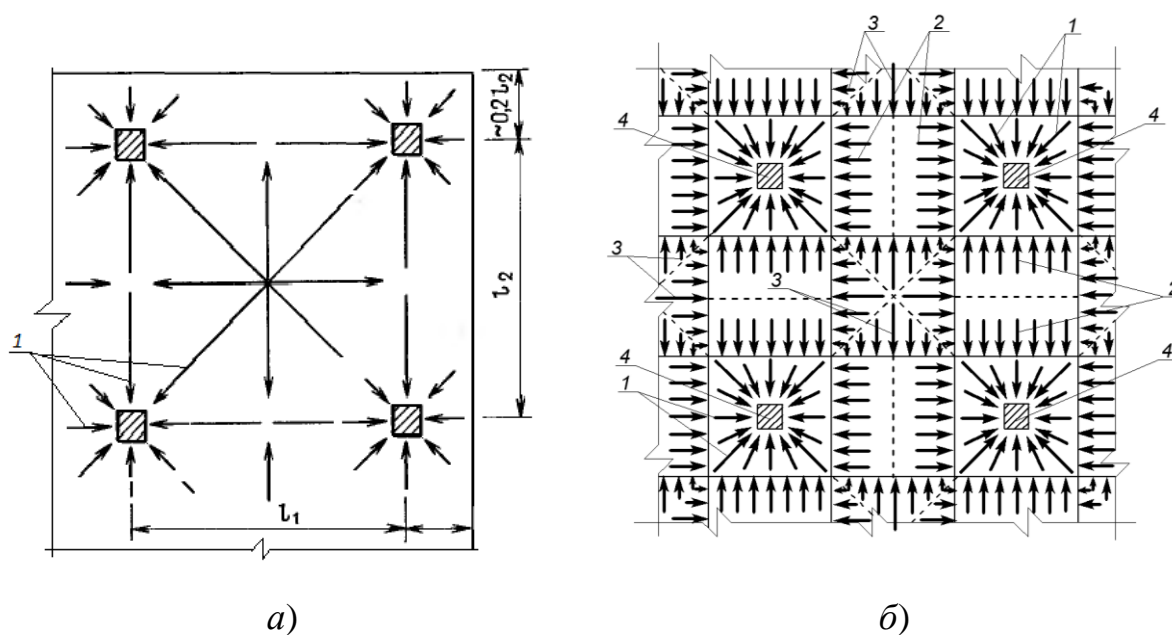


Рис. 3.1 – Схеми перерозподілу навантаження між елементами перекриття в монолітному (*a*) та збірному (*б*) (ББКС) перекриттях:
 1 – завантаження колони в монолітному (*a*) та збірному (*б*) каркасах; 2 – розподіл навантаження з міжколонних плит на надколонні плити; 3 – розподіл навантаження із середніх плит на міжколонні плити; 4 – колони

Для збірних перекриттів, як дисків у вигляді системи з'єднаних за допомогою «стика Передерія» збірних плит встановлено, що послідовність розподілення навантаження інша, тобто вона є такою: із середньої плити навантаження передається на чотири сусідні міжколонні плити; з міжколонних плит навантаження передається на надколонні плити; надколонні плити остаточно передають навантаження на колони (рис. 3.1, б). Тому при конструюванні перекриття у збірному безконсольно-безкапітельно-безбалковому каркасі пропонується використовувати розрахункову схему розподілення навантаження з елемента на елемент, наведену на рисунку 3.1, б. Ця схема можлива тільки при гарантованому утворенні лінійних пластичних шарнірів у стиках плит. При такій послідовності передавання навантаження кожна плита матиме свою схему руйнування, на основі котрої розроблено їх розрахунки (рис.2.22).

В основу розрахунків у даній роботі покладено кінематичний спосіб методу граничної рівноваги.

Сутність його полягає у тому, що у загальному випадку граничну рівновагу кожної плити прийнято описувати рівнянням рівності віртуальних робіт між зовнішніми $W_{q,P}$ і внутрішніми W_M зусиллями на можливих відповідних переміщеннях плити від дії навантажень q , P та зусилля M_i :

$$W_{q,P} = W_M. \quad (3.1)$$

При застосуванні залізобетонних плит умова (3.1) набуває вигляду

$$\int_A y_q \cdot q \cdot dA + \sum_{j=1}^k P_j y_j = \sum_{i=1}^n M_i \cdot \varphi_i \cdot l_i, \quad (3.2)$$

у котрій y_q , y_j , та φ_i – переміщення плити у напрямку дії відповідно до навантажень q , P_j та зусилля M_i ; M_i – момент в i -тому лінійному пластичному шарнірі на одиницю його довжини; l_i – довжина ділянки i -того пластичного шарніра; n – кількість розглядуваних ділянок лінійних пластичних шарнірів.

Внутрішні зусилля в плитах розподіляються нерівномірно, тому доцільно здійснювати армування плит відповідно до методики побудови епюри матеріалів, тобто з обривами поздовжньої арматури.

В основу методики розрахунку плит покладено такі передумови:

- плити проектується з обривами арматурних стержнів при забезпеченні умови рівномірності перерізів, у котрих діють максимальні згинальні моменти та виконано обрив арматури;
- у момент досягнення конструкцією стану граничної рівноваги напруження в арматурі досягають межі текучості;
- рівномірно розподілене навантаження на плити забезпечує їх руйнування за двома схемами;
- між лініями утворення пластичних шарнірів кожна плита поділяється на окремі абсолютно жорсткі диски;
- місця обривів і кількість арматури визначаються із умови її мінімальної площі, необхідної для армування плити;
- сума кутів поворотів дисків зверху перекриття дорівнює сумі кутів поворотів дисків знизу перекриття;
- кожна збірна плита перекриття ББКС має свою схему завантаження (рис. 2.22).

Якщо розрахунок елементів рами ББКС виконується спрощено, то у такому випадку просторовий каркас розглядається у вигляді сукупності ортогональних плоских рам, розташованих уздовж координаційних осей колон. У таких каркасах на міжколонні плити покладається роль з'єднувальних елементів по вертикалі умовних хрестоподібних колон, у котрих консолями виступають надколонні плити. Тобто, ці плити з'єднують колони у плоскі поздовжні та поперечні рами уздовж координаційних осей колон. У таких рамах вони є ригелями-вставками, а консолями колон правлять надколонні плити.

3.2 Основні положення розрахунку

Несучу здатність залізобетонних плит безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи (ББКС) будівель, у котрих в якості робочої використовується арматура із фізичною ділянкою текучості, пропонується визначати на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги.

Для залізобетонних плит ББКС будівель у розрахунках за методом граничної рівноваги використовуються рівняння рівноваги для недеформованої системи. Це не дає суттєвої похибки, якщо деформації системи до настання стану її граничної рівноваги будуть настільки малими, що можна буде знехтувати зміною геометричних розмірів системи в результаті деформації. У стані граничної рівноваги конструкції повинні виконуватися наступні вимоги:

- зусилля у всіх елементах системи повинні задовольняти умовам рівноваги та граничним умовам;
- конфігурація зон текучості та вид можливих деформацій елементів, що належать цим зонам, повинні допускати переміщення точок системи;
- елементи, котрі не знаходяться в стані текучості, розглядаються як такі, що не деформуються.

При кінематичному способі розрахунку розглядають усі можливі кінематичні схеми руйнування і визначають мінімальне навантаження, при якому конструкція перетворюється в змінну систему – механізм або кінематичний ланцюг.

Фактори, що створюють у системі внутрішні напруження, наприклад зміщення опор, зміна температури, усадка бетону, не змінюють ні умов рівноваги, ні граничних умов, вони не впливають і на величину граничного навантаження [42].

Сутність розрахунку статично невизначних систем за методом граничної рівноваги з використанням кінематичного способу ґрунтується на таких положеннях:

1. Пластичні шарніри конструкції замінюються ідеальними шарнірами із прикладеними до них моментами, які мають граничні значення і відповідний напрямок дії.

2. За критичний стан системи приймається такий її стан, при якому вона стає геометрично змінною.

3. Шуканий параметр інтенсивності навантаження, за дії якого система досягає критичного стану, визначається на основі принципу можливих переміщень.

4. Із усіх можливих кінематичних схем руйнування системи приймається така, яка відповідає мінімальному значенню навантаження.

Граничний стан плити, при якому вона перетворюється в кінематичний механізм з подальшим зростанням деформацій деформації без збільшення навантаження, настає одночасно з утворенням лінійних пластичних шарнірів. Це характерно для плит, руйнування яких починається внаслідок досягнення арматурою межі «текучості».

Явище «текучості», що розпочинається в найбільш напружених місцях плити – «центрах зламу», зі збільшенням навантаження поступово поширюється на всю арматуру. При цьому «центри зламу» об'єднуються в лінії зламу, які прийнято називати лінійними пластичними шарнірами. Уздовж цих ліній згинальний момент досягає свого граничного значення, а плита розділяється на окремі елементи (диски), які можуть повертатись відносно один одного.

Стан плити, при якому утворення пластичних шарнірів припиняється і стає можливим взаємне обертання елементів плити навколо ліній зламу, називається граничним станом. Навантаження, що відповідає цьому станові називається граничним, хоча повне руйнування плити може відбуватися при навантаженнях, що перевищують граничні.

Пластичні деформації уздовж ліній зламу супроводжуються пружними деформаціями. У граничному стані ці пружні деформації будуть нескінченно малі порівняно з пластичними. Нехтуючи ними, можна вважати окремі частини плити плоскими жорсткими дисками, а лінії їх стикання (лінії зламу) – прямолінійними шарнірами. Таким чином, у стадії граничної рівноваги враховуються лише пластичні деформації, що виникають уздовж ліній зламу та полягають у взаємних поворотах сусідніх елементів плити, з'єднаних лінійними пластичними шарнірами.

Сутність розрахунку несучої здатності плити кінематичним способом методу граничної рівноваги полягає в наступному:

- плита розділяється на плоскі диски, з'єднані між собою лініями зламу (пластичними лінійними шарнірами). Лінії зламу (додатні, якщо вони розташовані на нижній поверхні плити, від'ємні – якщо на верхній) і опорні шарніри (якщо такі існують) утворюють схему зламу;
- задаються довільні найменші можливі (віртуальні) переміщення дисків плити для прийнятої схеми зламу і схеми завантаження;
- складають рівняння рівності робіт зовнішніх і внутрішніх зусиль на заданому переміщенні – рівняння віртуальних робіт;
- зовнішнє навантаження, що задовольняє складене рівняння, є несучою здатністю плити [39, 42].

Схема зламу плити повинна відповідати умовам її спирання та схемі завантаження, а також забезпечувати однократну кінематичну змінність системи. Для того, щоб визначитись зі ступінню кінематичної змінності, зручно використати аналогію схеми зламу з фермою: ступінь кінематичної змінності схеми зламу плити дорівнює схемі кінематичної змінності ферми, складеної з усіх (додатних та від'ємних) ліній зламу й опорних шарнірів плити.

Для кожної плити можна уявити собі безкінечну множину схем зламу, що відповідає вказаним вимогам. Дійсною (з певною долею

ідеалізації) буде та, для якої несуча здатність плити має найменше значення.

3.3 Розрахункові залежності «напруження-деформації» для бетону та арматури

Для отримання несучої здатності залізобетонних плит перекриття використана схема їх напружено-деформованого стану в нормальному перерізі на основі нелінійної діаграми «напруження-деформації» (рис. 3.2) відповідно до вимог норм [47] та рекомендацій, викладених у роботі [48].

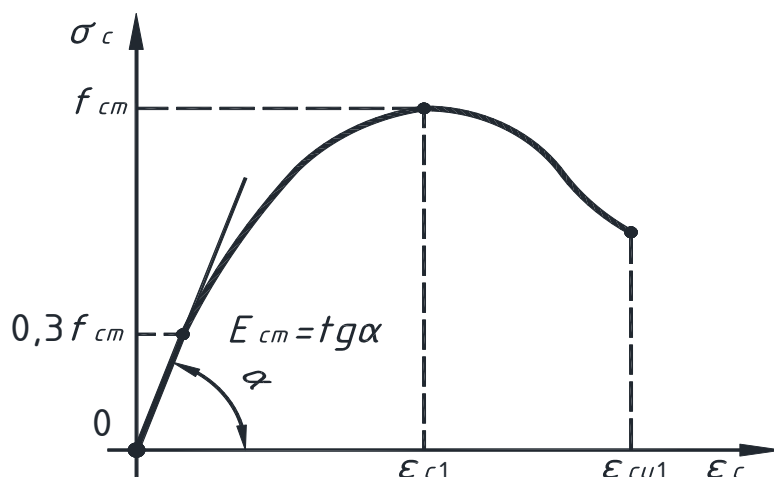


Рисунок 3.2 – Діаграма «напруження-деформації» для бетону

Для цього залежність $\sigma_c - \varepsilon_c$, зображена на рисунку 3.2, при короткотривалому осьовому навантаженні описана рівнянням:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cd}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + k - 2\eta},$$

в якому $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1,cd}$; $k = 1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd} / f_{cd}$; $\varepsilon_{c1,cd}$ – розрахункове значення відносних деформацій бетону при максимальних напруженнях

стиску f_{cd} .

Прийняте рівняння справедливе при $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1,cd}|$, де $\varepsilon_{cu1,cd}$ – розрахункове значення граничних деформацій стиску бетону.

Для визначення несучої здатності плит на основі нелінійної деформаційної моделі закон розподілення напружень у бетоні стиснутої зони плити представлено у вигляді функціональної залежності $\sigma_c = f$ у (рис. 3.3).

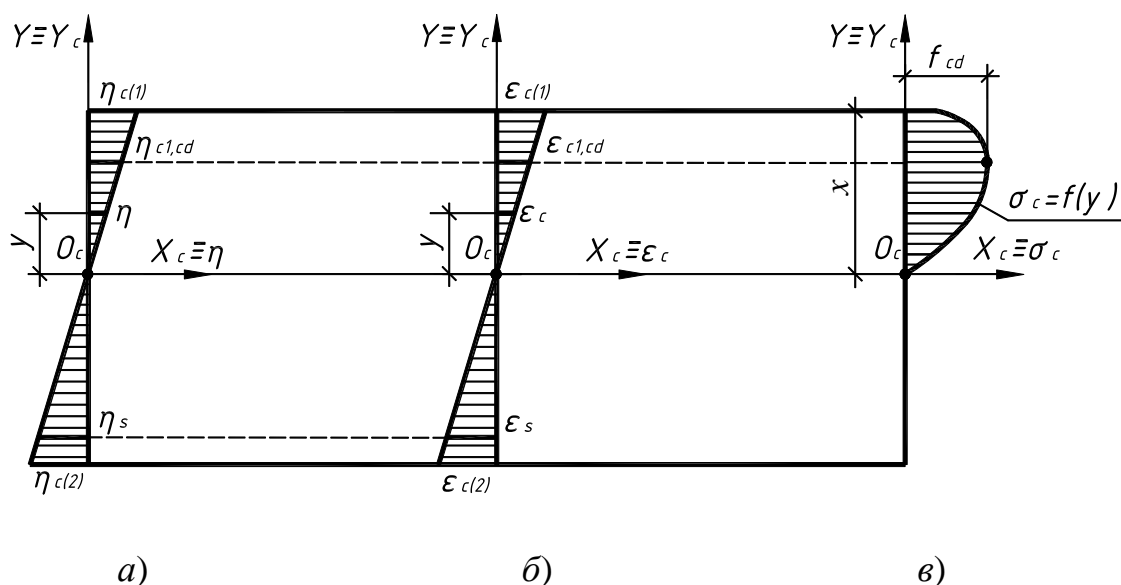


Рисунок 3.3 – Розрахункові епюри у нормальному перерізі плити:
 а) – епюра рівня відносних деформацій; б) – епюра відносних деформацій;
 в) – епюра напружень у бетоні стиснутої зони

Щоб отримати цю залежність, розглянемо рисунок 3.3. Опираючись на гіпотезу плоских перерізів (рис. 3.3), прийнято:

$$\eta = \eta_{c(1)} y / x,$$

де $\eta_{c(1)}$ – рівень відносних деформацій бетону найбільш стиснутого волокна перерізу плити, $\eta_{c(1)} = \varepsilon_{c(1)} / \varepsilon_{c1,cd}$;

y – ордината стиснутого волокна перерізу, в якому визначається напруження $\sigma_c(y)$;

x – висота стиснутої зони перерізу.

Остаточно, використовуючи прийняті рівняння, отримано, що шуканий закон розподілення напружень у бетоні стиснутої зони в системі координат $Y_c O_c X_c$ із її початком O_c на нейтральній лінії (рис. 3.3, в), має такий вигляд:

$$\sigma_c = \frac{f_{cd} \eta_{c(1)} y}{x} \frac{kx - \eta_{c(1)} y}{x + k - 2 \eta_{c(1)} y}. \quad (3.3)$$

Особливість отриманого закону (3.3) полягає в тому, що він описує розподілення напружень у бетоні по перерізу стиснутої зони для будь-якого рівня відносних деформацій бетону в найбільш стиснутій фібрі, і, таким чином, для будь-якого рівня завантаження плити.

При розрахунку залізобетонних елементів у якості розрахункової діаграми стану деформування арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями σ_s і відносними деформаціями ε_s арматури, прийнято дволінійну діаграму (рис. 3.4) за [47].

Напруження в арматурі σ_s визначаються залежно від відносних деформацій ε_s згідно з діаграмою стану арматури (рис. 3.4) за формулами:

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{s0}, \quad \sigma_s = E_s \varepsilon_s; \quad (3.4)$$

$$\text{при } \varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}, \quad \sigma_s = f_{yd}, \quad (3.5)$$

де $\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s$ – значення відносних деформацій видовження арматури на межі похилої ділянки діаграми;

f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості;

E_s – значення модуля пружності арматури;

ε_{ud} – значення відносних граничних деформацій видовження арматури.

Діаграми стану арматури при розтягу і стиску прийнято однаковими.

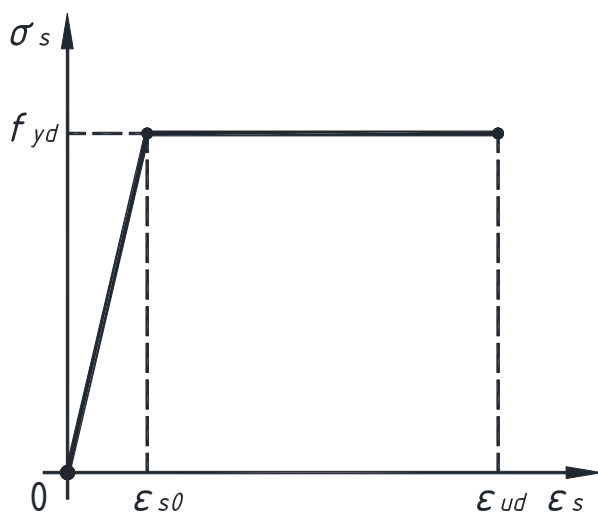


Рисунок 3.4 – Діаграма стану арматури

3.4 Критерій вичерпання несучої здатності плит

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу плити згідно з [44, 45, 48] приймається втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями – досягнення максимуму на діаграмах «момент-кривизна (прогин)» – екстремальний критерій.

Критерій максимальної міцності поперечного перерізу плити записується у вигляді умов

$$M_u(\varepsilon_{cu}) = M_u = \max M(\varepsilon_{c(l)}), \text{ або} \quad (3.6)$$

$$M_u(\eta_u) = M_u = \max M(\eta_{c(l)}), \quad (3.7)$$

у яких граничне (характерне) значення відносної деформації найбільш стиснутої фібри бетону (або її рівень) $\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{c1,cd}$ ($\varepsilon_{c(l)} / \varepsilon_{c1} = \eta_{c(l)}$, $\varepsilon_{cu} / \varepsilon_{c1} = \eta_u$) задовольняє умову екстремального критерію міцності даного перерізу в балці, забезпечуючи цим самим у загальному випадку двоїстість розв'язання задачі несучої здатності плити в поперечному перерізі.

Для обчислення значень $\eta_{c(1)} = \eta_u$ використано критерій (3.7), котрий характеризує такий стан залізобетонної плити, коли її опір дії зовнішньому навантаженню досягає максимуму. Опираючись на даний критерій, для визначення значень η_u функція $M_u = f(\sigma_s, x, \eta_{c(1)}, \dots)$ досліджена на екстремум за умовою $\partial M_m / \partial \eta_m = 0$. У результаті отримано диференціальне рівняння

$$\chi(\varphi(\eta_{c(1)}), \omega(\eta_{c(1)}))' = 2\varphi - \omega \omega' - \omega\varphi' = 0, \quad (3.8)$$

в якому

$$\left. \begin{aligned} \omega_{\eta_{c(1)}} &= \frac{k-1}{k-2} \frac{c - \ln c - 1}{\eta_{c(1)}} - \frac{\eta_{c(1)}}{2(k-2)} \text{ при } k \neq 2, \\ \omega_{\eta_{c(1)}} &= \eta_{c(1)}(1 - \eta_{c(1)}/3) \text{ при } k = 2, \end{aligned} \right\} \quad (3.9)$$

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{\eta_{c(1)}} &= \frac{k-1}{2(k-2)} \frac{c - 2 + 2 \ln c - 1}{\eta_{c(1)}^2} - \frac{\eta_{c(1)}}{3(k-2)} \text{ при } k \neq 2, \\ \varphi_{\eta_{c(1)}} &= \eta_{c(1)} \left(\frac{2}{3} - \frac{\eta_{c(1)}}{4} \right) \text{ при } k = 2, \end{aligned} \right\} \quad (3.10)$$

де $c = 1 + (k-2)\eta_{c(1)}$.

Розв'язок рівняння (3.8) після підстановки в нього відповідних функціональних залежностей (3.9) і (3.10) та їх похідних, має вигляд трансцендентного алгебраїчного рівняння відносно $\eta_{c(1)} = \eta_u$:

$$\begin{aligned} &a^5 \eta_u^5 - K + b a + b a^4 \eta_u^4 - 24b^2 a^3 \eta_u^3 + \\ &+ 12 b^2 - 2 b^2 a^2 \eta_u^2 - 12b^4 c \ln c + 12 \eta_u a b^2 c + 1 c \ln c = 0, \end{aligned} \quad (3.11)$$

де $a = (k-2)$, $b = (k-1)$, $c = (a \eta_u + 1)$.

Графічно розв'язки рівняння (3.11) являють собою діаграму граничних (характерних) значень рівнів фібрових деформацій (конструкційних деформацій) бетону залізобетонної плити перекриття в момент досягнення нею максимального опору дії зовнішньому навантаженню (рис. 3.5).

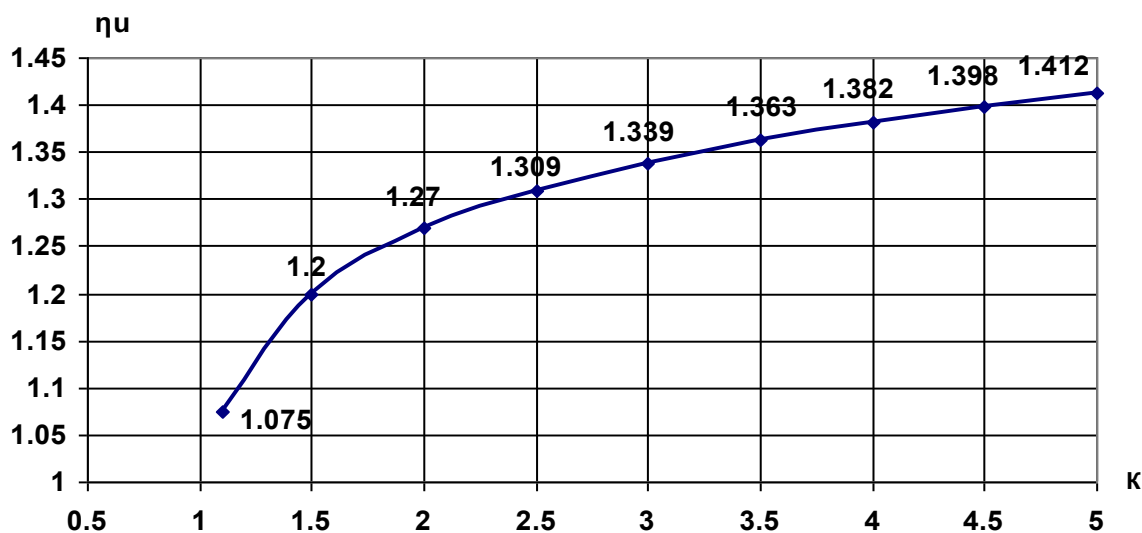


Рисунок 3.5 – Графік граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону в найбільш стиснутій фібрі залізобетонної плити залежно від параметра k

Діаграму, представлену на рисунку 3.5, можна використовувати у розрахунках несучої здатності залізобетонних плит безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель.

За фізичною сутністю рівняння (3.11) являє собою залежно від фізико-механічних властивостей бетону сукупність граничних рівнів фібрових відносних деформацій бетону у залізобетонній плиті на момент досягнення нею найбільшого опору дії моменту M_u при досягненні поздовжньою розтягнутою арматурою межі текучості. Ці фіброві деформації бетону є критичними деформаціями конструкційної деформативності бетону на діаграмі стану елемента й одночасно є закритичними для діаграми стану бетону.

3.5 Розрахунок несучої здатності середніх плит

3.5.1 Кінематичні схеми руйнування середніх плит

Завдяки симетрії контуру та рівномірності розподілу навантаження середня плита матиме симетричні схеми зламу [42]. Для шарнірно опертої уздовж контура середньої плити, з обривом арматури по краях та завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням, необхідно розглядати дві кінематичні схеми руйнування (рис. 3.6 – 3.7).

На поданих схемах утворення лінійних пластичних шарнірів (рис. 3.6 – 3.7), які утворюються уздовж «стиків Передерія», застосовані такі позначення:

$I - V$ – номери дисків, на які розділяється плита при руйнуванні у стадії граничної рівноваги;

l_1, l_2 – прольоти плити у двох напрямках;

a_2 – відстань від зовнішньої грані плити до місця обриву арматури;

$M_1, \bar{M}_1, M_2, \bar{M}_2$ – пролітні згинальні моменти, що діють у двох взаємо перпендикулярних напрямках;

f_1, f_2 – віртуальні прогини плити при її руйнуванні у стані граничної рівноваги відповідно до першої та другої кінематичних схем;

φ_1, φ_2 – віртуальні кути повороту окремих дисків плити при її руйнуванні за відповідно до першої та другої кінематичних схем руйнування.

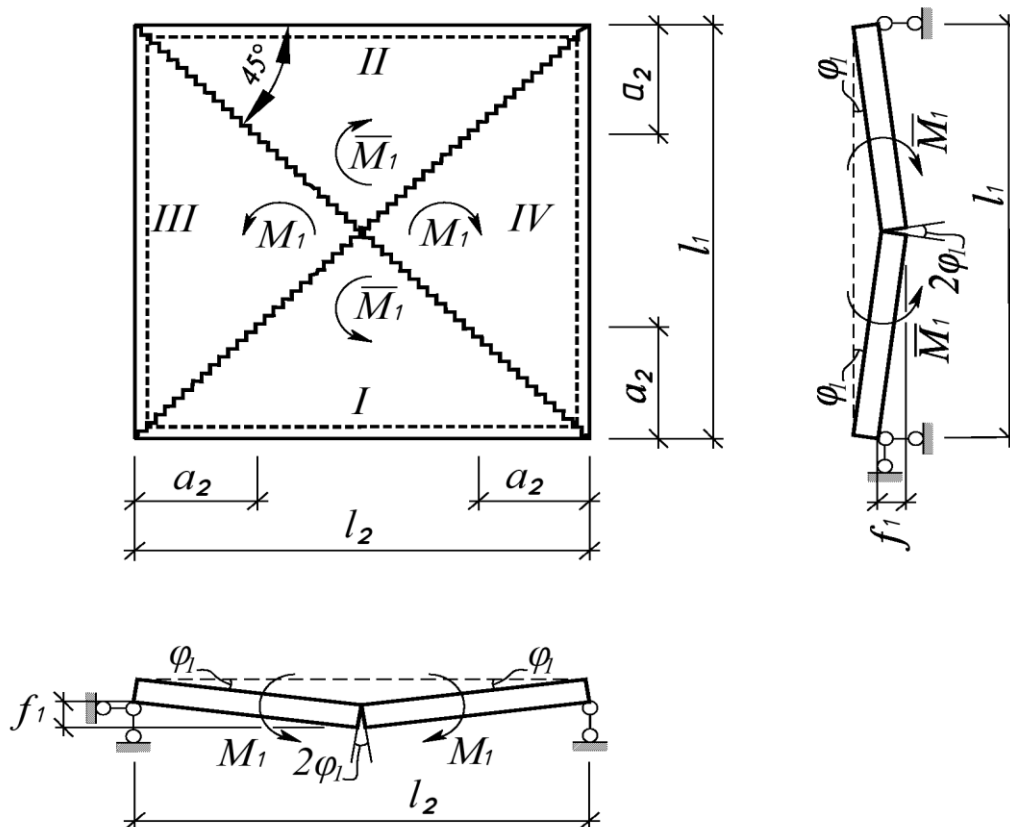


Рисунок 3.6 – Перша кінематична схема руйнування середньої плити

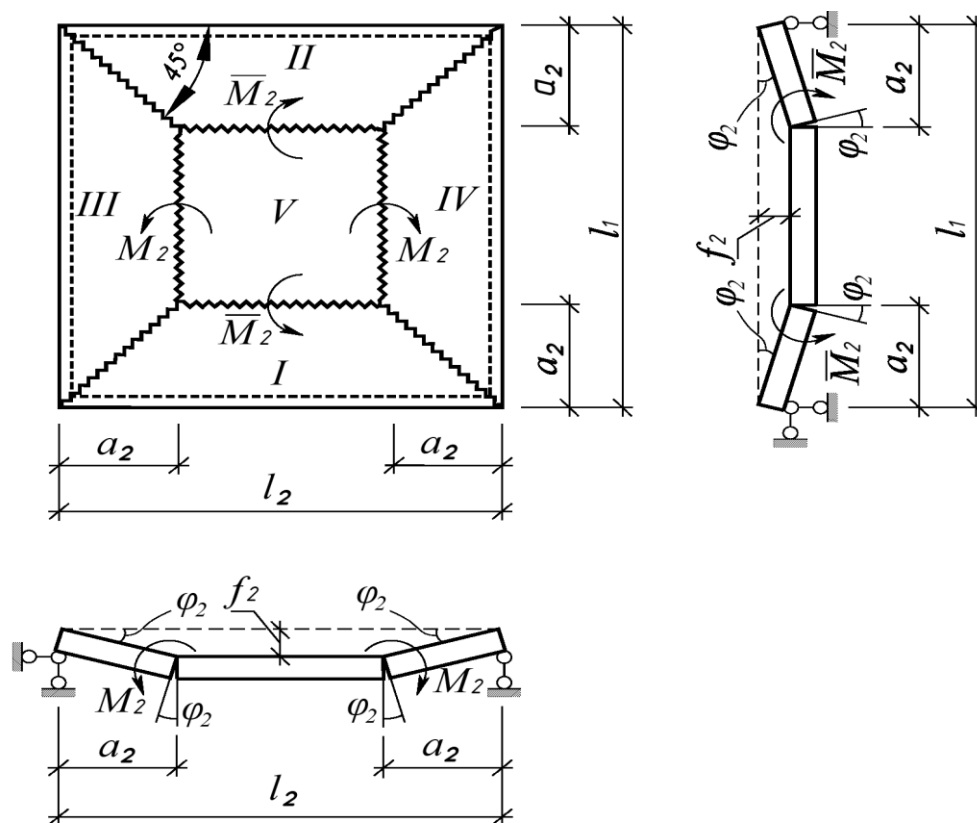


Рисунок 3.7 – Друга кінематична схема руйнування середньої плити

3.5.2 Виведення формул несучої здатності середніх плит

Рівняння рівноваги (3.1), що виражає рівність між віртуальними роботами зовнішніх W_{Ed} і внутрішніх W_{Rd} зусиль на можливих переміщеннях плити в напрямі дії навантаження у загальному вигляді у даному випадку записується таким чином

$$W_{Ed} = W_{Rd}. \quad (3.12)$$

Рівняння віртуальних робіт (3.2) для середньої плити, завантаженої тільки рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 2.12, а), набуває вигляду

$$q \int_A y_q dA = \sum_{i=1}^n M_i \varphi_i l_i, \quad (3.13)$$

де y_q – віртуальне переміщення плити в напрямі дії навантаження; q – розрахункове граничне значення рівномірно розподіленого навантаження; A – площа тієї частини плити, де діє навантаження; M_i – граничне значення внутрішнього згинального момента, що сприймається i -тим пластичним шарніром, на одиницю довжини; φ_i – взаємний кут повороту дисків у i -тому пластичному шарнірі; l_i – довжина i -того пластичного шарніра, n – кількість пластичних шарнірів.

Для першої кінематичної схеми руйнування середня плита в граничному стані від дії навантаження q_1 набуває форму піраміди з вершиною знизу і висотою, що дорівнює прогину f_1 (рис. 3.6). Тому в (3.13) вираз $\int_A y_q dA$ являє собою об'єм цієї піраміди, який визначається за формулою

$$V_1 = \int_A y_q dA = \frac{f_1 l^2}{3}, \quad (3.14)$$

де $l = l_1 = l_2$ – оскільки середня плита квадратна.

У розрахунку несучої здатності середня плита розглядається як шарнірно оперта по контуру, тому зазнає у взаємно перпендикулярних напрямках дії двох пролітних згинальних моментів M_1, \bar{M}_1 за умови першої кінематичної схеми руйнування (рис. 3.6) та M_2, \bar{M}_2 за умови другої кінематичної схеми руйнування (рис. 3.7). Ураховуючи введені позначення, робота внутрішніх зусиль (моментів) на відповідних кутах поворотів

$$\sum_{i=1}^n M_i \varphi_i l_i = M_1 \cdot 2\varphi_1 + \bar{M}_1 \cdot 2\varphi_1 l. \quad (3.15)$$

У формулі (3.15) взаємний кут повороту дисків можна виразити наступним чином

$$\varphi_1 \approx \text{tg} \varphi_1 = \frac{2f_1}{l}. \quad (3.16)$$

Після підстановки виразів (3.14) – (3.16) у рівняння (3.13) отримаємо, що

$$\frac{q_1 l^2}{3} = 4 M_1 + \bar{M}_1. \quad (3.17)$$

Рівняння (3.17) містить 2 невідомих моменти M_1 та \bar{M}_1 , значення кожного з яких на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що перетинається цим шарніром, і може бути обчислена за формулою:

$$M_i = f_{yd} A_{si} z_{si}, \quad (3.18)$$

де f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості;

A_{si} – площа перерізу робочої арматури на одиницю довжини плити в напрямку дії моменту M_i ;

z_{si} – плече внутрішньої пари сил.

Оскільки середня плита армована однаково в обох напрямках, то можна записати, що

$$M_1 = \bar{M}_1. \quad (3.19)$$

У такому випадку, якщо арматура в прольоті не обривається, рівняння (3.17) набуває вигляду

$$\frac{q_1 l^2}{3} = 8M_1. \quad (3.20)$$

Якщо ж 1/2 площі робочої арматури середньої плити обривається на відстані a_2 від її зовнішніх граней, то з рівнянь (3.13) або (3.17) можна отримати, що:

$$\frac{q_1 l^2}{3} = 8 \frac{M_1 (l - a_2)}{l}. \quad (3.21)$$

Граничне навантаження, яке може сприйняти середня плита за першою кінематичною схемою руйнування (рис. 3.6) із заданим армуванням із обриванням половини його стержнів на відстані a_2 від зовнішніх граней може бути визначене з рівняння (3.21), тобто за формулою:

$$q_1 = \frac{24M_1 (l - a_2)}{l^3}, \quad (3.22)$$

в якій

$$M_1 = \frac{f_{yd} A_s}{l} \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} l} \right), \quad (3.23)$$

де M_1 – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити за [48];

f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості;

A_s – площа перерізу робочої арматури в одному з напрямків плити;

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск;

d – робоча висота перерізу плити;

$\chi = 0,52...0,59$ – параметр, який залежить від класу бетону [48].

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури на одиницю довжини в одному з напрямів плити при заданому навантаженні розв'язується на основі умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів з використанням залежності (3.21) за формулою

$$A_s = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi} \right) d, \quad (3.24)$$

де $\bar{\alpha}_m = \frac{q_1 l^3}{24(l - a_2) f_{cd} d^2}$ – відносний згинальний момент.

Якщо арматура обривається на відстані a_2 від граней плити, то необхідно додатково перевірити її несучу здатність при руйнуванні за другою кінематичною схемою, наведеною на рисунку 3.7. Для такого випадку (рис. 3.7)

$$V_2 = \int_A y_q dA = f_2 \left(l^2 - 2la_2 + \frac{4}{3}a_2^2 \right), \quad (3.25)$$

де $l = l_1 = l_2$ – для квадратної середньої плити.

Робота внутрішніх зусиль (моментів) на відповідних кутах поворотів

$$\sum_{i=1}^n M_i \varphi_i l_i = 2M_2 \cdot \varphi_2 + 2\bar{M}_2 \cdot \varphi_2 l. \quad (3.26)$$

Взаємний кут повороту дисків плити можна виразити через величини f_2 та a_2 наступним чином:

$$\varphi_2 \approx \operatorname{tg} \varphi_2 = \frac{f_2}{a_2}. \quad (3.27)$$

Після підстановки (3.25) – (3.27) в (3.13) отримано

$$q_2 \left(l^2 - 2la_2 + \frac{4}{3}a_2^2 \right) = \frac{2l}{a_2} M_2 + \bar{M}_2. \quad (3.28)$$

У рівнянні (3.28) маємо два невідомих моменти M_2 та \bar{M}_2 , величина кожного з яких на одиницю довжини пластичного шарніра залежить від площі перерізу робочої арматури, що доводиться до опор і перетинається пластичним шарніром:

$$M_i = f_{yd} \bar{A}_{si} z_{si}, \quad (3.29)$$

де f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості;

\bar{A}_{si} – площа перерізу робочої арматури на одиницю довжини плити в напрямі дії моменту M_i , котра доводиться до опор і перетинається пластичним шарніром;

z_{si} – плече внутрішньої пари сил.

Якщо обривається 1/2 площі всієї робочої арматури A_s середньої плити, то залежність (3.29) набуває вигляду

$$M_i = \frac{f_{yd} A_s z_{si}}{2}, \quad (3.30)$$

де A_s – площа перерізу всієї робочої арматури на одиницю довжини плити в напрямі дії моменту M_i , котра перетинається пластичним шарніром.

Оскільки середня плита армована однаково в обох напрямках, то можна записати, що

$$M_2 = \bar{M}_2. \quad (3.31)$$

Для такого випадку рівняння (3.28) приводиться до вигляду

$$q_2 \left(l^2 - 2la_2 + \frac{4}{3}a_2^2 \right) = \frac{4l}{a_2} M_2. \quad (3.32)$$

Граничне значення навантаження, яке може сприйняти середня плита за другою кінематичною схемою її руйнування (рис. 3.7) із заданим армуванням із обриванням половини його стержнів на відстані a_2 від зовнішніх граней, може бути визначене з рівняння (3.32), тобто за формулою:

$$q_2 = \frac{4M_2 l}{a_2 \left(l^2 - 2la_2 + \frac{4}{3}a_2^2 \right)}, \quad (3.33)$$

де

$$M_2 = \frac{f_{yd} A_s}{2l} \left(d - \chi \frac{f_{yd} A_s}{2f_{cd} l} \right). \quad (3.34)$$

M_2 – значення внутрішнього згинального моменту на одиницю довжини плити за [48]; f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості; A_s – площа перерізу всієї робочої арматури в одному з напрямків плити; f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск; d – робоча висота перерізу плити; $\chi = 0,52 \dots 0,59$ – параметр, який залежить від класу бетону [48].

Задача з підбору площі перерізу робочої арматури на одиницю довжини в одному з напрямків плити при заданому навантаженні розв'язується за умови рівності внутрішнього і зовнішнього згинальних моментів на основі рівності (3.32) за формулою

$$A_s = \frac{2f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi} \right) d, \quad (3.35)$$

де $\bar{\alpha}_m = \frac{qa_2}{4f_{cd}ld^2} \left(l^2 - 2la_2 + \frac{4}{3}a_2^2 \right)$ – відносний згинальний момент.

3.6 Розрахунок несучої здатності міжколонних плит

3.6.1 Кінематичні схеми руйнування міжколонних плит

Кінематичні схеми руйнування міжколонної плити передбачають два випадки утворення пластичних шарнірів: перший – утворення шарніру посередині плити (рис. 3.8); другий – утворення пластичних шарнірів у місцях обривів арматурних стержнів на відстані a_2 від опор (рис. 3.9). Міжколонна плита завантажена на усій площі рівномірно розподіленим навантаженням q та трикутним навантаженням від двох сусідніх середніх плит із максимальною ординатою посередині прольоту плити $q^T = q \cdot l_1$ (рис. 3.10).

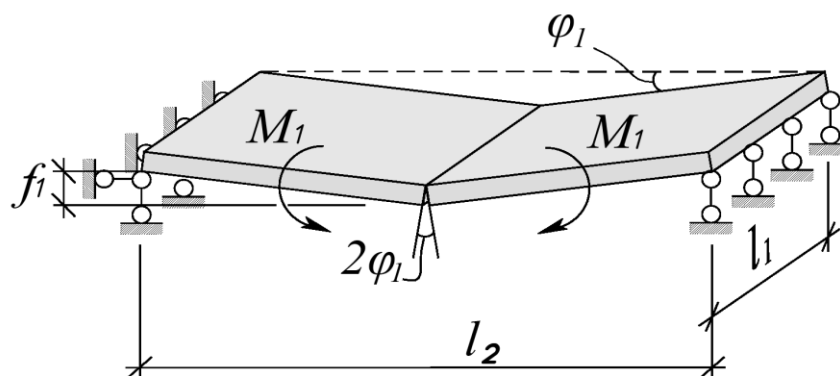


Рисунок 3.8 – Перша кінематична схема руйнування міжколонної плити

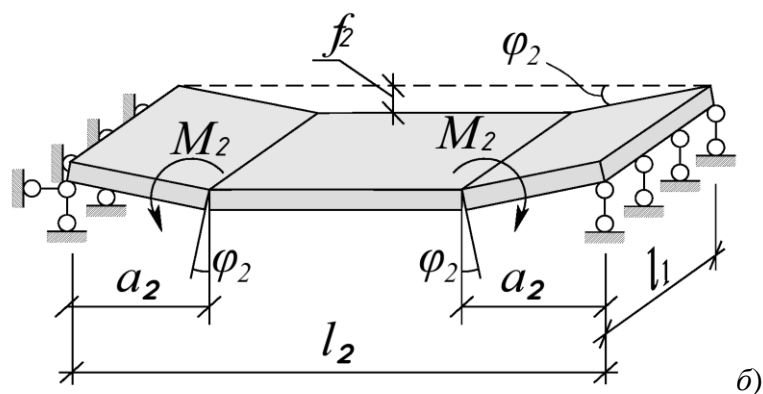


Рисунок 3.9 – Друга кінематична схеми руйнування міжколонної плити

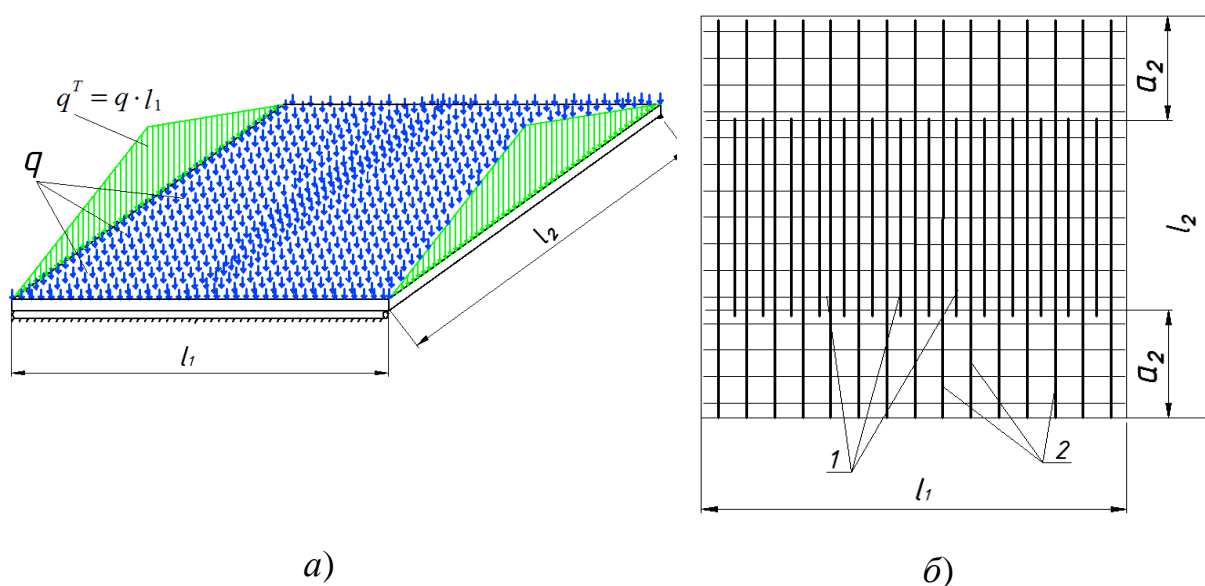


Рисунок 3.10 – Схеми завантаження (а) та армування (б) міжколонної плити:

- 1 – арматура для сприймання максимального згинального моменту;
2 – суцільна арматура після обриву

3.6.2 Виведення формул несучої здатності міжколонних плит

Для випадку, коли плита руйнується за першою кінематичною схемою (рис. 3.8), рівняння віртуальних робіт (3.12) приводиться до такого вигляду:

$$qV = 2M_1\varphi_1. \quad (3.36)$$

Граничний згинальний момент, який може сприймати пластичний шарнір

$$M_1 = m_1 l_1. \quad (3.37)$$

Міжколонна плита, як і всі інші, також має квадратну форму ($l_1 = l_2$), переміщення посередині її прольоту $f_1 = 0,5l_2\varphi_1$, тому рівняння віртуальних робіт (3.36) можна привести до такого:

$$\frac{ql_1^3}{4} + \frac{ql_1^3}{6} = 2m_1 l_1. \quad (3.38)$$

Відповідно міжколонна плита буде сприймати граничне навантаження

$$q = \frac{24m_1}{5l_1^2}. \quad (3.39)$$

Для випадку, коли пластичні шарніри утворюються в місцях обривів арматури (рис. 3.9), граничний згинальний момент, який можуть вони сприймати

$$M_2 = m_1 k_m l_1, \quad (3.40)$$

а рівняння віртуальних робіт таким:

$$q l_1^2 a_2 - l_1 a_2^2 \varphi + q \frac{3l_1^2 a_2 - 4a_2^3}{6} \varphi = 2m_1 k_m l_1 \varphi. \quad (3.41)$$

Із рівняння (3.41) граничне навантаження на плиту

$$q = \frac{12m_1 k_m l_1}{a_2(9l_1^2 - 6l_1 a_2 - 4a_2^2)}. \quad (3.42)$$

Якщо прирівняти вираз (3.39) до виразу (3.42) та виконати належні перетворення при $a_2 = k_l l_2$, то отримаємо рівняння відносно k_l :

$$-8l^3 k_l^3 - 12l^3 k_l + 18l^3 k_l - 5l_l^3 k_m = 0. \quad (3.43)$$

Чисельне рішення такого рівняння при $k_m = 0,5$ дає результат $k_l = 0,157$. Тобто, обрив арматури у прольоті слід виконувати на відстані $a_2 = 0,157l_2$ від краю плити (рис. 3.10, б).

3.7 Розрахунок несучої здатності надколонних плит

3.7.1 Кінематичні схеми руйнування надколонних плит

В основу розрахунку несучої здатності надколонної плити покладено кінематичний спосіб методу граничної рівноваги.

Для випадку руйнування надколонних залізобетонних плит рівняння віртуальних робіт (3.12) набуває вигляду

$$\int_A y_q \cdot q \cdot dA + \sum_{j=1}^k P_j y_j = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \varphi_i \cdot l_i, \quad (3.44)$$

де y_q – переміщення плити у напрямку дії навантаження q ; y_j – переміщення плити у напрямку дії навантаження P_j ; m_i – момент в i -му лінійному пластичному шарнірі на одиницю його довжини; φ_i – кут повороту диска в i -му лінійному пластичному шарнірі; l_i – довжина i -го пластичного шарніра; n – кількість розглядуваних ділянок лінійних пластичних шарнірів; k – кількість прикладених сил P_j .

Внутрішні зусилля у надколонних плитах розподіляються нерівномірно, тому доцільно армувати плиту відповідно до методики побудови епюри матеріалів, тобто з обривами поздовжньої арматури.

В основу методики розрахунку несучої здатності надколонних плит покладено такі передумови:

– у граничному стані плита може руйнуватися за двома кінематичними схемами (рис. 3.11 – 3.12);

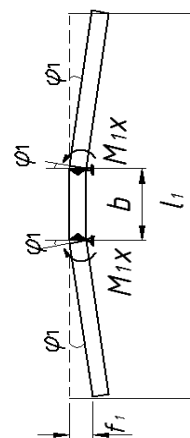
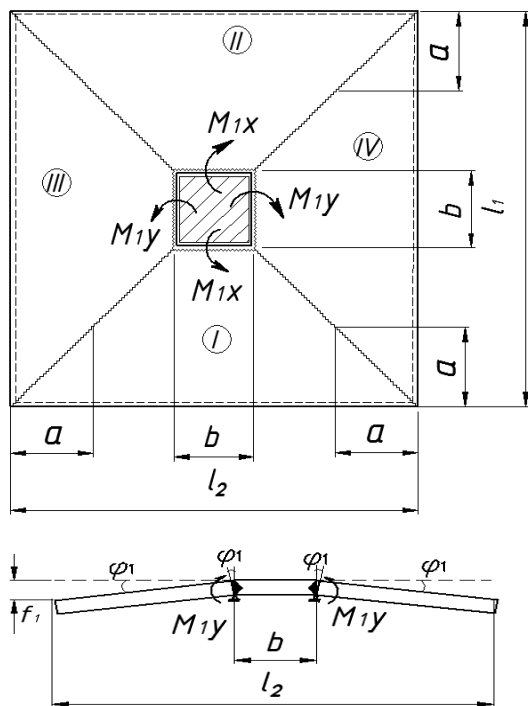


Рисунок 3.11 – Перша кінематична
схема руйнування надколонної
плити

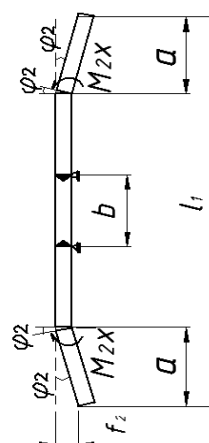
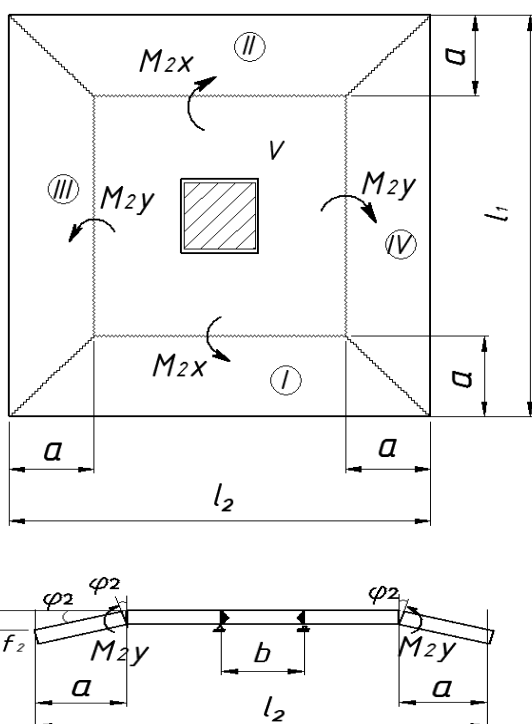


Рисунок 3.12 – Друга кінематична
схема руйнування надколонної
плити

– розглядається схема завантаження плити відповідно до рисунку 3.13, а;

– плита має уздовж контуру обриви робочих арматурних стержнів на довжину a (рис. 3.13, б), при цьому виконується умова рівномірності плити за обома кінематичними схемами руйнування (рис. 3.11 – 3.12);

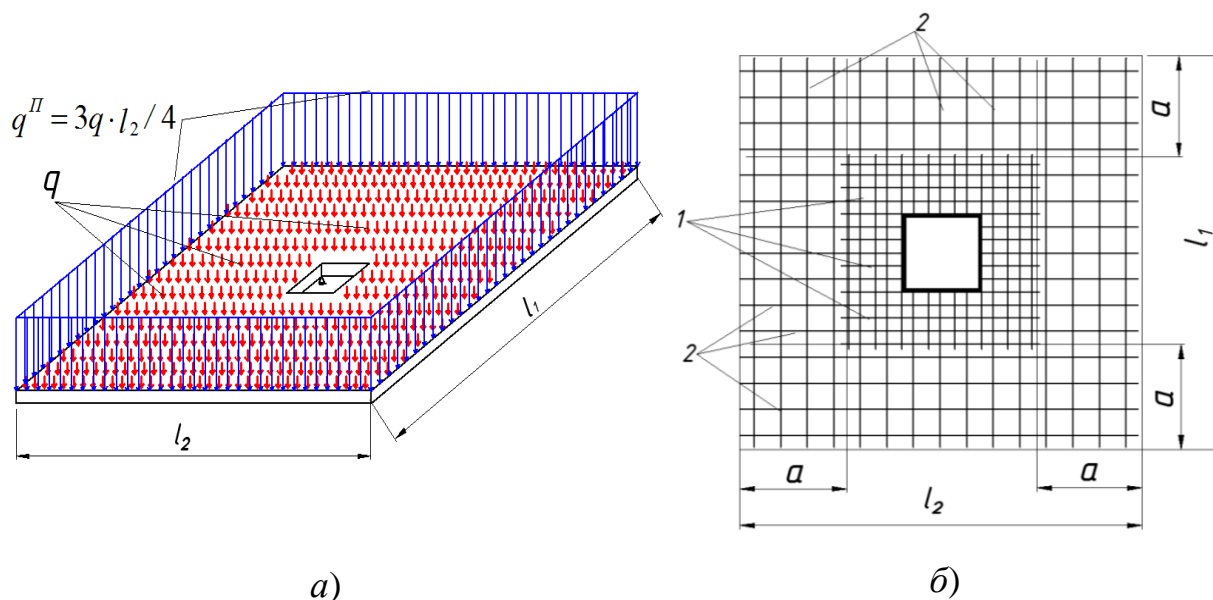


Рисунок 3.13 – Схеми завантаження (а) та армування (б) надколонної плити:

1 – арматура для сприйняття максимального згинального моменту; 2 – арматура на ділянці обриву

– у момент досягнення надколонною плитою стану граничної рівноваги напруження в арматурі досягають значень, які відповідають межі текучості сталі f_{yd} ;

– у момент руйнування плити розділяються шарнірами пластичності на окремі абсолютно жорсткі диски *I*, *II*, *III* та *IV*;

– місця обривів і кількість арматури визначаються за умови мінімальної площі арматури, необхідної для армування плити.

3.7.2 Виведення формул несучої здатності надколонних плит

Відповідно до прийнятих передумов для надколонної плити, на яку діє суцільне рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю q та навантаження від обпертих на неї міжколонних плит q^{II} рівняння віртуальних робіт (3.12) за першою схемою руйнування (рис. 3.11) матиме вигляд

$$qV_I + 4q^{II}l_{fI} = 2(M_{IX} + M_{IY})\varphi_I, \quad (3.45)$$

де V_1 – об’єм фігури, котра утворюється внаслідок повороту дисків навколо осей, які проходять по гранях отвору плити (рис. 3.11)

$$V_1 = l_1 l_2 f_1 - \frac{f_1}{3} (l_1 l_2 + \sqrt{l_1 l_2} \cdot b + b^2); \quad (3.46)$$

q^II – рівномірно розподілене навантаження по периметру надколонної плити, яке передається у вигляді реакцій із міжколонних плит

$$q^II = 1,5 l_1 \frac{l_1 q}{2 l_1} = 0,75 l_1 q; \quad (3.47)$$

M_{IX}, M_{IY} – суми проєкцій граничних згинальних моментів у лінійних пластичних шарнірах (рис. 3.11) у площинах осей Y та X відповідно.

Рівняння віртуальних робіт (3.12) за другою схемою руйнування (рис. 3.12) матиме вигляд

$$qV_2 + 4q^II l_1 f_2 = 2(M_{2X} + M_{2Y})\varphi_2, \quad (3.48)$$

V_2 – об’єм фігури, яка утворюється внаслідок повороту дисків навколо пластичних шарнірів, розташованих уздовж ліній обриву арматури плити (рис. 3.12)

$$V_2 = l_1 l_2 f_2 - \frac{f_2}{3} (l_1 l_2 + \sqrt{l_1 l_2 (l_1 - 2a)(l_2 - 2a)} + (l_1 - 2a)(l_2 - 2a)); \quad (3.49)$$

M_{2X}, M_{2Y} – суми проєкцій граничних згинальних моментів у лінійних пластичних шарнірах (рис. 3.12) у площинах осей Y та X відповідно.

У плиті в її граничному стані діють граничні рівномірно розподілені згинальні моменти m_i та \bar{m}_i (рис. 3.14, а), які являють собою суми проєкцій моментів m_x та m_y на нормалі до лінійних пластичних шарнірів (рис. 3.14, б).

Значення моментів m_x та m_y на одиницю довжини можна обчислити за такими виразами:

$$\left. \begin{aligned} m_x &= \frac{A_{sy} f_{yd} z_{sy}}{l_1} \\ m_y &= \frac{A_{sx} f_{yd} z_{sx}}{l_2} \end{aligned} \right\}, \quad (3.50)$$

де A_{sx} , A_{sy} – площа арматури розташованої уздовж осей X або Y відповідно;

Z_{sx} , Z_{sy} – відповідні значення плеча внутрішньої пари сил для моментів m_x та m_y .

Для диска I на рисунку 3.14, б відповідно до схеми рисунка 3.14, а значення граничних згинальних моментів визначаються за залежностями

$$\left. \begin{aligned} m_I &= m_x \cos \alpha + m_y \sin \alpha \\ \bar{m}_I &= m_x \cos \alpha + m_y \sin \alpha \\ m_{Ia} &= k_m (m_x \cos \alpha + m_y \sin \alpha) \\ \bar{m}_{Ia} &= k_m (m_x \cos \alpha + m_y \sin \alpha) \end{aligned} \right\}, \quad (3.51)$$

де k_m – коефіцієнт зменшення площі арматурних стержнів на ділянках, де частина арматури обірвана.

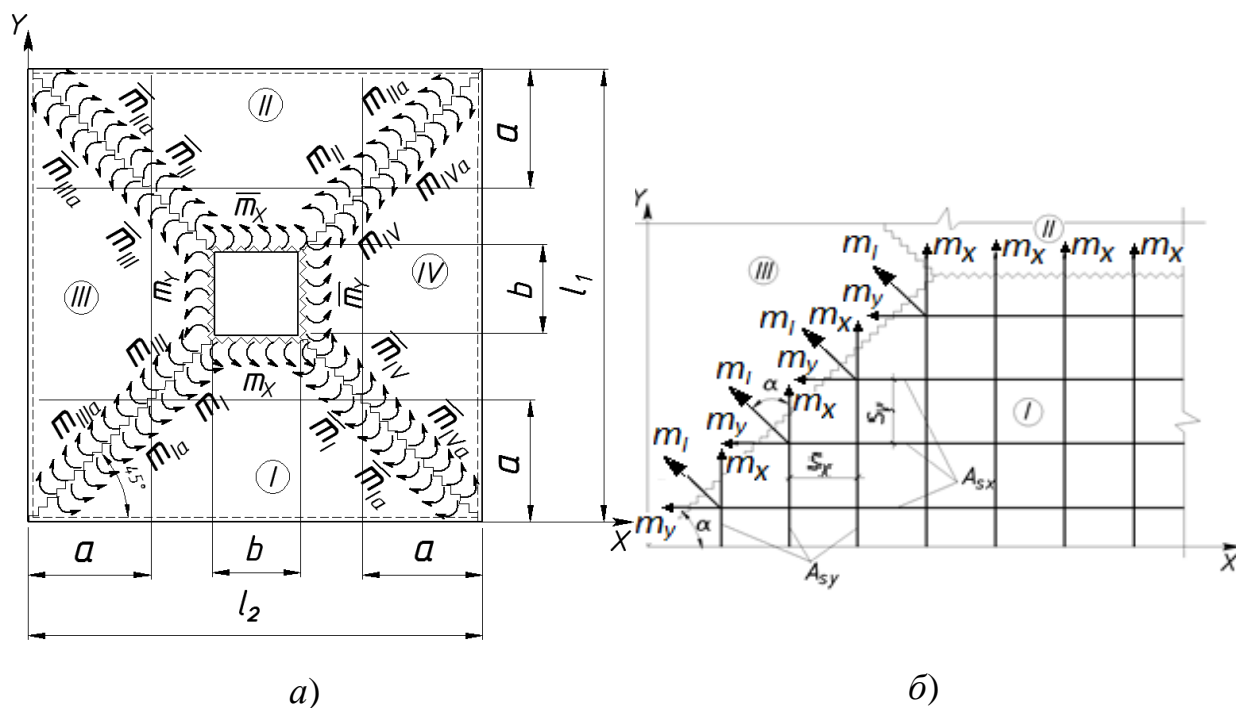


Рисунок 3.14 – Розподіл згинальних моментів уздовж лінійних пластичних шарнірів для першої кінематичної схеми (а) та напрям дії граничних згинальних моментів m_i та \bar{m}_i у пластичних лінійних шарнірах (для дисків I, II та III) (б)

Якщо в перерізі, де обриваються арматурні стержні, залишається 50 % від їх загальної площі, то $k_m = 0,5$.

Аналогічно визначаються суми проекцій граничних згинальних моментів для дисків II, III та IV.

Граничні згинальні моменти, які діють у пластичних лінійних шарнірах за наявності обривів або відгинів арматурних стержнів за схемою на рисунку 3.11 для дисків I та II визначаються залежністю

$$M_{1X} = m_x(l_2 - 2a) + 2m_xk_m a = m_x(l_2 - 2a(1 - k_m)). \quad (3.52)$$

Для дисків III та IV значення граничних згинальних моментів визначаються за залежністю:

$$M_{1Y} = m_y(l_1 - 2a) + 2m_yk_m a = m_y(l_1 - 2a(1 - k_m)). \quad (3.53)$$

Для подальших розрахунків можна прийняти наступні допущення

$$\left. \begin{aligned} l_1 &= l_2 \\ m_x &= m_y \\ f_1 &= 0,5(l_1 - b)\varphi_1 \end{aligned} \right\}. \quad (3.54)$$

Ураховуючи прийняті допущення та схему розподілу граничних згинальних моментів (рис. 3.14, а), рівняння віртуальних робіт (3.45) набуде вигляду:

$$\frac{q(l_1 - b)}{6}(2l_1^2 - b^2 - l_1b)\varphi_1 + 3q\frac{(l_1 - b)l_1^2}{2}\varphi_1 = 4m_x(l_1 - 2a(1 - k_m))\varphi_1. \quad (3.55)$$

Із рівняння (3.55) отримано, що граничне навантаження на плиту

$$q = \frac{24m_x(l_1 - 2a(1 - k_m))}{(b^3 - 12bl_1^2 + 11l_1^3)}. \quad (3.56)$$

Для другої схеми руйнування плити (рис. 3.12), коли пластичні шарніри утворюються у місцях обривів арматури, значення граничних згинальних моментів, котрі діють у пластичних шарнірах (рис. 3.15), визначаються за залежностями:

$$\left. \begin{aligned} M_{2X} &= m_x k_m l_2 \\ M_{2Y} &= m_y k_m l_1 \end{aligned} \right\}. \quad (3.57)$$

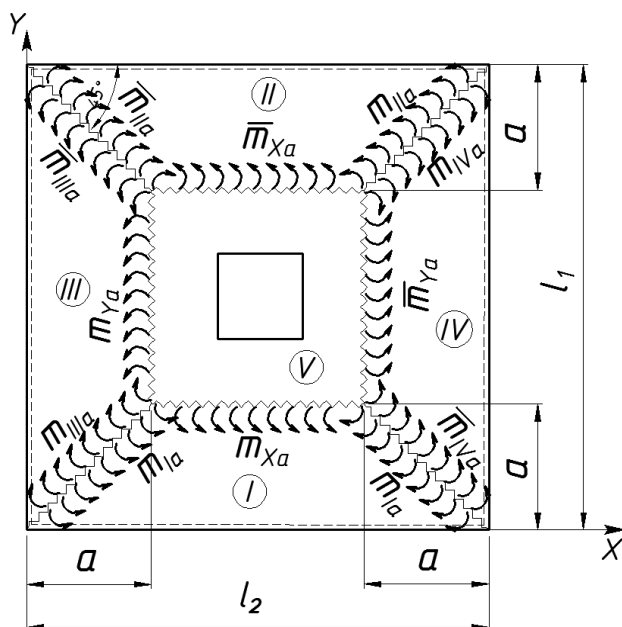


Рисунок 3.15 – Розподіл згинальних моментів уздовж пластичних шарнірів для другої кінематичної схеми руйнування плити

Ураховуючи прийняті спрощення (3.54) та $f_2 = a\varphi_2$, схему розподілу граничних згинальних моментів (рис. 3.12 та 3.15), рівняння віртуальних робіт для цього випадку матиме вигляд:

$$\frac{qa^2}{3}(6l_1 - 4a)\varphi_2 + 3qa l_1^2 \varphi_2 = 4m_x k_m l_1 \varphi_2, \quad (3.58)$$

звідки граничне навантаження на плиту

$$q = \frac{12m_x k_m l_1}{a^2(6l_1 - 4a) + 9al_1^2}. \quad (3.59)$$

Якщо прирівняти вираз (3.59) до виразу (3.56) і виконати належні перетворення при $a = k_l \cdot l_1$, то отримаємо рівняння відносно $k_l = a / l_1$:

$$\frac{k_m l_1}{l_1 k_l^2 (6l_1 - 4l_1 k_l) + 9k_l l_1^3} - \frac{2(l_1 - 2l_1 k_l(1 - k_m))}{(b^3 - 12b l_1^2 + 11l_1^3)} = 0. \quad (3.60)$$

Чисельне рішення такого рівняння при $k_m = 0,5$ дає результат $k_l = 0,312$.

Задача визначення площі поздовжньої арматури A_{sx} на 1 п. м в надколонній плиті розв'язується згідно з [46] із використанням формули (3.35), в якій

$$\bar{\alpha}_m = \frac{m_x}{f_{cd} d^2}; \quad (3.61)$$

$$m_x = \frac{q \left[a^2 (6l_1 - 4a) + 9al_1^2 \right]}{12k_m l_1}. \quad (3.62)$$

Несуча здатність плити при заданій площі арматури A_{sx} перевіряється за умовою

$$q \leq \frac{12k_m l_1 A_{sx} f_{yd} \bar{\zeta} d}{S_x \left[a^2 (6l_1 - 4a) + 9al_1^2 \right]}, \quad (3.63)$$

де $\bar{\zeta}$ визначається згідно з [49].

3.8 Висновки до розділу 3

1. Розроблені на основі кінематичного способу методу граничної рівноваги розрахункові формули можна використовувати для розрахунку несучої здатності плит перекриття безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи будівель.

2. Формули для розрахунку несучої здатності плит перекриття безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи виведені на основі положень нелінійної деформаційної моделі, що повністю відповідає діючим нормативним документам в галузі проектування залізобетонних конструкцій.

3. Проектування житлових будівель за безконсольно-безкапітельно-безбалковою конструктивною системою з використанням розроблених формул розрахунку несучої здатності її окремих залізобетонних елементів, дозволить значно скоротити вартість 1 м² площі і таким чином створить умови придбання житла малозабезпеченими верствами населення.

4. Застосування розробленої методики розрахунку плит дозволяє значною мірою вдосконалити плити перекриття та досягти суттєвої економії арматурної сталі за рахунок обриву арматури на ділянці, розміри якої визначається розрахунком.

4 КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ БЕЗКОНСОЛЬНО-БЕЗКАПІТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ

4.1 Функції плит у складі перекриття

Найбільш навантаженими елементами диска перекриття являються надколонні плити (ПН). Це обумовлено тим, що саме ці плити у межах кожного поверху передають на колони вертикальне навантаження з усього перекриття. Крім цього, надколонні плити виконують роль з'єднувальних елементів перекриття з колонами (рис. 4.1).

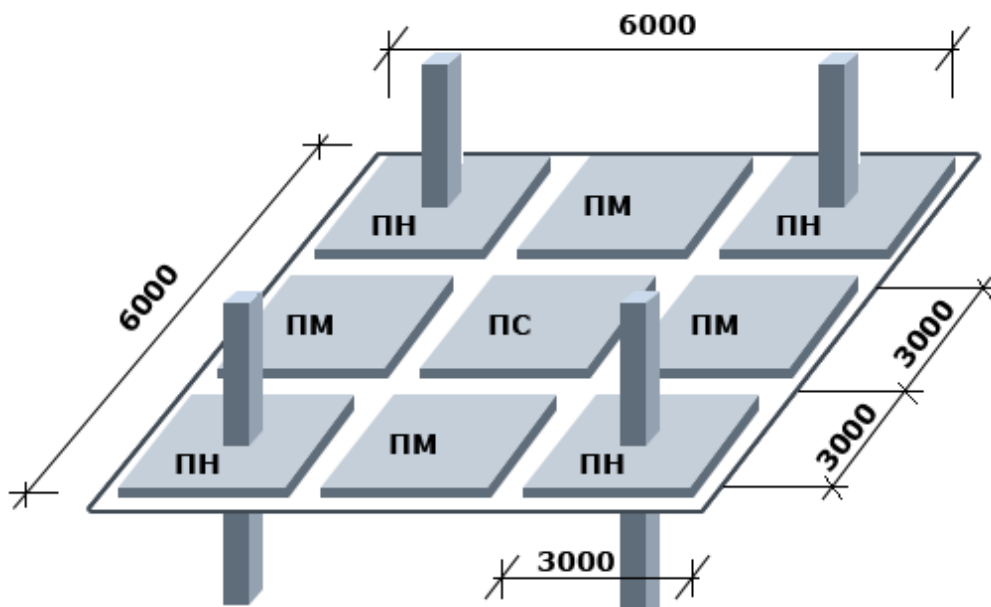


Рисунок 4.1 – Схема поділу перекриття на надколонні (ПН), міжколонні (ПМ) та середні (ПС) плити

Надколонні плити в безконсольно-безкапітельно-безбалковій конструктивній системі (БББКС) одночасно правлять і за капітелі і за консолі. Ці плити відіграють значну роль в утворенні поздовжніх та поперечних рам. В такому аспекті БББКС вони умовно виконують роль консолей колон, а вставки у вигляді міжколонних плит являються ригелями.

Надколонна плита дозволяє реалізовувати унікальну конструктивну особливість збірних капітелей – забезпечувати шпонкове з'єднання перекриття з колоною. Основою обґрунтування застосування надколонної плити у розглядуваній БББКС будівель слугує функція поєднання конструктивних особливостей капітелі та консолі.

В каркасі вдосконаленої БББКС міжколонна плита (ПМ) перекриття розташовується між двома надколонними плитами (при застосуванні одномодульних збірних елементів) (рис. 4.1).

Міжколонні плити сприймають вертикальні навантаження, які діють на перекриття, та навантаження від середніх плит і передають ці навантаження на надколонні плити (рис. 2.11). Конструктивна роль міжколонних плит полягає у з'єднуванні по вертикалі умовних хрестоподібних колон, у яких за консолі правлять надколонні плити, у плоскі поздовжні та поперечні рами. Іншими словами у таких рамах вони є ригелями-вставками, а консолями колон виступають надколонні плити. З іншого боку міжколонна плита у просторовому каркасі БББКС реалізує конструктивну властивість плити обпертої по контуру (рис. 3.1).

Середня плита (ПС) у загальному дисковій перекриття БББКС відіграє роль з'єднувального елемента плоских ортогонально розташованих рам у просторовий каркас. Ця плита заповнює проміжок, утворений після монтажу надколонних та міжколонних плит (рис. 4.1). При цьому плитні стрічки, розташовані уздовж координаційних осей колон, об'єднуються у суцільний диск перекриття. За своєю сутністю роботи середня плита сприймає та передає вертикальні навантаження на міжколонні плити.

Окрім описаних типів плит подекуди застосовуються двомодульні плити перекриття БББКС (рис 4.2, б). При цьому двомодульні плити поєднують функції суміжних плит: ПНМ – плита надколонна міжколонна, ПМС – плита міжколонна середня.

Для створення більш мобільного каркасу за архітектурно-планувальними рішеннями рекомендується використовувати перекриття з одномодульних плит (рис. 4.2, а).

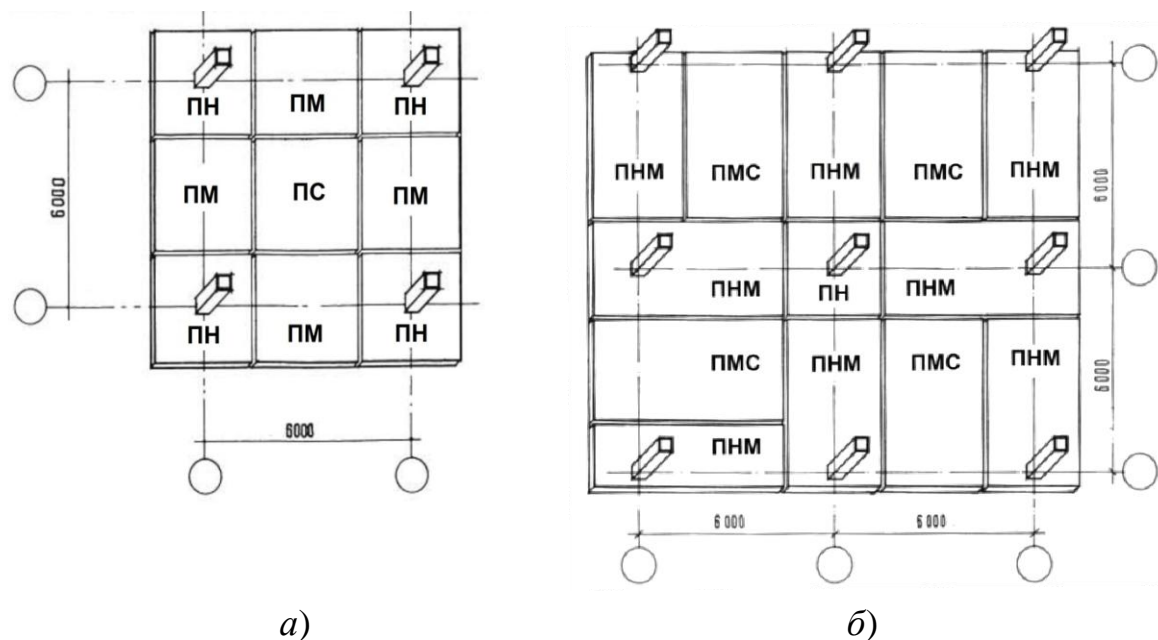


Рисунок 4.2 – Варіанти поділу перекриття на плити одномодульні (а) та двомодульні (б)

4.2 Збірна надколонна плита

4.2.1 Конструкція надколонної плити

Існують дві модифікації залізобетонних надколонних плит перекриття каркасу ББКС: одномодульні (ПН) – розмірами $2980 \times 2980 \times 160$ мм (рис. 4.2, а) і двомодульні (ПНМ) (рис. 4.2, б) – розмірами $5980 \times 2980 \times 160$ мм. Застосовуються також плити шириною 1800 мм, котрі встановлюються уздовж периметра перекриття з метою утворення його консольної частини.

Уздовж усіх сторін у одномодульних надколонних плитах влаштовані по дві опорні консолі довжиною 80 мм (рис. 4.3). На ці консолі

укладаються міжколонні плити. В торцях плит передбачено петлеподібні арматурні випуски для забезпечення в каркасі будівлі монолітного зв'язку із суміжними плитами у вигляді «стику Передерія».

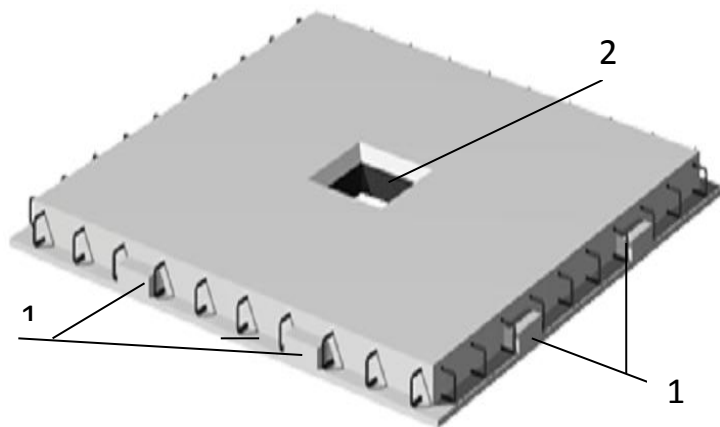


Рисунок 4.3 – Загальний вигляд одномодульної надколонної плити (ПН):
1 – опорні консолі (столики) для монтажу міжколонних плит;
2 – металева обойма плити для її закріплення до колони

Для встановлення одномодульних надколонних плит у проектне положення використовують спеціальні інвентарні пристрої, котрі розташовуються в передбаченому монтажному отворі колони (рис. 2.3) або являють собою інвентарні металеві стійки (рис. 5.5). Для монтажу двомодульних надколонних плит використовуються тільки інвентарні риштування.

З'єднання надколонних плит з колонами виконується шляхом зварювання закладених у них металевих обойм (рис. 4.3, 4.4) з арматурою колон за допомогою металевих з'єднувальних деталей. Монтажні проміжки між колоною й обоймою заповнюються дрібнозернистою бетонною сумішшю після ущільнення й затвердіння якої утворюються бетонні шпонкові з'єднання (рис. 4.4).

Для забезпечення можливості надання будівлям різних архітектурних форм, створено три різних типорозміри надколонної плити (рис. 2.6, табл. 2.2).

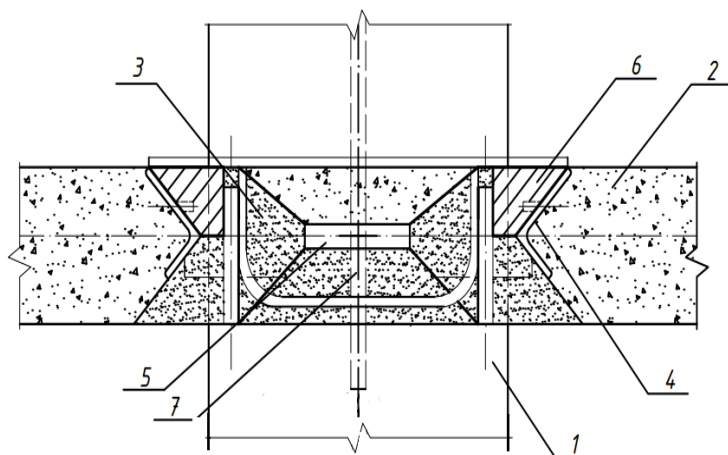


Рисунок 4.4 – Стик надколонної плити з колоною:
 1 – колона; 2 – плита;
 3 – шпонки; 4 – металева обойма; 5 – закладна деталь;
 6 – металеві з'єднувальні деталі; 7 – фіксуєть стержень

4.2.2 Армування надколонної плити

Надколонна плита перекриття у верхній та нижній зонах армується відповідно плоскими сітками ВСП1 та СП1 (рис. 4.5, табл. 4.1), які можуть мати обриви частини їх стержнів уздовж контура плити. Верхня сітка ВСП1 збирається вручну разом з опорною частиною плити у вигляді сталеві обойми (для пропуску колони крізь плиту при монтажі (рис. 4.5)). Зварювання стержнів здійснюється у трьох крайніх рядах за периметром, інші фіксуються у проектне положення в'язальним дротом.

Послідовність виготовлення просторового арматурного каркасу надколонної плити перекриття наступна: спочатку встановлюється нижня сітка, потім розміщуються монтажні петлі, опорна конструкція, петлеві випуски зі стержневої арматури за периметром плити, в кінці вкладається верхня сітка.

Надколонні плити виготовляють з бетону класу не нижче С20/25.

Для армування плити використовується арматурна сталь класів А240С, А400С та дріт Вр-І. Монтажні петлі виготовляються з арматурних стержнів класу А240С.

Опалубкове креслення та схема армування надколонної плити ПН 30.30.1,6-2-1 представлені на рисунках 4.5 – 4.6. Специфікація арматурних виробів наведена в таблиці 4.1.

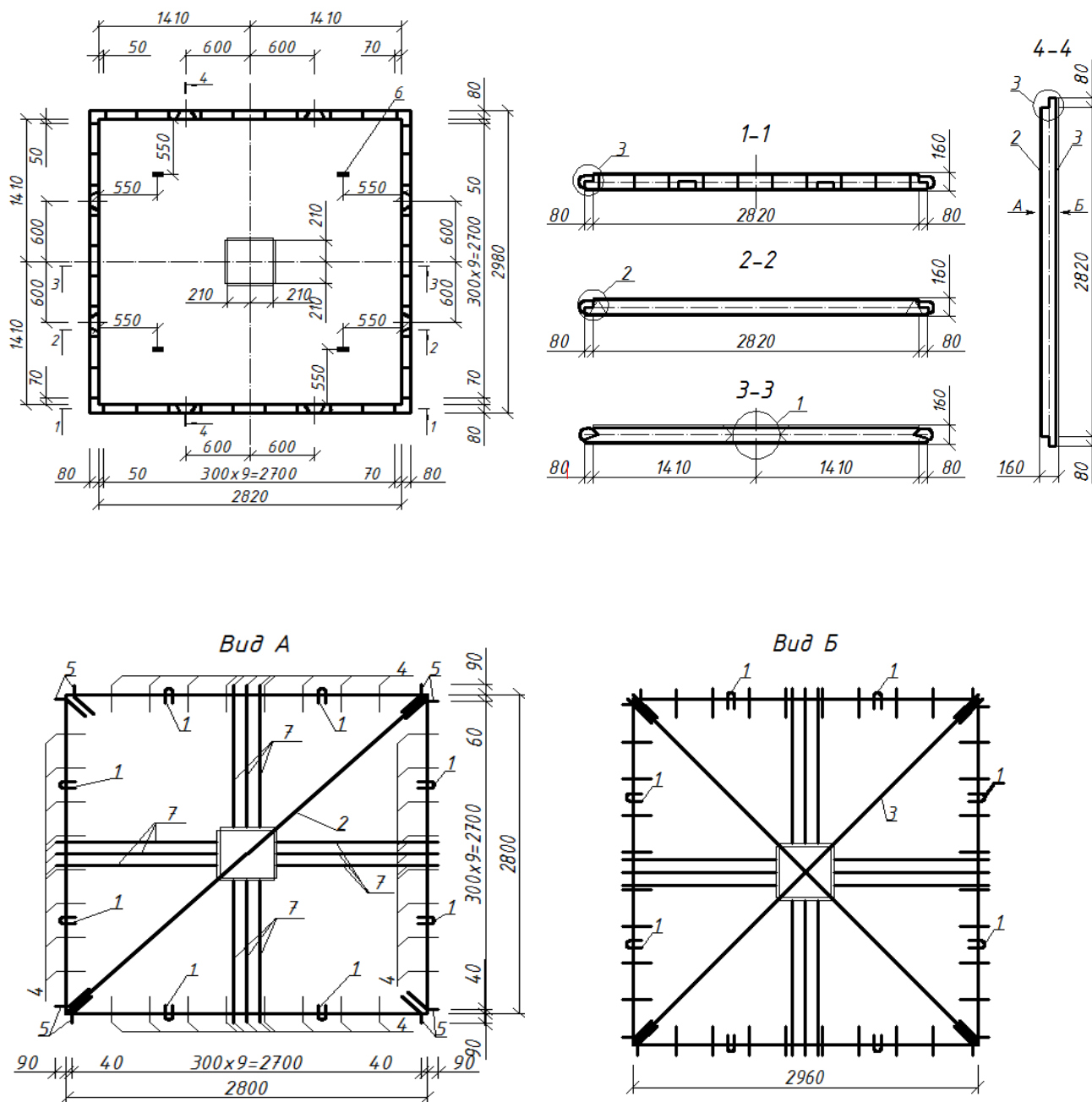


Рисунок 4.5 – Опалубкове креслення та схема армування надколонної плити ПН 30.30.1,6-2-1:

- 1 – каркас плоский опорної консолі (столика); 2 – сітка в'язана у верхній зоні;
 3 – сітка плоска у нижній зоні; 4, 5 – гнучий стержень у вигляді петлі «стику Передерія»;
 6 – монтажна петля; 7 – закладна деталь опорної обойми

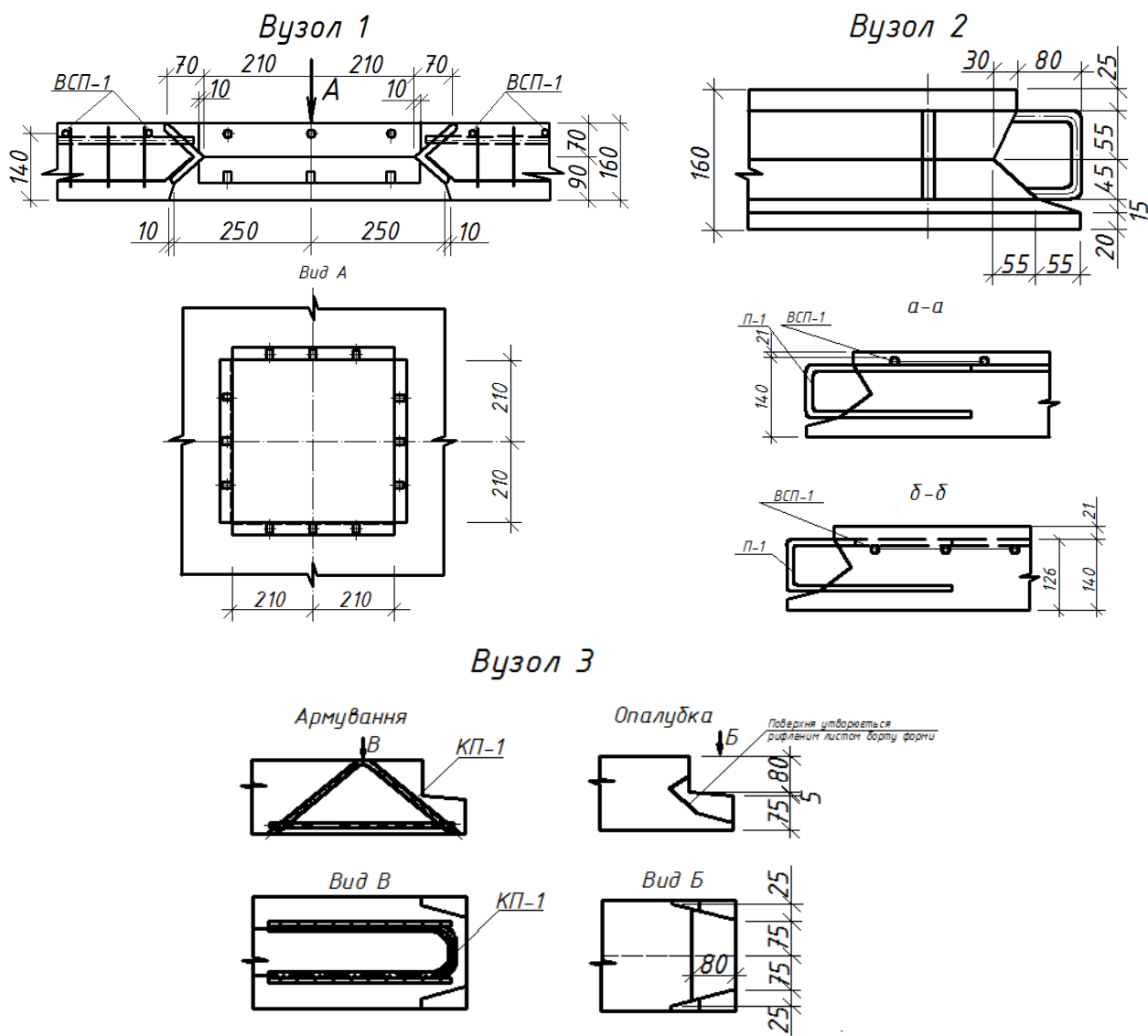


Рисунок 4.6 – Характерні вузли надколонної плити

Таблиця 4.1 – Специфікація плити ПН (рис. 4.5, 4.6)

Поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Прим.
Документація				
	ПН 30.30.1,6-2-1	Складальне креслення		
Складальні одиниці				
1	10	Каркас плоский КП1	8	0,81
2	20	Сітка в'язана ВСП1	1	99,34
3	30	Сітка плоска СП1	1	8,44
4	40	Гнутий стержень П1	24	0,71
5	50	Гнутий стержень П2	8	0,71
6	60	Петля ПЗ	4	0,87
7	70	Закладна деталь МК1	12	0,43
Матеріали				
		Бетон С20/25, м ³		1,317

4.3 Збірна міжколонна плита

4.3.1 Конструкція міжколонної плити

Застосовують дві модифікації залізобетонних міжколонних плит перекриття каркасу БББКС: (ПМ) – одномодульні (рис. 4.2, а) розмірами $2980 \times 2980 \times 160$ мм і (ПМС) – двомодульні (рис. 4.2, б) розмірами $5980 \times 2980 \times 160$ мм. Товщина усіх плит 160 мм.

Розроблено декілька типорозмірів міжколонних плит. Конструктивні характеристики одномодульних плит наведені у таблиці 2.3, а їх загальний вигляд представлено на рисунку 4.7.

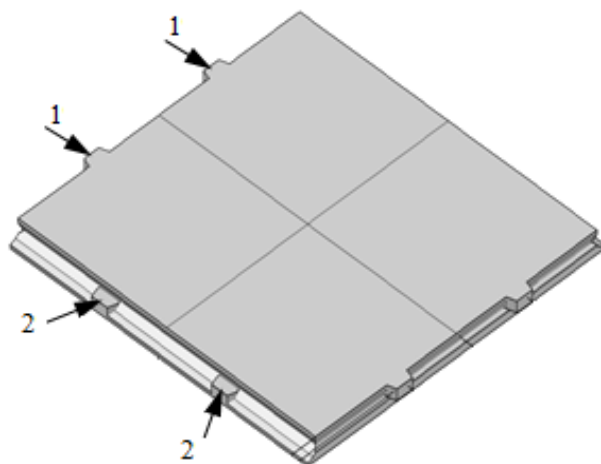


Рисунок 4.7 – Загальний вигляд міжколонної плити (ПМ):
1 – опорні консолі (столики) для монтажу міжколонної плити на надколонні плити;
2 – опорні консолі (столики) для монтажу середніх плит

У БББКС передбачені два типорозміри міжколонних плит: ПМ 30.30.1,6-2-2б та ПМ 30.19.1,6-2-2 (рис 2.8, а, б). На ділянках перекриття, де передбачаються в'язі, застосовуються міжколонні плити з отворами для влаштування лінійних в'язевих елементів, які забезпечують жорсткість будівлі: ПМВ 30.30.1,6-2-1, ПМ 30.19.1,6-2 (рис. 2.8, в, г).

На міжколонних плитах влаштовані опорні консолі довжиною 80 мм уздовж двох протилежних сторін для монтажного спирання на них середніх плит, а уздовж двох інших сторін влаштовані опорні консолі для спирання міжколонних плит на надколонні (рис. 4.7). Ця особливість

конструкції міжколонної плити дозволяє її монтувати «насухо». На відміну від надколонної плити монтаж міжколонної плити в проектне положення здійснюється без застосування інвентарних риштувань.

З'єднання збірних залізобетонних міжколонних плит з надколонними у суцільний диск перекриття здійснюється «стиком Передерія» (рис. 4.8). Він влаштовується за рахунок випущеної арматури з кінців плит у вигляді петель таким чином, що між ними після монтажу плит утворюються кільця в які вкладається стержнева арматура.

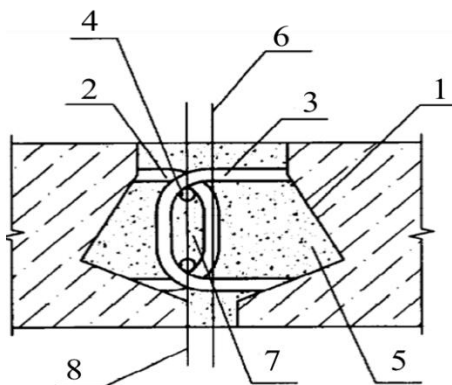
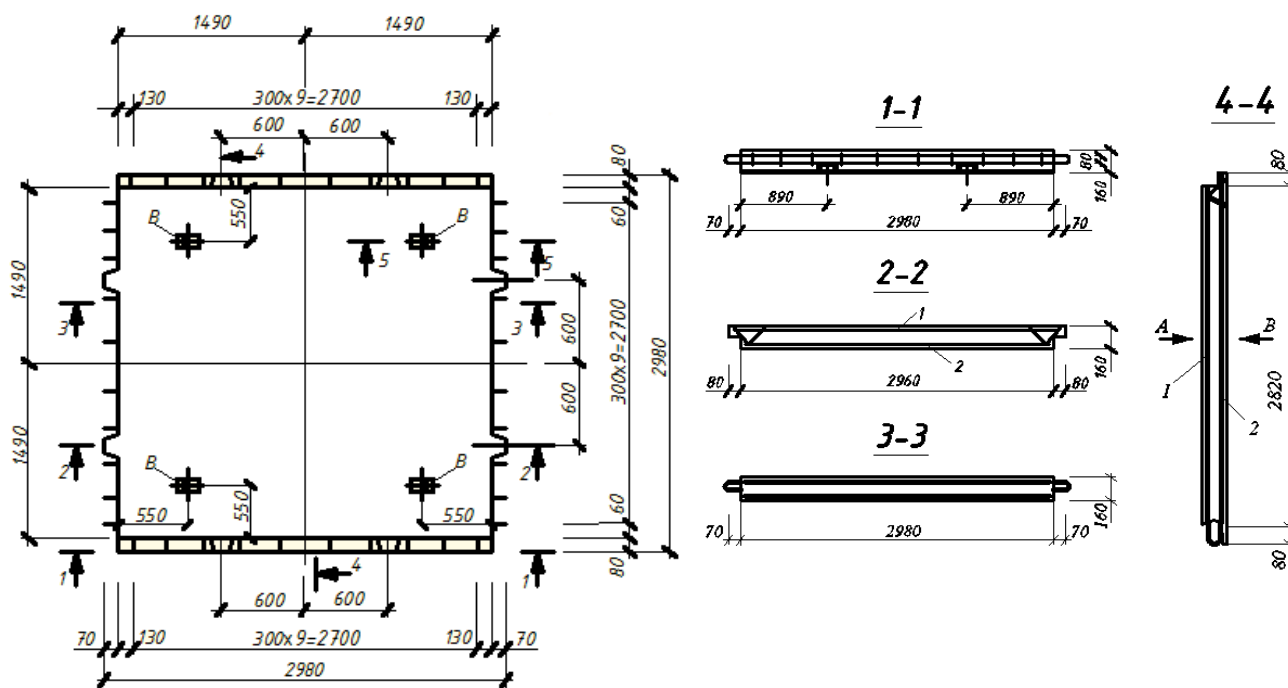


Рисунок 4.8 – Схема влаштування «стику Передерія» між плитами:
 1 – шпонковий паз; 2, 3 – петлеподібні випуски; 4 – арматурні стержні 2Ø10A400С;
 5 – паз для утворення бетонної шпонки;
 6 – площина симетрії стику; 7 – отвір для розташування стержнів 2Ø10A400С;
 8 – вісь симетрії отвору між петлеподібними випусками

4.3.2 Армування міжколонної плити

Верхнє і нижнє армування міжколонних плит у розрахунковому напрямі приймається однаковим, оскільки в середині прольоту плити можливе виникнення як максимальних додатних, так і максимальних від'ємних згинальних моментів. Опалубкове креслення та схема армування міжколонної плити ПМ 30.30.1,6-2-2б представлено на рисунку 4.9. Специфікація арматурних виробів наведена в таблиці 4.2. Для сприймання розрахункових значень згинальних моментів та для розподілення навантажень між робочими стержнями у перпендикулярному до них напрямі, застосовується розподільна арматура з дроту Ø4Вр-І з кроком 300 мм.

Плита виготовляється з бетону класу не нижче С20/25.



Вид А

Вид Б

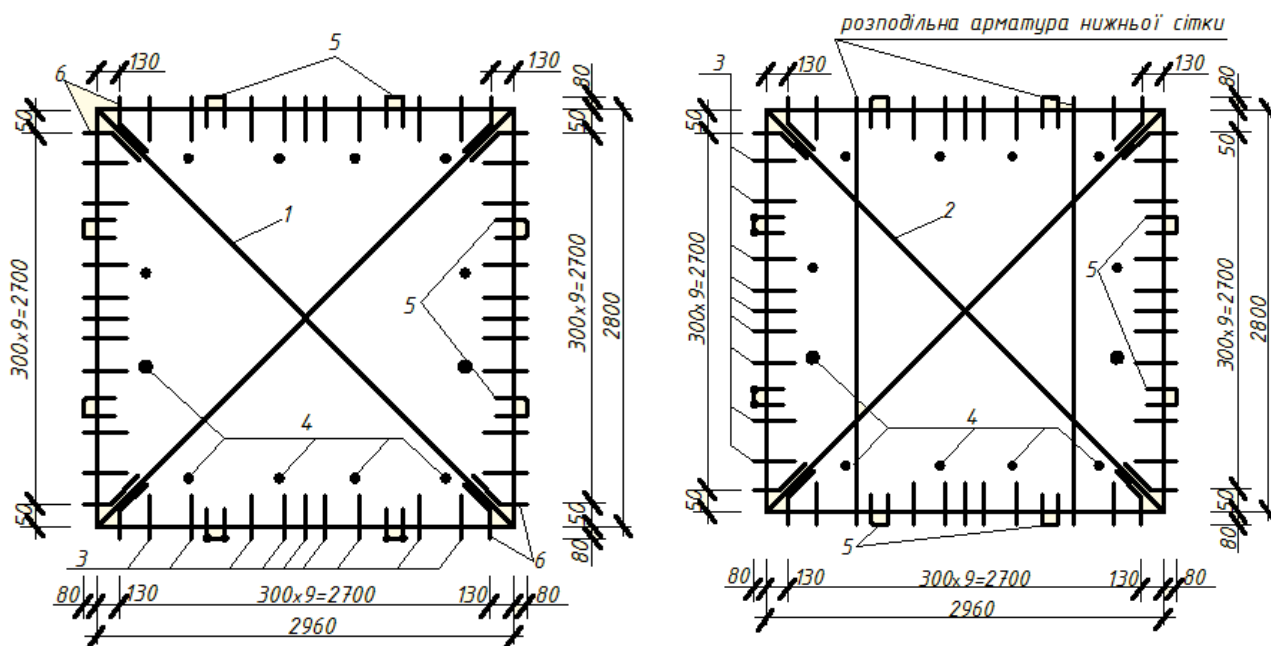


Рисунок 4.9 – Опалубкове креслення та схема армування міжколонної плити ПМ 30.30.1,6-2-2б:

- 1 – сітка в'язана у верхній зоні; 2 – сітка плоска у нижній зоні; 3, 4 – гнутий стержень у вигляді петлі «стику Передерія»; 5 – каркас плоский опорної консолі (столика); 6 – монтажні петлі

Таблиця 4.2 – Специфікація арматури плити ПМ (рис. 4.9)

Поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Прим.
Документація				
	ПМ 30.30.1,6-2-2б	Складальне креслення		
		Складальні одиниці		
1	10	Сітка плоска СП2	12	32,5
2	20	Сітка плоска СП3	12	34,86
3	30	Гнучий стержень П1	1	0,71
4	40	Гнучий стержень П3	1	0,023
5	50	Каркас КП1	8	0,81
6	60	Гнучий стержень П2	1	0,71
Матеріали				
		Бетон С20/25, м ³		1,42

4.4 Збірна середня плита

4.4.1 Конструкція середньої плити

В індустріальних каркасних ББКС застосовують дві модифікації залізобетонних середніх плит перекриття: одномодульні (ПС) – розмірами 2980×2980×160 мм (рис. 4.2, а) і двомодульні (ПМС) – розмірами 5980×2980×160 мм (рис. 4.2, б). Товщина усіх плит 160 мм.

Загальний вигляд одномодульних середніх плит збірних перекриттів ББКС представлено на рисунку 4.10.

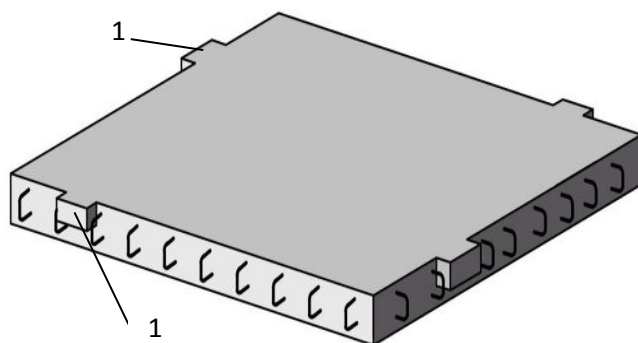


Рисунок 4.10 – Загальний вигляд одномодульної середньої плити (ПС):

1 – опорні консолі (столики) для монтажу середньої плити на міжколонні плити

Середня одномодульна плита має тільки один типорозмір (рис. 2.10, табл. 2.4).

Конструкція одномодульної середньої плити забезпечує просте її обпирання на міжколонні плити за допомогою монтажних консольних виступів довжиною 80 мм (рис. 4.10, 4.11).

Перевагою застосування одномодульних плит перед двомодульними плитами є те, що використання перших призводить до простої розрахункової схеми перекриття у його розрахунках кінематичним способом за граничними станами першої та другої груп.



Рисунок 4.11 – Загальний вигляд середніх одномодульних виготовлених на заводі плит (ПС 30.30.1,6-2-3)

Для забезпечення монолітного зв'язку середніх плит із суміжними міжколонними передбачені петлеподібні випуски в торцях середніх плит із гнутих арматурних стержнів для влаштування між плитами «стику Передерія» (рис. 4.12).

«Стик Передерія» влаштовується таким чином, що в утворені між петлями отвори вставляються 2 арматурні стержні $\varnothing 10$ А400С. З метою утворення з'єднувальної бетонної шпонки уздовж стиків плит при їх монтажі утворюється проміжок шириною 12 – 20 мм (рис. 4.12). Після

встановлення стержнів між петлями проміжок між плитами замонолічується бетоном на дрібному заповнювачі фракції 5 – 10 мм.

В індустріальних каркасних ББКС будівель у процесі зведення перекриття влаштування «стику Передерія» є обов'язковим. Це пояснюється тим, що в стані граничної рівноваги передбачається поділення перекриття на диски, кількість та форма котрих установлена розрахунковою схемою, розробленою у цій роботі (розділ 3).

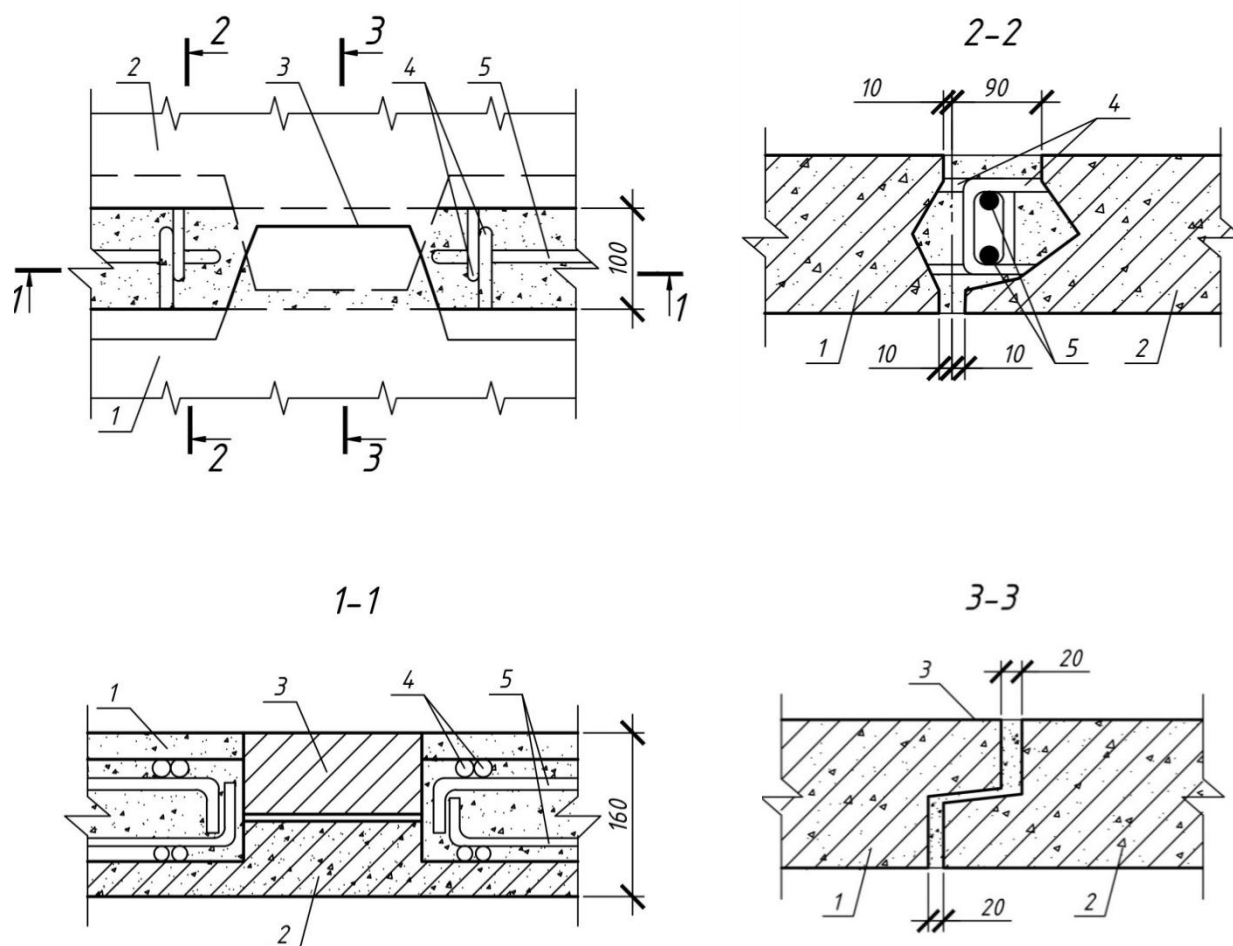


Рисунок 4.12 – Стик середньої та міжколонної плит:
 1 – середня плита; 2 – міжколонна плита; 3 – монтажний виступ;
 4 – петлеподібні випуски арматури; 5 – арматурні стержні

4.4.2 Армування середньої плити

На рисунку 4.13 представлено опалубкове креслення та схему армування середньої плити ПС 30.30.1,6-2-3

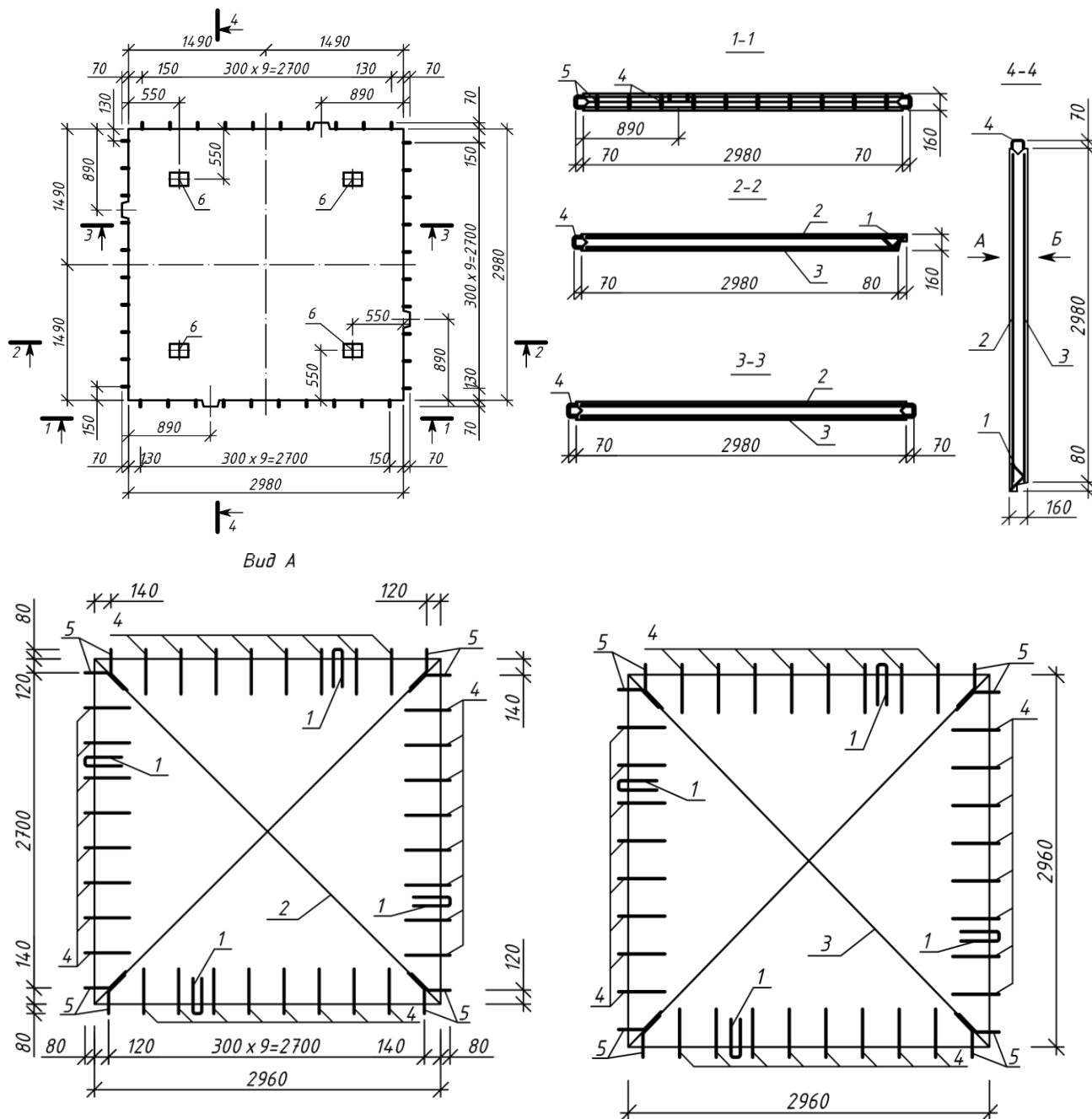


Рисунок 4.13 – Опалубкове креслення та схема армування середньої плити ПС 30.30.1,6-2-3

- 1 – каркас плоский опорної консолі (столика); 2 – сітка плоска у верхній зоні; 3 – сітка плоска у нижній зоні; 4, 5 – гнучий стержень у вигляді петлі «стику Передерія»; 6 – монтажна петля

Специфікація арматурних виробів наведена в таблиці 4.5.

Плита виготовляється з бетону класу не нижче С20/25.

Середня плита перекриття армується зварними плоскими сітками (рис. 4.13). Для армування використовується гарячекатана арматурна сталь класів А240С, А400С та дрiт Вр-І, а для виготовлення монтажних петель використовуються арматурні стержні глiдкого профiлю класу А240С.

Таблиця 4.5 – Специфікація плити ПС (рис. 4.13)

Поз.	Позначення	Найменування	К-ть	Прим.
Документація				
	ПС 30.30.1,6-2-3	Складальне креслення		
		Складальні одиниці		
1	10	Каркас плоский КП1	4	0,81
2	20	Сітка плоска СП1	1	7,03
3	30	Сітка плоска СП2	1	38,3
4	40	Гнугий стержень П1	24	0,71
5	50	Гнугий стержень П2	8	0,71
6	60	Петля ПЗ	4	0,87
Матеріали				
		Бетон С20/25, м ³		1,317

4.5 Висновки до розділу 4

1. Розроблені у цій монографії конструктивні рішення збірних залізобетонних елементів каркасу безконсольно-безкапiтельно-безбалкової конструктивної системи прості у виготовленні, економічні та відповідають вимогам iндустріального виробництва.

2. Застосування конструктивних рішень збірних залізобетонних плит перекриття дозволяє iндустріалізувати його зведення, що сприяє прискоренню зведення будівель на 50 % незалежно від їх призначення.

3. При зведенні будівель доцiльнiше використовувати одномодульні плити перекриття.

4. Конструктивні рішення стиків плит перекриття (рис. 4.8, 4.12) гарантують утворення лінійних пластичних шарнірів, що дозволяє застосувати кінематичний спосіб методу граничної рівноваги при розрахунках їх несучої здатності (розділ 3).

5. Розроблені типи плит перекриття (рис. 4.3, 4.7, 4.10) та схеми їх армування (рис. 4.5, 4.9, 4.13) дозволяють створити типові проекти будівель, особливо доступного житла, для масового їх застосування в усіх регіонах України.

5 ТЕХНОЛОГІЯ ЗВЕДЕННЯ ВДОСКОНАЛЕНОЇ БЕЗКОНСОЛЬНО-БЕЗКАПТЕЛЬНО-БЕЗБАЛКОВОЇ КАРКАСНОЇ КОНСТРУКТИВНОЇ СИСТЕМИ БУДІВЕЛЬ

5.1 Типи конструктивних систем

Проектування технології зведення будівель суттєво залежать від їх конструктивних систем. Тому з метою систематизації технологічних процесів зведення будівель, як і, зокрема, розрахунків за міцністю, просторовою жорсткістю та стійкістю, конструктивні системи класифікують за характерними відмінностями між ними. В основу класифікації покладено тип вертикальної несучої конструкції: каркас, стіна, стовбур [50, 51]. Відповідно до цього багатоповерхові будівлі за конструктивними системами проектують *каркасними, стіновими (безкаркасними) і стовбурними*. Якщо конструктивна система будівлі якісно змінюється вздовж висоти, починаючи з деякого поверху, то її розглядають як *комбіновану*. Крім того, при застосуванні в одній будівлі в кожному її поверсі декількох типів вертикальних несучих конструкцій розрізняють *каркасно-стінові, каркасно-стовбурні та стовбурно-стінові* конструктивні системи.

За способом виконання будівлі всіх конструктивних систем можуть бути зі *збірною, монолітного та збірно-монолітного залізобетону*.

Вибір тієї чи іншої конструктивної системи для спорудження будівлі зумовлюється такими факторами, як: функціональне призначення будівлі, наявність збірних залізобетонних елементів, кількість поверхів, умови зведення будівлі (сейсмічність, інженерно-геологічні умови, вимоги екологів тощо), вимоги економічних розрахунків.

Останнім часом вимоги економічних розрахунків набувають усе впливовішого значення при вирішенні питання вибору конструктивної системи для спорудження будівлі. Такий підхід стає вирішальним

особливо у тих випадках, коли розв'язується актуальна проблема здешевлення житла, тобто будівництва такого житла, яке буде доступним з огляду збільшення можливості його придбання значною частиною малозабезпечених верств населення. І як показав аналіз досвіду застосування у різних країнах сучасних конструктивних систем, найбільш ефективною для розв'язання існуючої соціальної проблеми є використання в спорудженні будівель *доступного* житла безконсольно-безкапітельно-безбалкової каркасної конструктивної системи. Ця система в аспекті технології її зведення вигідно виділяється поміж усіма іншими: швидкість зведення будівель доступного житла на її основі збільшується на 50 %, а вартість зменшується до 40 %.

5.1.1 Основні технологічні процеси зведення безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи

У конструктивній системі будівлі, що розглядається у цій роботі, основними несучими елементами є залізобетонні колони, вертикальні в'язі і плити, з'єднані одна з одною в жорсткий горизонтальний диск-переkritтя, а стіни є навісними або самонесучими. Запропоновану вдосконалену каркасну безконсольно-безкапітельно-безбалкову конструктивну систему (ББКС) рекомендується споруджувати зі збірного залізобетону, однак вона може з успіхом застосовуватись і з монолітного залізобетону.

Каркас ББКС відноситься до рамно-в'язевого, тобто такої просторової несучої системи, у якій плоскі з жорсткими вузлами рами поєднуються з діафрагмами жорсткості. Горизонтальні навантаження сприймаються рамами та вертикальними елементами жорсткості, а вертикальні – рамами і частково діафрагмами. Застосування суцільних або з прорізами залізобетонних діафрагм жорсткості у певній послідовності [67] замість лінійних в'язевих елементів є одним із значних удосконалень

порівняно з традиційною системою КУБ [29 – 34, 73, 74]. У цій конструктивній системі, як свідчить досвід проектування й експлуатації зведених на їх основі будівель, діафрагми жорсткості сприймають майже 100 % горизонтальних і майже 40 % вертикальних навантажень у межах нижніх поверхів [36, 37, 39, 41, 67, 70]. Таке розширення функцій діафрагм жорсткості дозволяє збільшити кількість поверхів у звичайних збірно-монолітних конструктивних системах типу КУБ з 9-ти до 24-х. При цьому сейсмостійкість будівель з такими вдосконаленими конструктивними системами становить 8 – 9 балів.

Виробничий процес зведення будівель із застосуванням удосконаленого безконсольно-безкапітельно-безбалкового каркаса являє собою комплексний монтажний процес та включає такі робочі процеси й операції [75, 76]:

- монтаж (установлення) конструкцій;
- електрозварювання монтажних з'єднувальних металевих елементів;
- антикорозійний захист монтажних з'єднувальних металевих елементів;
- герметизацію й ізоляцію стиків панелей стін;
- установлення і розбирання інвентарних монтажних пристроїв;
- бетонування стиків конструкцій;
- установлення віконних і дверних блоків;
- виконання супутніх робочих операцій (укладання ущільнюючого джгута в зовнішні стики та стики з'єднання панелей, якщо стіни влаштовують із залізобетонних панелей, зачеканювання й розшивання швів приєднання панелей до колон усередині будови; розшивання зовнішніх стиків панелей стін тощо).

Послідовність монтажу каркаса наступна:

- установлення та вивірення проектного положення колон;
- монтаж надколонних плит першого поверху;

- контрольне вивірення проектного положення колон;
- вивірення проектного положення надколонних плит відносно колон і горизонту;
- з'єднання надколонних плит з колонами шляхом зварювання за допомогою сталених закладних деталей;
- установлення елементів жорсткості та зварювання їх з колонами за допомогою сталених закладних деталей;
- укладання в'язевих міжколонних плит на надколонні плити і зварювання їх з елементами жорсткості;
- укладання середніх плит на міжколонні плити;
- переустановлення монтажних опорних стійок надколонних плит на наступну захватку.

Після закінчення збирання елементів каркаса першого поверху (ярусу) переходять до монтажу елементів другого ярусу (поверху), дотримуючись тієї ж послідовності.

Універсальність конструкцій, можливість швидкого освоєння при мінімальних капіталовкладеннях у будівництво, економічність, простота виготовлення і монтажу забезпечують упровадження цієї конструктивної системи у будівництво окремих цивільних будівель навіть у регіонах, де немає розвинутої будівельної індустрії. Застосування цих каркасів у масовому будівництві значно розширює можливості архітектурно-планувальних рішень при дотриманні вимог економіки будівництва. Технологія виробництва й монтажу конструкцій дозволяє створювати різну висоту поверхів будівель.

Каркас добре зарекомендований будівельниками-монтажниками, котрі відзначають простоту його освоєння, можливість досягнення високої продуктивності праці. Упровадження каркасної ББКС також сприяє швидкій організації будівництва при невеликих капіталовкладеннях, дає можливість здійснювати зведення житлових будівель незалежно від пори року та погодних умов, а також не вимагає високої кваліфікації фахівців

завдяки простоті монтажу.

Безконсольно-безкапітельно-безбалковий каркас економічніший, ніж ригельний, за витратами бетону на 0,5 %, арматури – на 22 %, за трудовими витратами на монтаж – до 20 %.

5.2 Послідовність технологічних процесів зведення будівлі

5.2.1 Монтаж фундаментів

При монтажі фундаментів проводять підготовчі й монтажні-вкладальні роботи. До підготовчих робіт відносять:

- розбивання і фіксування координатних осей будівлі;
- перевірку геодезичних позначок основи фундаментів (за допомогою нівеліра) відносно місцевих триангуляційних даних;
- улаштування котловану, вимірювання позначок його дна та підготовка основи фундаментів.

Для зведення каркаса ББКС застосовують фундаменти стаканного типу. Установлюють їх таким чином: осі переносять у котлован або траншею в місця встановлення фундаментів, при цьому для забезпечення точності монтажу фундаменту безпосередньо біля місця його влаштування з чотирьох боків встановлюють металеві штирі.

Стакан фундаменту обов'язково очищують і закривають інвентарними дерев'яними або металевими щитами. Після цього його переносять до проектного місця за допомогою кранів і на висоті 8 – 10 см суміщають риски, нанесені масляними фарбами на бокових поверхнях фундаменту з металевими штирями. Правильність розташування осей перевіряється, і, якщо вони встановлені неправильно, то процес монтажу повторюють заново.

Після монтажу фундаментних блоків стаканного типу здійснюють часткове засипання поля фундаментів ґрунтом (рис. 5.1).

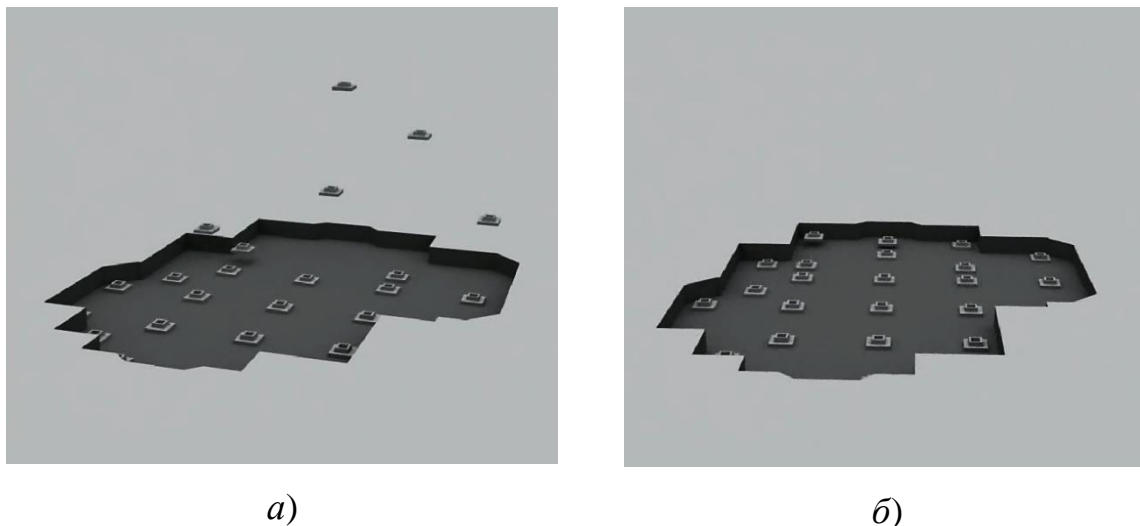


Рисунок 5.1 – Монтаж окремо розташованих фундаментів:
а – послідовність монтажу збірних фундаментів; *б* – вигляд поля остаточно змонтованих фундаментів у проектне положення

5.2.2 Монтаж колон

Монтаж залізобетонних колон першого поверху виконується повністю. Колони малої довжини (одноповерхові), доставлені на будівництво окремими елементами, попередньо укрупнюють (до дво- або триповерхових).

Установлення залізобетонних колон здійснюється у фундаменти стаканного типу на постіль дна стакана. Улаштування постілі з бетону чи розчину на дні фундаменту до проектної відмітки (залежно від товщини шару) виконується заздалегідь або безпосередньо перед монтажом колон (рис. 5.2, *а, б*). Товщину вкладеного шару визначають з урахуванням не тільки відхилення фактичної відмітки дна стакана від проектної, але й висоти колони, призначеної для встановлення у цей фундамент. Таким чином відхилення відмітки колони за висотою від проектного положення компенсується товщиною цього шару. Бетонна підготовка на момент установлення колон повинна мати міцність, не нижчу ніж 50 % від класу

бетону (рис. 5.2, б). Суміші бетону та розчину, які виготовляються безпосередньо перед установленням колон, застосовують жорсткими. Укладені на дно стакана бетон чи розчин ретельно ущільнюють, щоб не сталося їх вичавлювання з-під опорного торця колони від її тиску.

Монтаж колон здійснюють способом «у підвішеному положенні».

Стропування колони здійснюють фрикційними, рамковими захватами, а за наявності в колонах наскрізних отворів, призначених спеціально для їх стропування, – одно- і двоштировими захватами з дистанційним розстропуванням.

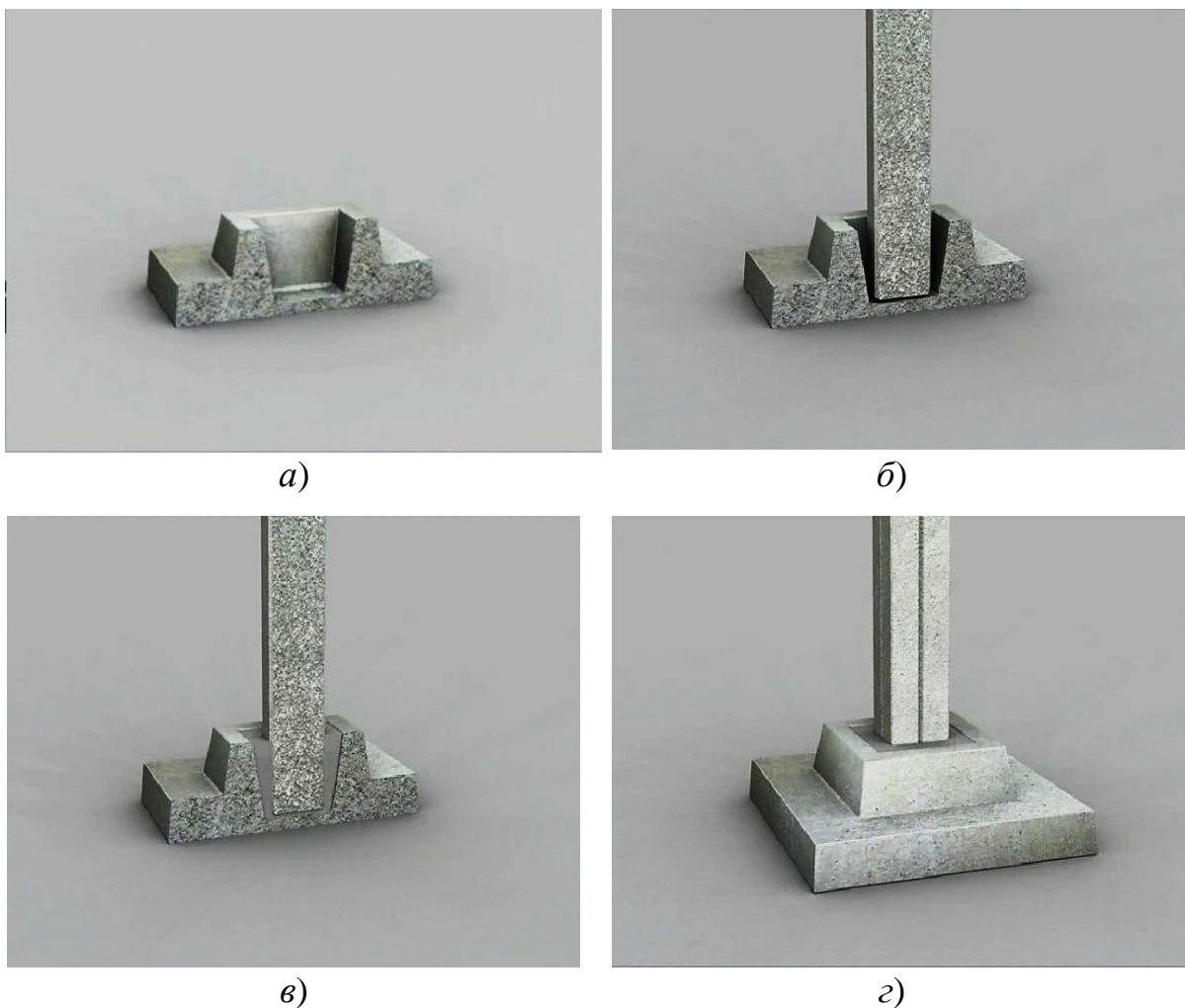
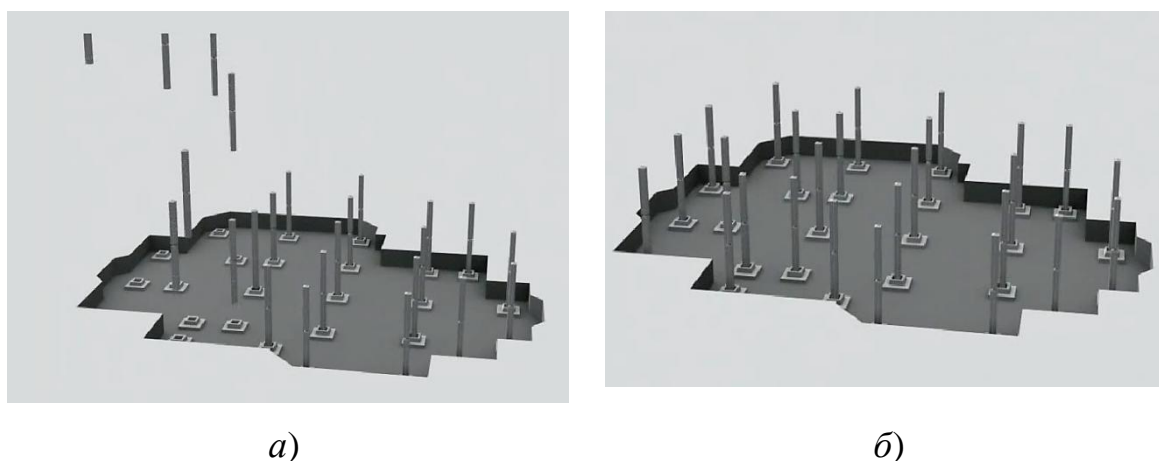


Рисунок 5.2 – Послідовність встановлення колони у фундамент:
а – загальний вигляд фундаменту стаканного типу; *б* – встановлення колони у стакан фундаменту; *в, г* – колони, встановлена у фундамент і замонолічена

Монтаж колон на один, два і більше поверхів виконується переважно поштучно. Колони наступних поверхів установлюють на верхні торці

попередніх колон. При цьому обов'язково забезпечується вивірення й тимчасове їх закріплення (рис. 5.2). При монтажі колон довжиною на два поверхи проектне положення перевіряють поповерхово або поярусно. Після встановлення колони в проектне положення здійснюють її замоноличування у стакані фундаменту (рис. 5.2, в, з).

Послідовність та вигляд повністю змонтованих колон у фундаменті зображено на рисунку 5.3.



а)

б)

Рисунок 5.3 – Улаштування колон першого поверху:

а – послідовність установлення колон першого поверху; *б* – вигляд поля остаточно змонтованих колон у проектне положення

5.2.3 Монтаж плит перекриття

Порядок монтажу плит такий:

– надколонні плити встановлюються на монтажні стійки, за допомогою яких вони не тільки підтримуються, але й вивіряється їх горизонтальне положення;

– надколонні плити завдяки закладним деталям (рис. 2.3) приварюються до арматури колон;

– на надколонні плити укладаються міжколонні плити, а на міжколонні – середні плити (рис. 5.4).



Рисунок 5.4 – Монтаж плит перекриття

Установлення надколонних плит на колону (рис. 5.5, *а*, *б*) здійснюється за допомогою монтажних кондукторів. Останній сконструйований так, що зверху стійок має регулювальні болти, які дозволяють низ кожної плити попередньо виставляти на проектну відмітку. Точність проектного рівня встановленої плити за необхідності коригується цими ж болтами шляхом їх закручування чи відкручування. Коригування положення плити болтами до робочої відмітки здійснюється при з'єднанні плити зі стропами.

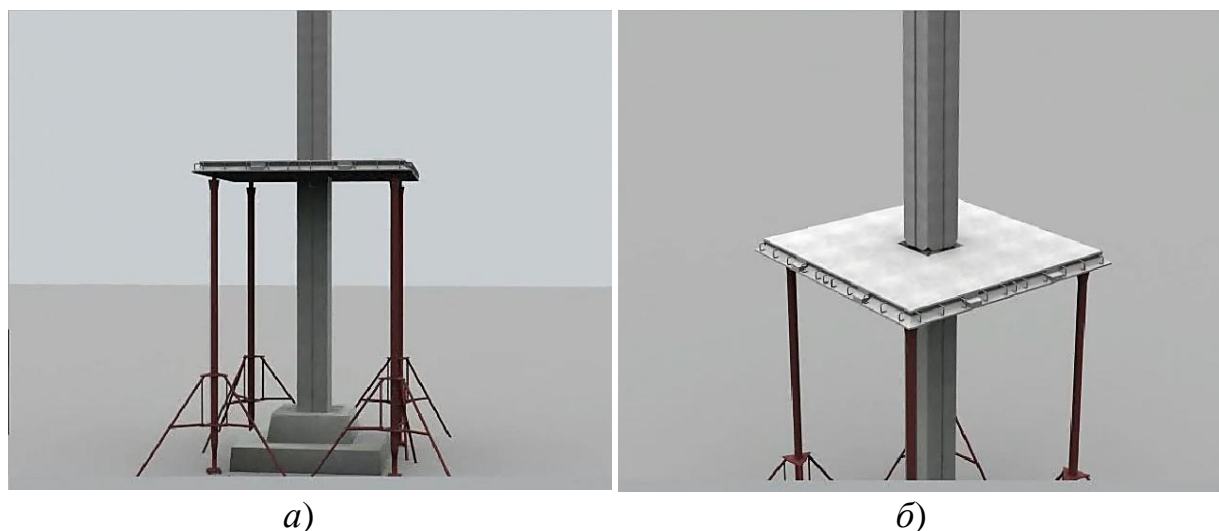


Рисунок 5.5 – Застосування монтажних стійок для встановлення надколонних плит на колону в проектне положення:
а – вигляд монтажних стійок; *б* – вигляд надколонної плити, встановленої у проектне положення за допомогою монтажних стійок

Надколонна плита, встановлена до рівня проектної відмітки, закріплюється до колони за допомогою зварювання металевої обойми плити з поздовжньою робочою арматурою колони. Для цього використовуються попередньо заготовлені сталеві деталі у вигляді кутиків, або пластин (рис. 2.13; 5.6, *а, б, в*). Після зварювання закладних деталей з арматурою колони та з обоймою надколонної плити виконується замонолічування стика колони з плитою дрібнозернистим бетоном (рис. 5.6, *г*). Клас бетону для замонолічування стика колони з надколонною плитою має бути не меншим ніж С25/30.

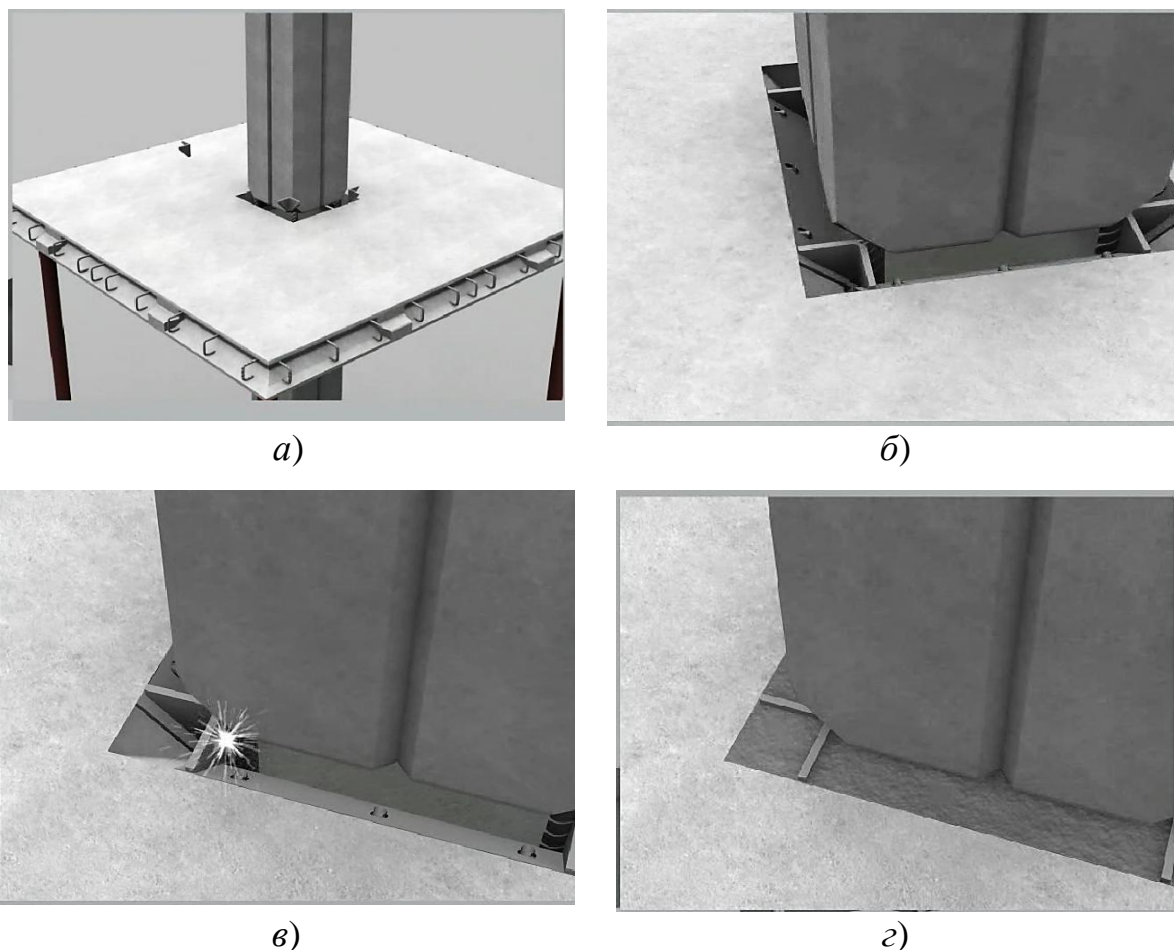


Рисунок 5.6 – Улаштування стика колони з надколонною плитою:

- а, б* – використання закладних деталей, виготовлених із кутиків, для кріплення надколонної плити до арматури колони;
- в* – зварювання обойми плити з робочою арматурою колони за допомогою закладних деталей, виготовлених із кутиків;
- г* – замонолічування стика надколонної плити з колоною

Замонолічування стиків колони з надколонною плитою можна здійснювати після монтажу всього перекриття. Однак таке замонолічування проміжків між колоною та обіймою плити здійснюється за умови, що між колонами встановлені залізобетонні діафрагми жорсткості або лінійні в'язі, котрі надійно забезпечують стійкість будівлі на дію горизонтальних навантажень як у процесі монтажу каркаса, так і в процесі її експлуатації.

Надколонні плити також можна встановлювати в проектне положення й за допомогою спеціального пристрою, який закріплюється безпосередньо на колоні. Для цього в останній виконано отвір (рис. 2.3, позиція 5). Принцип застосування цього пристрою аналогічний до розглянутого вище для прикладу чотирьох монтажних стійок. Проте більш зручним, як показав досвід зведення ББКС, є монтаж надколонних плит з використанням чотирьох монтажних стійок.

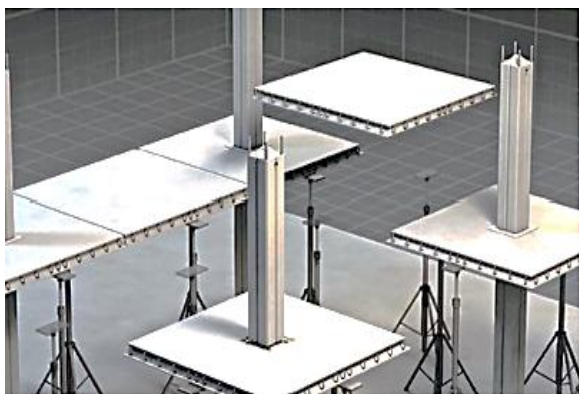
Щоб продовжити монтаж інших плит перекриття (міжколонних і середніх), необхідно встановити у проектне положення не менше ніж три ряди надколонних плит.

Після монтажу потрібної кількості надколонних плит здійснюють монтаж у проектне положення спочатку міжколонних, а потім середніх плит перекриття (рис. 5.7, *a – e*).

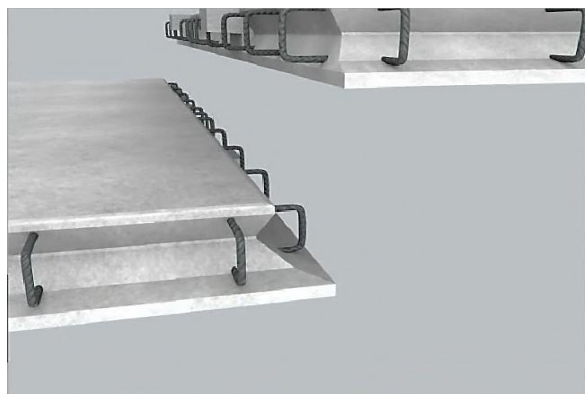
Монтаж міжколонних плит здійснюється встановленням їх на монтажні консолі (столики), влаштовані на торцях надколонних плит. Таким самим чином виконують монтаж середніх плит на міжколонні плити. Монтаж усіх плит за допомогою бетонних монтажних консолей (столиків), передбачених конструкцією плит (рис. 4.7, 4.10, 4.11), здійснюється «насухо» і з великою точністю.

Після закінчення монтажу плит їх з'єднують між собою за допомогою арматурних випусків, передбачених на суміжних торцях у вигляді «петель Передерія» (рис. 5.7, *в*). Сутність з'єднання полягає в тому, що в утворене між петлями кільце спочатку розташовують два арматурних

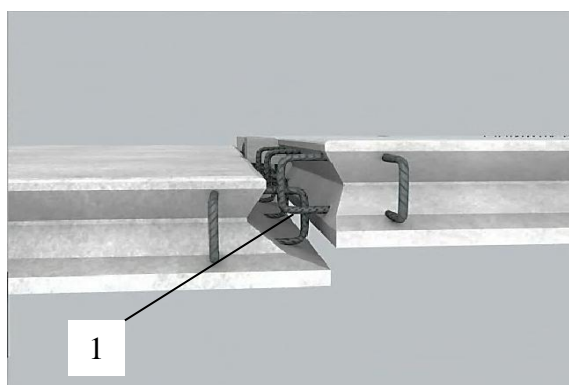
стержні діаметром 10 мм, приваривши їх згодом до петель (рис. 5.7, з, д). Далі виконується ретельне замонолічування проміжків між плитами перекриття дрібнозернистим бетоном класу не нижчим ніж С25/30, щоб утворити «стик Передерія» (рис. 5.7, е).



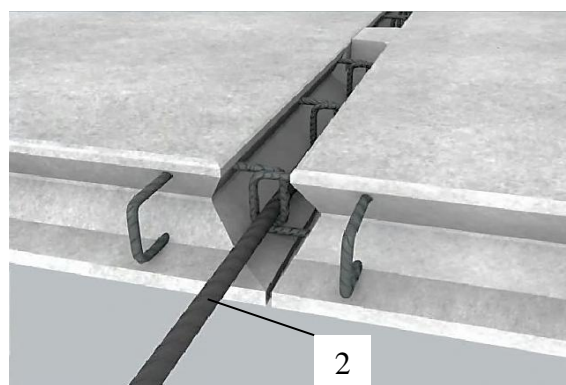
а)



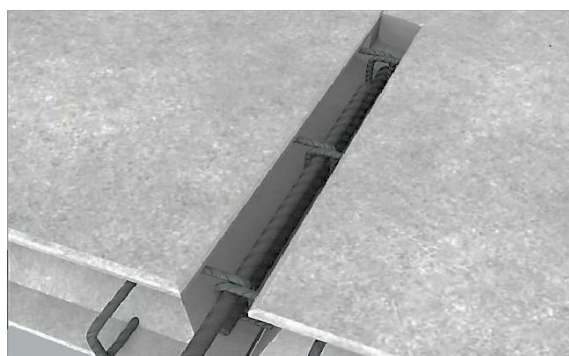
б)



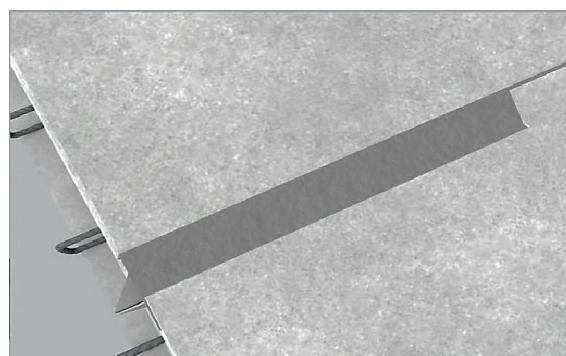
в)



г)



д)



е)

Рисунок 5.7 – З'єднання міжколонних і надколонних плит між собою у вигляді «стика Передерія»:

а, б – установка плит перекриття в проектне положення; *в* – з'єднання плит за допомогою арматурних випусків (1) у вигляді петлі; *г* – встановлення арматурних стержнів (2) в петлі; *д* – приварювання арматурних стержнів (2) до петель (1); *е* – замонолічування стика між плитами

Після монтажу плит перекриття можна приступати до монтажу колон наступного поверху.

Колони верхніх поверхів до місця їх з'єднання з колонами нижніх поверхів подають краном (рис. 2.3). З'єднання колон відбувається за допомогою входження стержня-фіксатора, розташованого у нижньому торці встановлюваної колони, у гніздо, розташоване у верхньому торці нижньої колони (рис. 5.8, *а, б*, позиції 1, 2).

Після з'єднання колон у місці їх стику, верхню колону виставляють за допомогою нівеліра в проектне вертикальне положення і надійно розкріплюють інвентарними розтяжками. Остаточне з'єднання колон завершується зварюванням їх поздовжньої арматури з металевими обоймами надколонних плит за допомогою металевих закладних деталей та замонолічуванням утвореного стику дрібнозернистим бетоном класу, не нижчим ніж C25/30 (рис. 2.3; 5.8, *в, г*). Аналогічно зводяться наступні поверхи цієї системи (рис. 5.9, *а – е*).

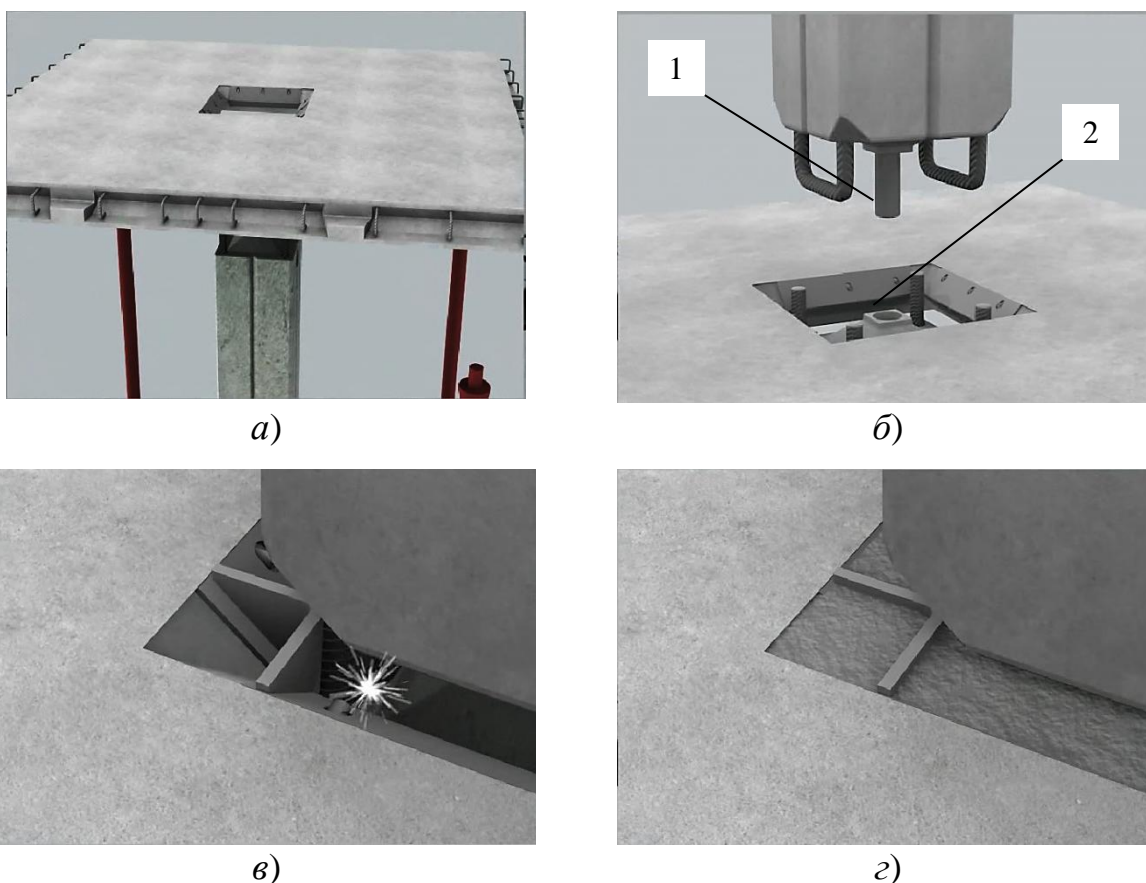
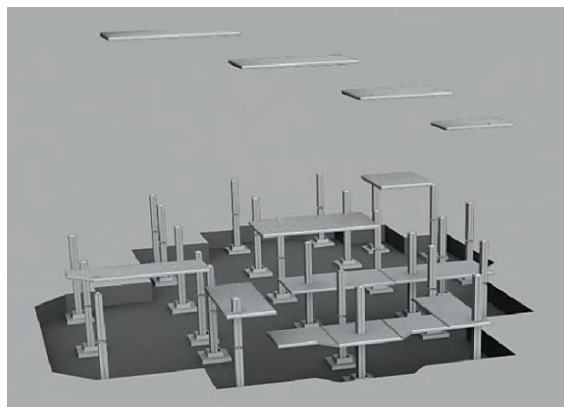
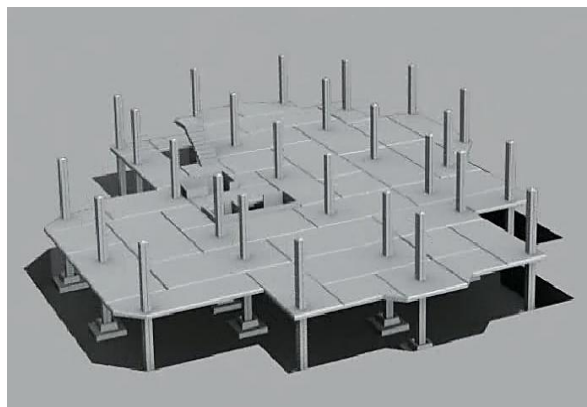


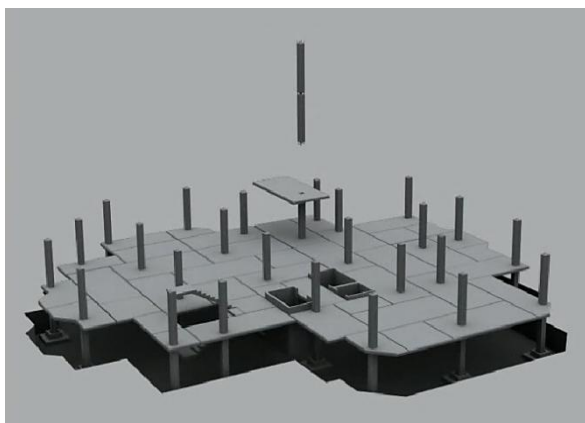
Рисунок 5.8 – Улаштування стику верхньої колони з нижньою:
а – застосування монтажних стійок для встановлення надколонної плити на колону;
б – з'єднання нижнього торця верхньої колони з верхнім торцем нижньої колони;
в – використання сталевих кутиків для з'єднання колон між собою та зварювання
 обойми плити з робочою арматурою колон; *г* – замонолічування стику



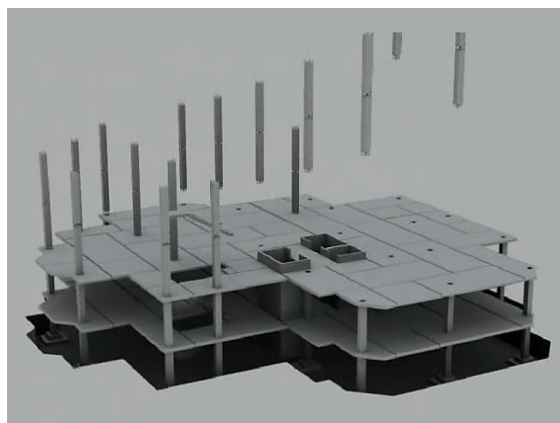
а)



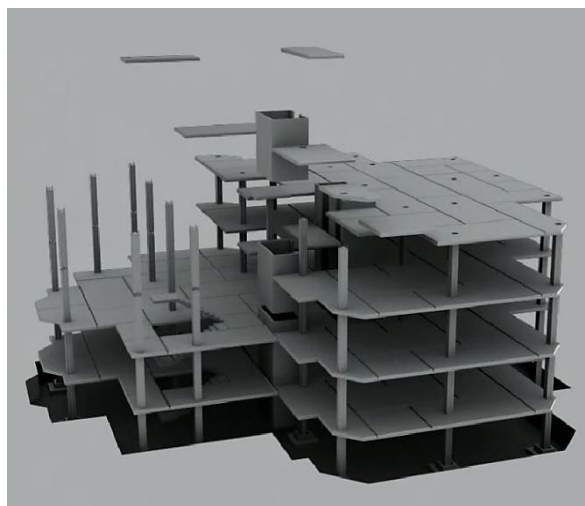
б)



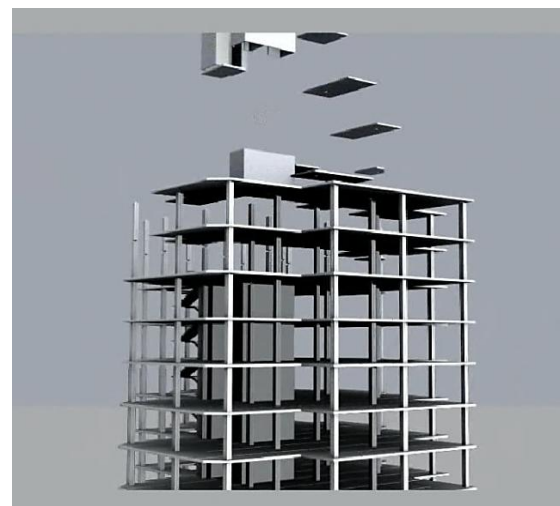
в)



г)



д)



е)

Рисунок 5.9 – Послідовність зведення поверхів удосконаленої безконсольно-безкапітельно-безбалкової конструктивної системи: а – послідовність монтажу плит на колони першого поверху; б – вигляд поля змонтованих плит першого поверху в проектне положення; в – монтаж плит та колон другого поверху; г – послідовність монтажу колон наступних поверхів; д – послідовність монтажу плит наступних поверхів; е – вигляд змонтованого каркаса

5.2.4 Улаштування зовнішніх стін

Для влаштування зовнішніх стін (зовнішніх огорожувальних конструкцій) можуть застосовуватися практично будь-які фасадні рішення: полегшена теплоефективна кам'яна кладка (у т. ч. облицювання цеглою), навісні панелі з легких заповнювачів, вентилязовані фасади, вітражні огорожі.

Найкраще зарекомендувала себе тришарова конструкція стіни, яка відповідає всім сучасним вимогам теплотехнічних нормативних розрахунків (рис. 5.10).

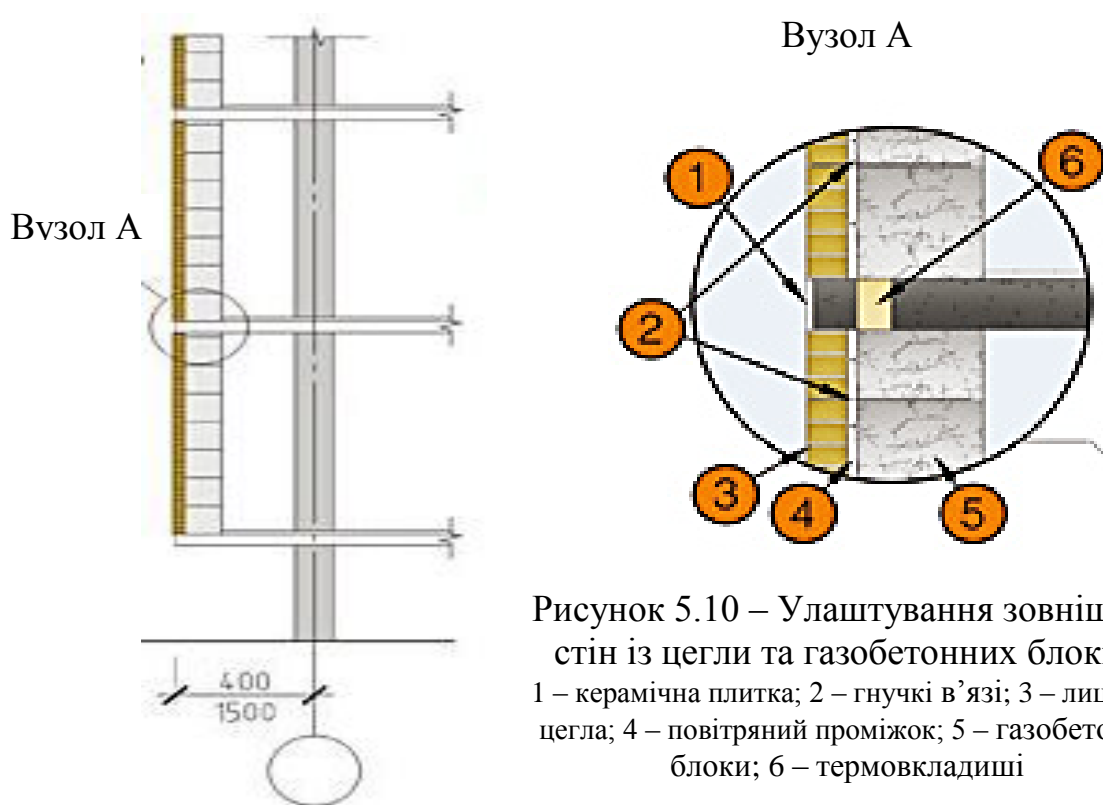


Рисунок 5.10 – Улаштування зовнішніх стін із цегли та газобетонних блоків:
 1 – керамічна плитка; 2 – гнучкі в'язі; 3 – лицьова цегла; 4 – повітряний проміжок; 5 – газобетонні блоки; 6 – термовкладиші

Одним із швидких методів виконання огорожувальних конструкцій є застосування зовнішніх стін у вигляді керамзитозалізобетонних панелей [64] (рис. 5.11).

Зовнішні стінові панелі монтуються на консольні виступи 1500 мм перекриття наступним чином:

– здійснюється монтаж плит перекриття та замонолічування стиків між ними в межах двох поверхів, якщо встановлюються двоповерхові стінові панелі, й одного поверху, якщо встановлюється одноповерхова стінова панель;

– встановлюють закладні деталі вздовж краю перекриття та виконують залізобетонні пояси;

– виконують монтаж стінових панелей (за умови, що міцність бетону монолітного пояса перекриття складає не менше 70 % від проектної). Установлення стінової панелі відбувається у такій послідовності: її основа шляхом пересування має спиратися на нижнє перекриття, штроба середньої частини повинна потрапити в торець середнього перекриття (товщина опорного шару свіжевкладеного розчину – 10 мм);

– виконується з'єднання металевих закладних деталей стінової панелі та перекриття шляхом зварювання;

– зашпаровуються розчином щілини між площиною перекриття і вирізами в стіновій панелі.

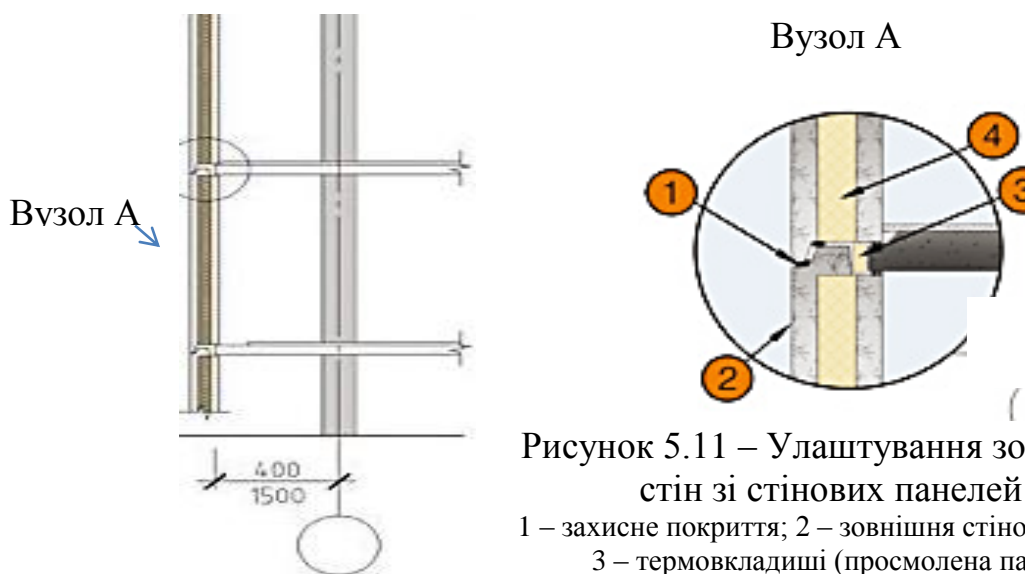


Рисунок 5.11 – Улаштування зовнішніх стін зі стінових панелей:

- 1 – захисне покриття; 2 – зовнішня стінова панель;
3 – термовкладиші (просмолена пакля)
4 – утеплювач

Монтаж зовнішніх вертикальних стінових панелей на консольні виступи перекриття в 400 мм виконується аналогічно, проте у цьому випадку відпадає необхідність виконувати залізобетонні пояси й встановлювати закладні деталі – вони передбачені в плитах перекриття. Як

правило, рекомендується застосувати для зовнішніх стін одношарові керамзитозалізобетонні панелі з вертикальною розрізкою.

Наведена система зведення стін дозволяє одночасно влаштовувати вікна та балкони.

Послідовність влаштування зовнішніх стін багатоповерхової будівлі вдосконаленої конструктивної системи наведено на рисунках 5.10 – 5.12.

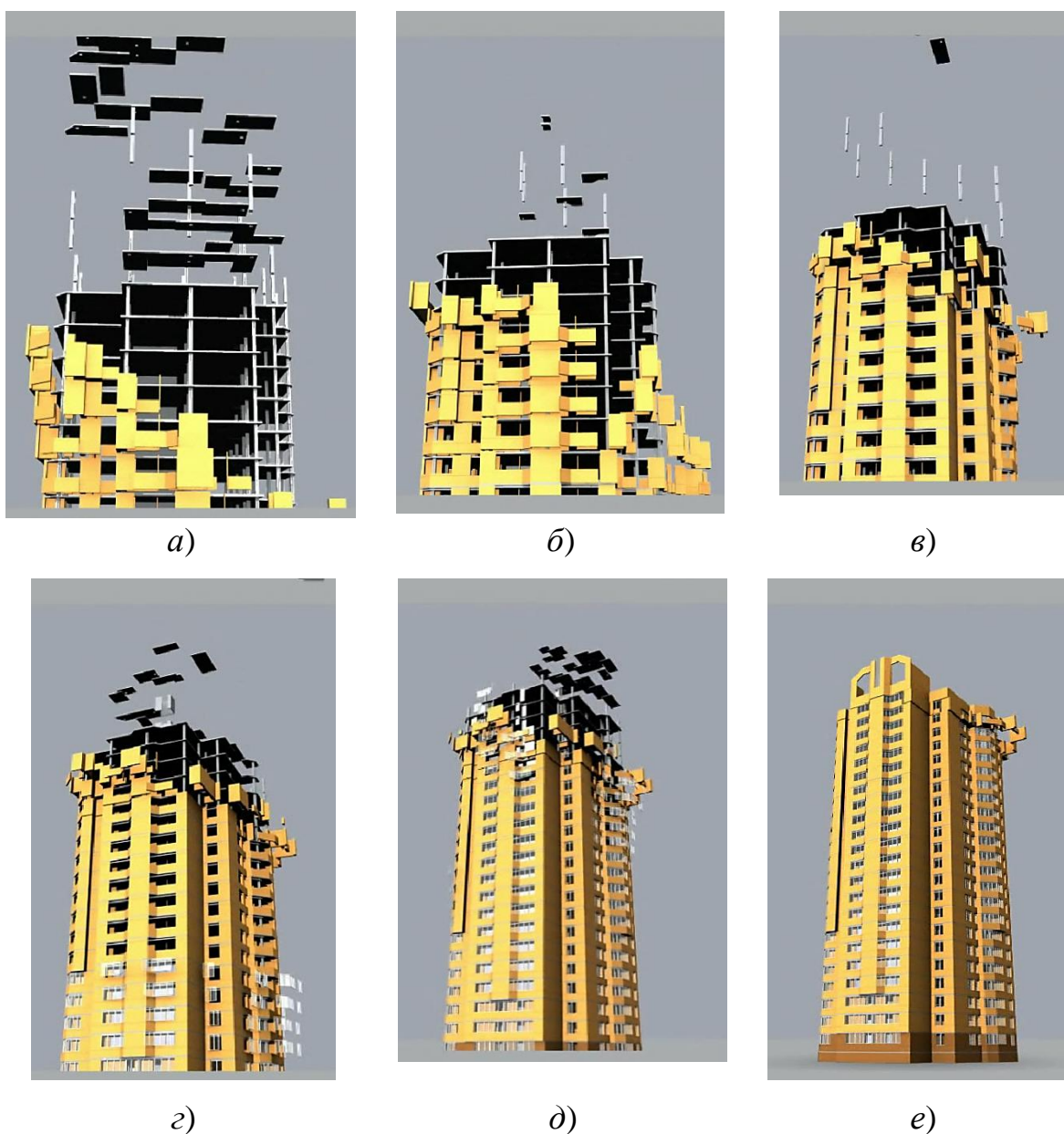


Рисунок 5.12 – Послідовність улаштування зовнішніх стін:
a – початок монтажу зовнішніх стін; *б, в* – послідовність монтажу зовнішніх стін наступних поверхів; *г, д* – монтаж зовнішніх стін та початок заповнення віконних і балконних прорізів віконними блоками; *е* – вигляд остаточно зведеної багатоповерхової житлової будівлі за вдосконаленою системою

5.3 Висновки до розділу 5

1. За наведеною технологією будівництва зводяться будинки різного призначення, тобто як громадські (зокрема, житлові), так і промислові з мінімальною кількістю типорозмірів плит перекриття.

2. Монтаж каркаса виконується невеликою кількістю монтажників на будівельному майданчику, що знижує ймовірність використання некваліфікованої робочої сили.

3. Запропонована технологія дозволяє швидко переобладнати заводи з випуску збірних залізобетонних конструкцій без зупинки виробництва.

4. Удосконалена індустріальна конструктивна система, котра розроблена під доступне житло, дозволяє істотно скоротити процес зведення каркаса та будівлі в цілому. Цьому сприяють такі основні застосовані рішення:

- улаштування перекриттів поверхів зі збірних індустріальних залізобетонних елементів здійснюється без застосування опалубки, яка призводить до значних трудових витрат та збільшення термінів будівництва при зведенні будівель;

- усі конструкції виготовляються індустріальним способом і, таким чином, будівництво практично не залежить від погодних умов;

- вертикальні конструкції монтуються відразу на два або три поверхи;

- конструкція стику колон не потребує з'єднання їх поздовжньої робочої арматури шляхом зварювання;

- конструкції стиків колон і плит перекриттів між собою не потребують установки спеціальної опалубки для замонолічування стику, що дає можливість значно знизити трудомісткість улаштування каркаса;

- розроблена до рівня застосування самофіксація колон дозволяє досягти простоти монтажу з елементів заводського виготовлення на основі розроблених стандартів (технічних умов) контролю якості продукції;

– завдяки швидкій організації будівництва будівлі не потребують великих капіталовкладень;

– для успішної роботи в умовах обмеженості площі будівельного майданчика плити перекриття складаються в штабелі по 10 штук;

– можливість раціонального використання рельєфу місцевості завдяки будівництву будинків до 16 поверхів як з протяжним, так і точковим фасадом.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Deltabeam. The most advanced composite beam // Peikko group – Canada, 2011. – 26 p. – [Режим доступу – <http://goo.gl/2bX8t>].
2. Deltabeam. Composite beam : designer manual // Peikko group – Canada, 2013. – 18 p. – [Режим доступу – <http://goo.gl/pNuG5>].
3. Deltabeam Installations Instructions // Peikko group – Canada, 2009. – 8 p. – [Режим доступу – <http://goo.gl/EqL8K>].
4. Гуров Е. П. Сборное домостроение. Стратегия развития / Е. П. Гуров // СтройПРОФИль. – С. Пб., 2010. – №5 (83). – С. 10 – 15.
5. Эффективные конструктивные системы многоэтажных жилых домов и общественных зданий (12...25 этажей) для условий строительства в Москве и городах Московской области, наиболее полно удовлетворяющие современным маркетинговым требованиям : отчет о научно - исследовательской работе // НиЭП УП «Институт БелНИИС» – Минск, 2002. – 117 с.
6. Рекомендации по проектированию плоского сборно-монолитного перекрытия «Сочи». М.: Госгражданстрой СССР 1969, 53 с.
7. Рекомендации по проектированию конструкций плоского сборно-монолитного перекрытия «Сочи». М.: Стройиздат, 1975, 33 с.
8. Новая универсальная каркасная система многоэтажных зданий. /А.И. Мордич, Р.И. Вигдорчик, В.Н. Белевич, А.С. Залесов/ Бетон и железобетон. – 1999 – № 1. – С. 2 – 4.
- 9 Унифицированная открытая каркасная система зданий с плоскими перекрытиями. Серия Б1.020.1-7/ А.И. Мордич, Р.И. Вигдорчик, В.Н. Белевич, Ю.А. Иващенко / Архитектура и строительство. – Минск. – 1999 – № 6. – С. 24 – 26.
10. Патент РФ № 2134750. Каркас здания и способ его выполнения. БИ, 1999, № 23.
11. Патент на изобретение №2184816. Сборно-монолитный железобетонный каркас многоэтажного здания “КАЗАНЬ-1000” / Мустафин И.И., Гаранин В.Н.; дата приоритета от 22 марта 2001 г.
12. Патент на полезную модель №2281362.Сборно-монолитный железобетонный каркас многоэтажного здания “КАЗАНЬ-XXI в” / Мустафин И.И.; дата приоритета от 27 декабря 2004 г.; зарегистрирован в Государственном реестре полезных моделей Российской Федерации 10.05.2005 г.
13. Патент на изобретение №45415.Сборно-монолитный железобетонный каркас многоэтажного здания “КАЗАНЬ-XXI в” / Мустафин И.И.; дата приоритета от 27 декабря 2004 г.; зарегистрирован в Государственном реестре изобретений Российской Федерации 10.08.2006 г.
14. Материалы для проектирования. Сборно-монолитный каркас межвидового применения “Казань - XXI в”. Сборные железобетонные изделия. Альбом 1 – 9. Сборные железобетонные колонны. Сборные

железобетонные ригели перекрытия. Сборные железобетонные диафрагмы жесткости. Сборные железобетонные элементы лестничной клетки. Сборные железобетонные плиты перекрытия. Сборные железобетонные изделия лоджий и балконов. Монтажные узлы. Изделия соединительные стальные. – Казань, 2005.

15. Универсальная несущая сборно-монолитная каркасная система “КАЗАНЬ-XXI в.”/ Мустафин И.И., ООО «Проектно-конструкторская фирма «Каркас»– Казань, 2005. – 21 с.

16. Сравнение системы «Казань XXI» век с другими системами: электронные ресурсы – Режим доступа :
Google: beton-karkas.ru/idex.php/-xxi-/60-php/67--q-xxiq-.

17. Семченков А.С. Обоснование регионально-адаптируемой индустриальной универсальной строительной системы "РАДИУСС" // Бетон и железобетон -2008. – №4. – С. 2 – 6.

18. Семченков А.С., Демидов А.Р., Соколов Б.С. Испытания фрагментов плита-ригель сборно-монолитного перекрытия каркаса "РАДИУСС" // Бетон и железобетон -2008. – №5. – С. 2–4.

19. Семченков А.С., Хавкин А.К., Соколов Б.С. Испытание натурального фрагмента каркаса "РАДИУСС" с применением круглопустотных плит // Бетон и железобетон -2008. – №6. – С. 2–5.

20. Шембаков В.А. Сборно-монолитное каркасное домостроение. Чебоксары, 2005, 120 с.

21. Інформаційні матеріали ЗАТ «Рекон». – Режим доступу: <http://rekon-smk.ru>

22. Composite Dycore Office Structures : Company literature // Finfrock Industries Inc. – Orlando, FL, 1992.

23. Prior Richard C. Identification and preliminary assessment of existing precast concrete floor framing systems [Электронный ресурс] / Richard C. Prior. – Lehigh University, 1993.– Режим доступа: <http://preserve.lehigh.edu/etd/213>.

24. Pessiki S. Review of Existing Precast Concrete Gravity Load Floor Framing Systems / Stephen Pessiki, Richard Prior, Richard Sause, Sarah Slaughter // PCI Journal Paper. – 1995. – Vol. 40. – Issue 2. – P. 52 – 68.

25. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд: ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 312 с.

26. Blekey F.A. Towards an Australian structural form – the flat plate / F.A. Blekey // Architecture in Australia. – 1965. – Pp. 115 – 127.

27. Stasio J. Di.Flat plate rigid frame design of low coshosing project in Newark and Atlantik Citi / F.A. Blekey // N. J. Proc. AmericanConcreteInstitute. – 1941. – Vol. 37. – Pp. 309 – 324.

28. Коуэн Г. Дж. Строительная наука XIX–XX вв. : Проектирование сооружений и систем инженерного оборудования / Генри Дж. Коуэн; пер. сангл. В. .А. Коссаковского; подред. Л.Ш. Килимника. – М. :Стройиздат, 1982. – 359 с., ил. – Перевод.изд.: Science and Building.: Structural and

environmental design in the nineteenth and twentieth centuries. – A Wiley-Interscience Publikation John Wiley & Sons, New York London Sydney Toronto.

29. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса. Основные положения по расчету, монтажу и компоновке зданий : рабочий проект : у 9-ти выпусках. / Фирма „КУБ“ СП „ИНЭКС“, Научно-проектно-строительное объединение монолитного домостроения. – М. : НСПО „МОНОЛИТ“, 1990 –. – (Серия КУБ-2,5).

30. Что такое «КУБ-2,5»: электронные ресурсы – Режим доступа: Google: zavod-zhbi.com.ua/tehnologiya-kub-2-5/.

31. Научно-проектное-объединение «КУБ» ООО ("НПО КУБ") : – Режим доступа : Google: www.kub-25.ru/.

32. Описание системы по информации НПО "КУБ": электронные ресурсы – Режим доступа :Google: kub-invest.ru/sist.html.

33. Описание системы «КУБ2,5». Проектный институт №2 [Электронный ресурс] / Режим доступа :www.pi2.ru./index.php?id=147.

34. ООО «Кузбасс Инвест Строй». Технологии [Электронный ресурс] / Режим доступа :Kuzbass-is.ru/about/kub.html.

35. Павліков А.М. Запровадження безкапітально-безбалкової конструктивної системи у зведені будівель у місті Полтава / А.М. Павліков, А.В. Батіг, С.І. Пасішнюк // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(39). – С. 190 – 195.

36. Павліков А.М. Безкапітально-безбалкова конструктивна система будівлі: особливості та досвід використання під доступне житло / А.М. Павліков, Є.М. Бабич, Б.М. Петтер // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науковий збірник наукових праць (будівництво) / Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Мінрегіонбуду України. – Вип. 78; У 2-х кн.: Книга 1. – Київ, ДП ДНДІБК, 2013. – С. 28 – 34.

37. Особливості конструктивної системи збірно-монолітних каркасних багатопверхових будівель під соціальне житло / А.М. Павліков, В.А. Пашинський, С.М. Микитенко, М.М. Губій, Є.М. Бабич, Б.М. Петтер // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип.18. – С. 390–395.

38. Микитенко С.М. Аналіз основних розрахункових положень збірно-монолітного безбалкового безкапітального каркаса / С.М. Микитенко // Галузеве машинобудування, будівництво: зб. наук. праць. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 4(39). – С.171–178.

39. Збірно-монолітна конструктивна система будівлі під соціальне житло : звіт про прикладну науково-дослідницьку роботу, № держреєстрації 0113U000383 / [А.М. Павліков, М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников та ін.] ; ПолтНТУ – Полтава : ПолтНТУ, 2014. – 439 с. : іл., табл. – Бібліогр. : с. 251 – 258.

40. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні каркаси багатоповерхових будівель : монографія / Л.І. Стороженко, Д.А. Єрмоленко, О.В. Нижник, С.О. Мурза. – Полтава : ФОП Пусан А.Ф., 2017. – 279 с.

41. Павликов А.Н. Усовершенствованная индустриальная безкапитально-безбалочная конструктивная система здания для решения проблемы доступного жилья в Украине / А.Н. Павликов, Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Материалы междунар. научно-техн. конф. «Научно-технический прогресс в стр-ве и арх-ре». – Баку: Гос. ком. градостр-ва и арх-ры Азербайджанской респ. – 2014. – С. 145 – 152.

42. Павліков А.М. – Схеми руйнування середніх плит безкапітально-безбалкових перекриттів і розрахунок їх міцності / А.М. Павліков, С.М. Микитенко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГП, 2015. – Вип. 31. – с. 200 – 211.

43. Пушкарьова К.К. Сучасні будівельні матеріали і конструктивні системи для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури / К.К. Пушкарьова, А.М. Бамбура, Л.Й. Дворкін, О.В. Градобоев, М.Л. Зоценко, О.С. Кагановський, А.М. Павліков, А.А. Пługін, С.А. Тимошенко, Г.М. Шабанова – К.: Вік-принт, – 2015. – 280 с.

44. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса : КУБ–2.5–ИЖ2–1. Выпуск 2-1. Панели перекрытий, диафрагмы – конструктивне чертежи. / ООО «Фирма КУБ». – 1990. – 88 с.

45. Дубинский А.М. Расчет несущей способности железобетонных плит / А.М. Дубинский. – К.:Госстройиздат УССР, 1961. – 181 с.

46. Проектирование железобетонных конструкций : Справочное пособие / [А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук, А.В. Харченко, И.В. Руденко] ; под ред. А.Б. Голышева. – [2-е изд., перераб. и доп.] – К.: Будивельник, 1990. – 544 с.

47. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. [Чинні від 2011-07-01]. К.: Мінрегіонбуд України, Державне підприємство "Укрархбудінформ", 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).

48. Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: [монографія] / А.М. Павліков. – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – 259 с.

49. Павліков А.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009) : Навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Бойко. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 85 с.

50. Залізобетонні конструкції: Підруч. [для студ. вищ. навч. закл.] / П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко. К. : Вища шк., 1999. – 508 с. : іл.

51. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: підруч. [для студ. вищ. навч. закл.] / А.М. Павліков; ПолтНТУ. – Полтава, ТОВ «АСМІ», 2016. – 284 с. : іл.

52. Патент 2330146 Россия. Соединение плит каркасного безригельного здания / О.И. Кириенко, В.А. Годовалов, Е.П. Клигман // Бюл. № 21, 2008.

53. Патент RU2281363C2 Россия. Узел стыка колонны с надколонной плитой/ С.Л. Березовский, А.Г. Волосач, Т.М. Пецольд // 2004 г.

54. Дорфман А. Э. Проектирование безбалочных бескапитальных перекрытий. / А.Э. Дорфман, Л.Н. Левонтин. – М. : Стройиздат, 1975 – 124 с.

55. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантажуванням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості : ДСТУ Б В.2.6-7-95 – [Чинні з 1995-11-16.] – К.: Держкомбуд, 1997. – 44 с.

56. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений. Общие положения. ГОСТ 26433.0-85. – М., 1985. – 13 с.

57. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений. Элементы заводского изготовления. ГОСТ 26433.1-89. – М., 1989. – 16 с.

58. Конструкції будинків і споруд. Конструкції залізобетонні. Магнітний метод визначення товщини захисного шару бетону і розташування арматури. ДСТУ Б В.2.6-4-95. – К., 1995. – 15 с.

59. Бетон тяжелый. Метод определения прочности эталонным молотком Кашкарова. ГОСТ 22690.2-88. – М., 1988. – 34 с.

60. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение. ГОСТ 12004-81. – М.: ИПК Издательство стандартов, 1983. – 11 с.

61. Прокат арматурный для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. ДСТУ 3760:2006. – К.: Держспоживстандарт України, 2007. – 28 с.

62. Проволока из низкоуглеродистой стали холодноотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия. ГОСТ 6727-80. – М.: ИПК Издательство стандартов, 1983. – 6 с.

63. Полоса стальная горячекатаная. Сортамент. ГОСТ 103-76. – М.: ИПК Издательство стандартов, 1978. – 10 с.

64. Унифицированная система сборно-монолитного безригельного каркаса: КУБ-2.5. Выпуски 0 – 3 / ООО Фирма „КУБ“, Научно-проектно-строительное объединение монолитного домостроения (НСПО „МОНОЛИТ“). – М., 1990. – 47 листов.

65. Спосіб з'єднання панелей діафрагм жорсткості в будинках безкапітально-безбалкової конструктивної системи : патент на корисну модель № 91267 : МПК E048 1/04 (2006.01) / Павліков А.М., Федоров Д.Ф., Качан Т.Ю. : власник патенту ПолтНТУ. – Опубл. 25.06.2014, Бюл. № 12.

66. Спосіб з'єднання залізобетонних плит перекриття в будівлях безкапітально-безбалкової конструктивної системи : Патент на корисну модель UA №98285, МПК E04B 1/04 (2006.01) / Павліков А.М., Качан

Т.Ю., Балясній Д.К., Федоров Д.Ф. : – власник патенту ПолтНТУ. – Опубл. 27.04.2015, Бюл. №8.

67. Індустріальний безкапітельно-безбалковий каркас будівлі доступного житла : патент на корисну модель №93195, МПК E04B 1/18 (2006.01) / –Павліков А.М., Гарькава О.В., Федоров Д.Ф., Фаренюк Г.Г., Петтер Б.М., Бовкун Ж.М. : власник патенту ПолтНТУ. – Опубл. 25.09.2014, Бюл. №18.

68. Спосіб з'єднання надколонної плити перекриття з колоною в будівлях безкапітельно-безбалкової конструктивної системи : патент на корисну модель № 102290 : МПК E048 1/04 (2006.01) / Павліков А.М., Федоров Д.Ф., Качан Т.Ю. : власник патенту ПолтНТУ. – Опубл. 26.10.2015, Бюл. № 20.

69. Вузол з'єднання надколонної плити з колоною у збірно-монолітних безкапітельно-безбалкових перекриттях : патент на корисну модель № 95177 : МПК E048 1/00 (2014.01) / Довженко О.О., Погрібний В.В., Чурса Ю.В., Бігдан А.О. : власник патенту ПолтНТУ. – Опубл. 26.12.2014, Бюл. № 23.

70. Індустріальна каркасна безбалкова конструктивна система будівлі доступного житла : Звіт про прикладну науково-дослідну роботу, № держреєстрації 0115U002416 / [А.М. Павліков, О.В. Бойко, Н.М. Пінчук та ін.] ; ПолтНТУ – Полтава : ПолтНТУ, 2016. – 219 с. : іл., табл..

71. Универсальная открытая архитектурно-строительная система многоэтажных зданий. – Режим доступа: <http://www.rosplan.com/arkos.html>.

72. Павліков А.М. Впровадження безригельно-безкапітельної каркасної конструктивної системи в проектування будівель під доступне житло / А.М. Павліков, О.В. Гарькава, Д.В. Безрукавий // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2013. – Вип. 27. – С. 352–359.

73. Електронний ресурс компанії ООО «КУБ-Стройкомплекс»: – Режим доступа : Google: / www.kub-sk.ru

74. Описание системы «КУБ2,5». Проектный институт №2 [Електронний ресурс] / Режим доступа : www.pi2.ru./index.php?id=147

75. Кобзар І.І. Технологія будівельного виробництва: навчальний посібник / І.І. Кобзар, Г.Г. Осташевська, Н.М. Золотова. – Харків: ХНАМГ, 2011. – 171 с.

76. Жван В.Д. Зведення і монтаж будівель і споруд: навчальний посібник / В.Д. Жван, М.Д. Помазан, О.В. Жван. – Харків: ХНАМГ, 2011. – 396 с.

НАУКОВЕ ВИДАННЯ

**А.М. Павліков, Д.К. Балясний,
О.В. Гарькава, О.О. Довженко,
С.М. Микитенко, Н.М. Пінчук,
Д.Ф. Федоров**

Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону

МОНОГРАФІЯ
(українською мовою)

Авторська редакція
Комп'ютерна верстка авторів

Підписано до друку 10.07.2017
Формат 42x30^{1/4}. Папір офсетний. Гарнітура Таймс.
Друк цифровий. Умовн. арк. 8,97
Наклад 100 прим.

СВД Олексієнко В.В.
Україна, 39800, м. Горішні Плавні, вул. Героїв Дніпра, 40/15
тел.: (0536) 74-32-31
Свідоцтво суб'єкта видавничої діяльності
ДК № 2972 від 13.09.2007

Віддруковано Олексієнко В.В.
Україна, 39600, м. Кркмкнчук, вул. Шевченка, 26
тел.: (0536) 74-32-31
Свідоцтво суб'єкта видавничої діяльності
ДК № 2972 від 13.09.2007