

*На правах рукописи*

**Коянкин Александр Александрович**

**РАЗРАБОТКА И ИССЛЕДОВАНИЕ КАПИТЕЛЬНЫХ УЗЛОВ  
СОПРЯЖЕНИЯ КОЛОНН С ПЕРЕКРЫТИЯМИ  
В БЕЗРИГЕЛЬНЫХ КАРКАСАХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ**

05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Автореферат  
диссертации на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Красноярск – 2009

Работа выполнена в федеральном государственном образовательном учреждении высшего профессионального образования «Сибирский федеральный университет»

Научный руководитель: кандидат технических наук, профессор  
**Яров Вячеслав Алексеевич**

Официальные оппоненты: доктор технических наук, профессор  
**Пинус Борис Израилевич**

доктор технических наук, профессор  
**Епифанов Анатолий Павлович**

Ведущая организация: ГОУ ВПО «Томский государственный архитектурно-строительный университет»

Защита состоится 27 февраля 2009 г. в 10 часов на заседании диссертационного совета ДМ 212.099.08 при федеральном государственном образовательном учреждении высшего профессионального образования «Сибирский федеральный университет» по адресу: 660041, г. Красноярск, пр. Свободный, 82, ауд. К-120.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке Института градостроительства управления и региональной экономики Сибирского федерального университета.

Автореферат разослан «\_\_» января 2009 г.

Ученый секретарь  
диссертационного совета

Е.В. Пересыпкин

## ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

**Актуальность работы.** В последние годы в нашей стране существенно увеличился объем применения монолитного железобетона в гражданском строительстве. Широкое применение монолитных конструкций при возведении зданий с безригельным каркасом объясняется снижением трудозатрат, капитальных вложений и расхода стали. Возведение зданий из монолитного железобетона позволяет избежать монтажных стыков в несущих конструкциях и повысить их жесткость.

Наряду с перечисленными преимуществами зданий с безригельным каркасом, данная конструктивная схема обладает рядом недостатков. «Слабым местом» с конструктивной точки зрения является стык колонны с перекрытием из-за небольшой толщины перекрытий и насыщенности их продольной и поперечной арматурой.

В настоящее время используют различные варианты устройства стыков колонн с перекрытиями. Наиболее распространенными являются варианты с установкой поперечной или жесткой арматуры в плите перекрытия и стыки с применением капителей. Но перечисленные конструктивные решения стыков имеют следующие недостатки: высокую материалоемкость, трудоемкость и сложность при их расчете и конструировании.

Создание реальной расчетной модели, описывающей сопротивление конструкции действию среза в комбинации с изгибом, является сложной задачей теории железобетона. В связи с этим при проектировании монолитных безбалочных перекрытий расчеты на продавливание осуществлялись с использованием методов, в основу которых заложен раздельный расчет наклонных сечений на действие поперечных сил и изгибающих моментов.

В настоящее время, согласно требованиям СП 52-101-2003, расчеты монолитных безбалочных перекрытий на продавливание рекомендуется выполнять при совместном действии поперечной силы, изгибающего момента и с учетом нелинейного закона деформирования материалов.

Исследования по разработке общей методики расчета монолитных перекрытий на одновременное действие поперечных сил и изгибающих моментов в последние годы активно проводили проф. Баранова Т.И., Васильев П.И., Залесов А.С., Мурашкин Г.В., Рочняк О.А., Соколов Б.С. и др. Оригинальные методы расчета, основанные на теории железобетона с трещинами, предложены проф. Карпенко Н.И. Интенсивно развиваются методы, базирующиеся на положениях механики разрушения композитов.

Однако по данному направлению недостаточно выполнено экспериментальных исследований и нет рекомендаций по конечно-

элементному моделированию железобетонных перекрытий, учитывающих нелинейную работу бетона и арматуры при расчете по I и II группе предельных состояний.

Все это послужило основанием для выбора темы диссертационных исследований.

**Цель работы:** разработка и исследование напряженно-деформированного состояния новых конструктивных решений капитальных стыков колонн с монолитными перекрытиями.

**Для достижения поставленной цели необходимо было решить следующие задачи:**

- выполнить обзор конструктивных решений безригельных каркасов;
- разработать новые типы капитальных стыковых соединений колонн с перекрытиями;
- исследовать напряженно-деформированное состояние стыков с учетом их конструктивных особенностей и нелинейного закона деформирования бетона и арматуры;
- численно исследовать влияние предлагаемых стыковых соединений на работу перекрытия и здания в целом;
- провести экспериментальные исследования стыков с целью оценки их прочности, жесткости и трещиностойкости;
- разработать рекомендации по расчету перекрытий с капителями;
- дать оценку технико-экономической эффективности предложенных стыковых соединений.

**Научную новизну работы составляют:**

- новые конструктивные решения капитальных стыков колонн с перекрытиями;
- результаты численных исследований напряженно-деформированного состояния разработанных конструкций стыков с учетом нелинейного закона деформирования бетона и арматуры;
- результаты исследований совместной работы каркаса здания с безбалочными перекрытиями;
- результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния стыков, изготовленных в натуральную величину;
- рекомендации по расчету монолитных перекрытий с капителями.

Техническая новизна работы подтверждается патентами на полезную модель №№ 63824, 70270, 70526, 74653.

**Достоверность научных положений и результатов** основывается на использовании современных конечно-элементных методов расчета и программных средств. Достоверность численных расчетов подтверждается результатами экспериментальных исследований образцов стыков, изготовленных в натуральную величину.

**Личный вклад автора** заключается в постановке и реализации задач данного исследования; создании расчетных моделей и анализе результатов теоретических исследований; проведении экспериментальных исследований; составлении рекомендаций по расчету капитальных стыков.

**Практическая ценность** работы заключается в том, что предложены новые типы конструктивных решений стыков колонн с перекрытиями в железобетонном безбалочном каркасе, обладающие высокой несущей способностью, жесткостью и трещиностойкостью. Разработаны рекомендации по их расчету и конструированию.

**Внедрение результатов работы** осуществлено в реальном проектировании проектными институтами ОАО «ТГИ «Красноярскгражданпроект» (г. Красноярск), ЗАО «Институт Красноярскагропромпроект» (г. Красноярск), МП «Красноярскгорпроект» (г. Красноярск) и компанией ООО «Монолитстрой» (г. Красноярск). Результаты работы использованы при разработке учебного пособия по лабораторному практикуму по дисциплине «Монолитные железобетонные конструкции зданий большой этажности» по направлению 270100 «Строительство» магистерской программы 270100.68.

**Апробация работы.** Результаты работы изложены и обсуждены на:

- Международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы современного строительства» /ЛГУАС (г. Пенза, 2007);
- XXIV Региональной научно-технической конференции «Проблемы архитектуры и строительства» /КрасГАСА (г. Красноярск, 2006);
- XXV Региональной научно-технической конференции «Проблемы архитектуры и строительства» /ИАС СФУ (г. Красноярск, 2007);
- XXVI Региональной научно-технической конференции «Проблемы архитектуры и строительства» /ИГУРЭ СФУ (г. Красноярск, 2008);
- 65-й Всероссийской юбилейной научно-технической конференции «Актуальные проблемы в строительстве и архитектуре. Образование. Наука. Практика» /СГАСУ (г. Самара, 2008);
- 65-й научно-технической конференции «Актуальные проблемы строительной отрасли» /НГАСУ (г. Новосибирск, 2008);
- VI Межрегиональной конференции «Строительство: материалы, конструкции, технологии» /БГУ (г. Братск, 2008);

- Всероссийской научной конференции «Молодежь и наука – третье тысячелетие» /КРО НС «Интеграция» (г. Красноярск, 2008);
- VI Международной научно-практической Интернет - конференции «Состояние современной строительной науки – 2008» /ПГЦ НТЭИ (г. Полтава, 2008).

Получен грант в конкурсе молодежных научных проектов ФГОУ ВПО «Сибирский федеральный университет» (18 G).

**На защиту выносятся:**

- новые конструктивные решения капитальных стыков колонн с перекрытиями;
- результаты численных исследований разработанных конструкций стыков с учетом нелинейного закона деформирования бетона и арматуры;
- результаты исследований совместной работы каркаса здания с безбалочными перекрытиями;
- результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния стыков, изготовленных в натуральную величину;
- рекомендации по расчету монолитных перекрытий с капителями.

Диссертация состоит из введения, четырех глав, основных выводов, библиографического списка и приложений.

**Публикации.** По теме диссертации опубликовано 15 печатных работ, в том числе 2 статьи в изданиях, включенных в перечень ведущих рецензируемых научных журналов и изданий (Вестник ТГАСУ, Вестник МГСУ), 4 патента на полезную модель.

**Объем диссертации.** Общий объем диссертации 150 страниц, в том числе 132 страницы машинописного текста, 75 рисунков, 5 таблиц, библиографический список из 170 наименований.

## СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

**Во введении** дана общая характеристика работы, обоснована актуальность темы, показана научная новизна и практическая значимость полученных результатов, а также сформулированы основные положения, выносимые на защиту. Кратко изложено содержание диссертационной работы.

**В первой главе** приведен обзор опытно-конструкторских разработок стыковых соединений колонн и перекрытий в безбалочных каркасах с применением капителей и бескапительных каркасах.

Исследования конструкций стыков перекрытий с колоннами проводили научно-исследовательские, проектные и учебные заведения НИИЖБ, ЦНИИПС, ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, СПиЗНИИПИ, ЦНИИпромзданий, Уральский Промстройпроект, Гипромясо, Промстройпроект, Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений, Центральный научно-исследовательский и проектный институт типового и экспериментального проектирования жилища, Тбилисский зональный научно-исследовательский и проектный институт типового и экспериментального проектирования жилых и общественных зданий, Джамбульский гидромелиоративно-строительный институт, Московский, Санкт-Петербургский, Одесский, Днепропетровский, Самарский, Красноярский, Новосибирский, Томский и др. инженерно-строительные вузы.

Разработкой и исследованием конструкций стыков плит перекрытия с колоннами занимались следующие исследователи: Анпилов С.М., Баранова Т.И., Болгов А.Н., Бургман В.В., Васильев П.И., Власов В.В., Волосач А.Г., Гвоздев А.А., Голубев А.Ю., Гундарь В.А., Дорофеев В.С., Дьяков И.М., Ермуханов К.Е., Залесов А.С., Качановский С.Г., Клевцов В.А., Климов Ю.А., Коровин Н.Н., Королев А.Н., Момбеков И.А., Мурашкин Г.В., Мурашкин В.Г., Петросян А.В., Рочняк О.А., Соколов Б.С., Тетиор А.Н., Травин А.В., Чижевский В.В., Шеховцов И.В., Яров В.А. и др.

Из зарубежных исследователей следует выделить Клуге Р.В., Рихард Ф., Тальбот А.Н., Хогнестад Е., Руф Л.В., Викман Э.А., Скорделис А.С., Лин Т.В. и др.

Обзор существующих конструктивных решений стыковых соединений безбалочных плит перекрытия с колоннами определил следующие основные требования по конструированию стыковых соединений:

- повышение несущей способности узлов;
- снижение металлоемкости;
- технологичность арматурных и бетонных работ.

С учетом перечисленных требований автором предложены три варианта конструктивных решений стыка колонны с безбалочным перекрытием с применением капителей, расположенных на плите (рис. 1). Капители армируются наклонной арматурой.

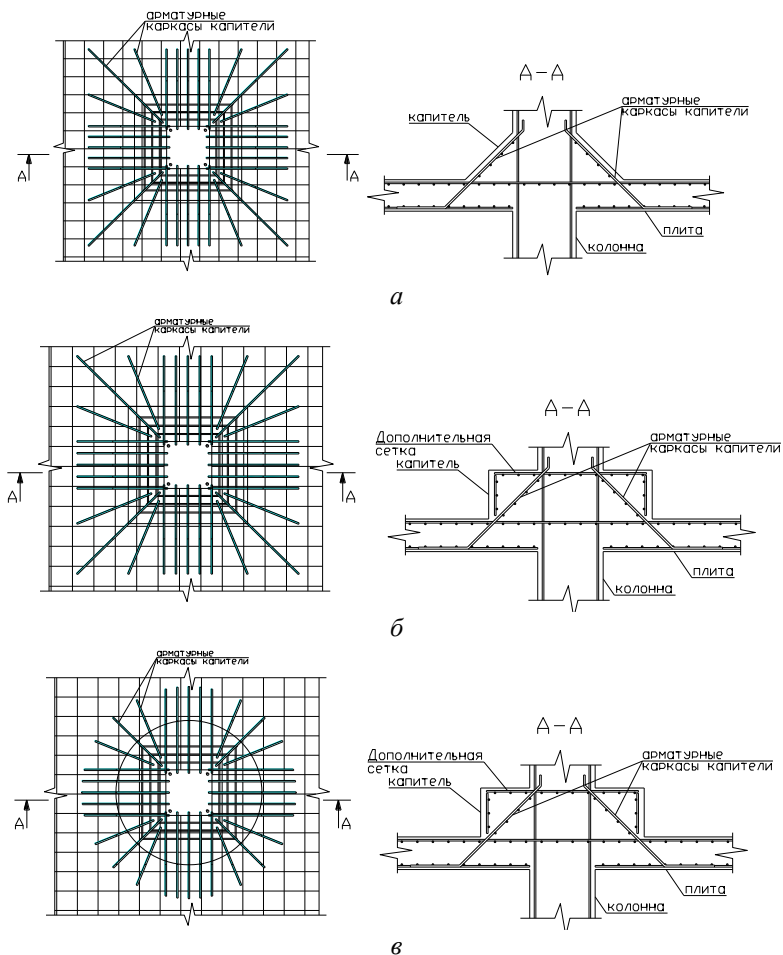


Рис. 1. Конструкции стыков с капителями, расположенными на перекрытии: а – капитель в форме усеченной пирамиды; б – капитель в форме параллелепипеда; в – капитель в форме цилиндра



Данная конструкция стыка обладает повышенной несущей способностью на изгиб и продавливание. Наличие капители повышает жесткость узлов, что приводит к уменьшению прогибов перекрытий и горизонтальных деформаций здания. Происходит более равномерное распределение усилий между продольными стержнями верхней арматуры. Существенно, в сравнении с бескапительным стыком, снижается расход арматуры в перекрытии.

Кроме увеличения несущей способности стыкового соединения, данное решение позволяет упростить технологию производства арматурных работ, уменьшить материалоемкость и трудоемкость.

Наиболее предпочтительным является использование предлагаемых стыков в зданиях, где на перекрытия действуют большие вертикальные нагрузки. Это многоэтажные подземные и надземные гаражи и автостоянки, а также торгово-офисные, общественные и др. здания.

**Во второй главе** изложены результаты численных исследований напряженно-деформированного состояния разработанных стыков с учетом их конструктивных особенностей и физической нелинейности работы материалов. Изучена работа стыковых соединений в составе перекрытия и здания в целом.

В диссертационной работе для численных исследований применялся ПК «Lira». Бетон моделировался объемными конечными элементами, арматура – стержневыми. Для описания физической нелинейности работы материалов применялись трехлинейная диаграмма состояния бетона и двухлинейная диаграмма состояния арматуры, предложенные в СП 52-101-2003.

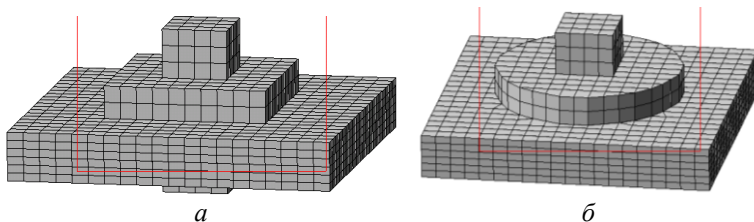


Рис. 2. Схемы моделей стыков: *a* – с капителью в форме параллелепипеда; *б* – с капителью в виде цилиндра

Напряженно-деформированное состояние стыковых соединений изучалось по расчетным моделям, показанным на рис. 2. Модели имели следующие геометрические размеры: сечение колонны – 200x200 мм; плиты – 1000x1000x150(h) мм и 2000x2000x150(h). При этом варьировался размер основания капители: 400x400, 500x500, 600x600 мм – стыки с

капителями в виде усеченной пирамиды и параллелепипеда; R250, R320, R380 мм – стыки с капителями в виде цилиндра. Бетон принимался класса В20, продольная арматура –  $\varnothing 12A400$  с шагом 100 мм, наклонная арматура –  $\varnothing 8A400$ . Количество стержней наклонной арматуры принималось 16, 24 и 32 шт. Нагружение моделей осуществлялось равномерно-распределенной нагрузкой по краю плиты.

Влияние капителей на работу перекрытия и здания изучалось путем проведения численных исследований фрагментов перекрытия и здания (рис. 3). Колонны и капители моделировались объемными конечными элементами, плиты перекрытий – пластинчатыми. Размеры фрагментов плит перекрытия в плане 12,8x12,8 м, шаг колонн 6,0x6,0 м, толщина перекрытий 200 мм, поперечное сечение колонн 400x400 мм. Высота фрагмента здания составляла 18,2 м (5 этажей с подвалом). Исследования проводились при следующих видах нагрузок: равномерно-распределенная нагрузка по всей площади перекрытия, полосовая равномерно-распределенная нагрузка, локальные равномерно-распределенные и сосредоточенные нагрузки.

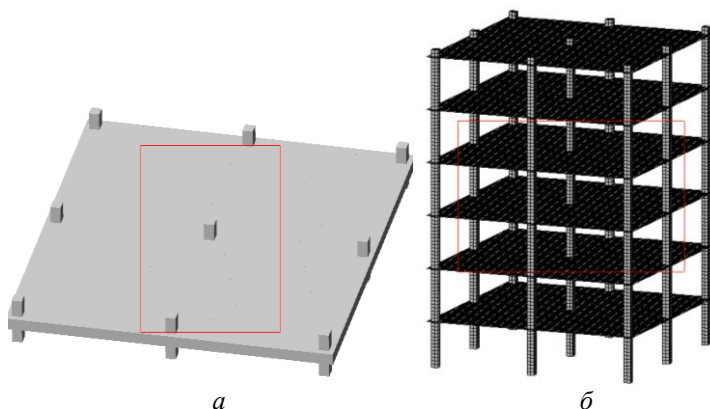


Рис. 3. Общий вид фрагмента: *а* – перекрытия; *б* – здания

В результате выполненных численных исследований получены следующие результаты по трещиностойкости, жесткости и прочности стыков и безбалочных перекрытий.

Анализ трещиностойкости стыков и перекрытий показал, что наличие армированной капители приводит к повышению трещиностойкости. Среди предлагаемых стыковых соединений наибольшей трещиностойкостью обладает стык с капителью в форме цилиндра, наименьшей – узел с капителью в форме усеченной пирамиды. В бескапительном стыке

трещины радиального направления появились при нагрузке 28 кН, трещины тангенциального направления – при 72 кН. В стыках с капителями радиальные трещины зафиксированы при нагрузке 30 ÷ 64 кН, тангенциальные трещины – при 96 ÷ 160 кН в зависимости от формы и размера капителей.

В результате анализа деформаций моделей определено, что капители приводят к повышению жесткости перекрытия и здания в целом. Среди капительных стыков наиболее жестким является узел с капителью в виде цилиндра. Вертикальные перемещения края стыков при нагрузке 60 кН в бескапительном стыке составили 0,114 мм, в стыках с капителями – 0,040 ÷ 0,085 мм в зависимости от формы и размера капители (рис. 4,а). Уменьшение прогибов плит перекрытия с капителями составляет 14 ÷ 22 % в сравнении с бескапительным перекрытием (рис. 4,б). Кроме того, наличие капители приводит к уменьшению горизонтальных деформаций здания до 19 %.

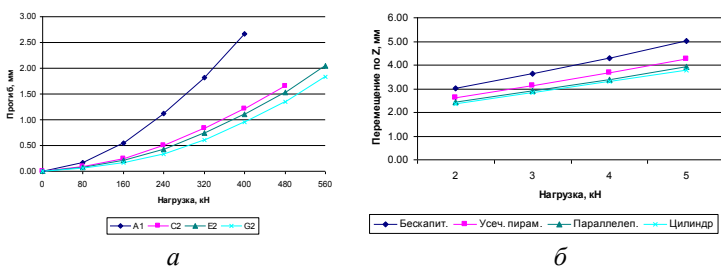


Рис. 4. Графики: а – вертикальных перемещений края моделей узлов при нагрузке 60 кН; б – максимальных прогибов плит

По результатам исследований выявлено, что применение капители приводит к уменьшению главных напряжений в стыковых соединениях перекрытий с колоннами в 1,5 раза.

В стыках с капителями происходит повышение несущей способности на продавливание на 9 ÷ 42 % в зависимости от формы, размера капители и степени ее армирования наклонной арматурой. На несущую способность стыка по продавливанию наибольшее влияние оказывает армирование капители наклонной арматурой.

Анализ напряженного состояния фрагмента перекрытия показал, что применение капители приводит к уменьшению опорных изгибающих моментов на 28 ÷ 34 % и пролетных – на 7 ÷ 11 %. Определено, что невыгодной формой приложения нагрузки, при расчете по прочности, является нагрузка, равномерно-распределенная по всей поверхности

плиты перекрытия. При расчете по прогибам невыгодной является нагрузка, приложенная через пролет.

**В третьей главе** изложены результаты экспериментальных исследований. Дана оценка несущей способности, жесткости и трещиностойкости разработанных стыковых соединений при различных видах капителей. Выполнено сравнение экспериментальных и численных исследований.

Для испытания опытных образцов была запроектирована и изготовлена испытательная установка, состоящая из четырех стоек, балок, распределительной траверсы и домкрата. Схема испытательной установки показана на рис. 5.

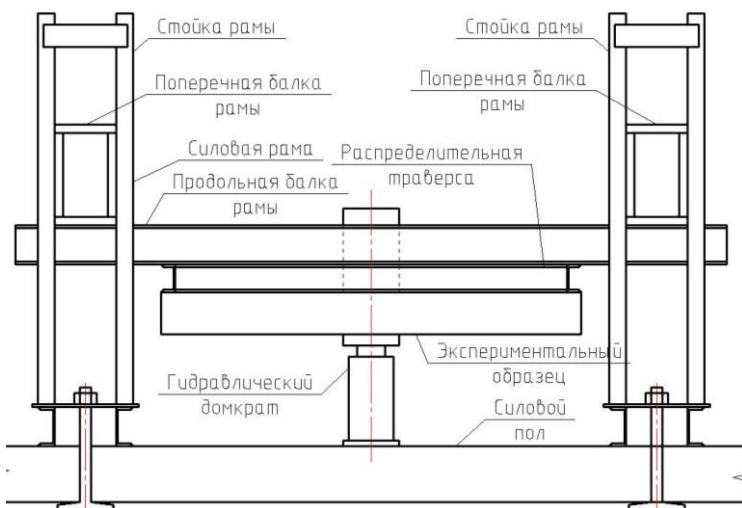


Рис. 5. Схема конструкции испытательной установки

Загружение опытных образцов производилось снизу домкратом, расположенным по центру экспериментального образца, через металлический жесткий штамп размером 200x200 мм. По краям плиты образца была установлена система перекрестных траверс для исключения вертикальных и горизонтальных перемещений внешнего контура плиты. Нагрузка прикладывалась ступенями по 25 кН.

Размеры плит опытных образцов составляли 1,5x1,5 м, толщина 150 мм. При таких размерах, напряженно-деформированное состояние в образце стыка близко по значениям к напряженно-деформированному состоянию в полной плите (рис. 6).



Рис. 6. Фотография экспериментального образца Р-4

Для изготовления экспериментальных образцов применялся бетон кл. В20. Все образцы армировались продольной арматурой  $\varnothing 12A400$  с шагом 100 мм. Фрагмент колонны, сечением 200x200 мм, армировался продольной арматурой  $\varnothing 12A400$  и поперечной арматурой  $\varnothing 8A400$ . В качестве наклонной арматуры в капителях принималась арматура  $\varnothing 8A400$  и  $\varnothing 10A400$ . Поперечная арматура в бескапительном стыке принята  $\varnothing 5B500$ .

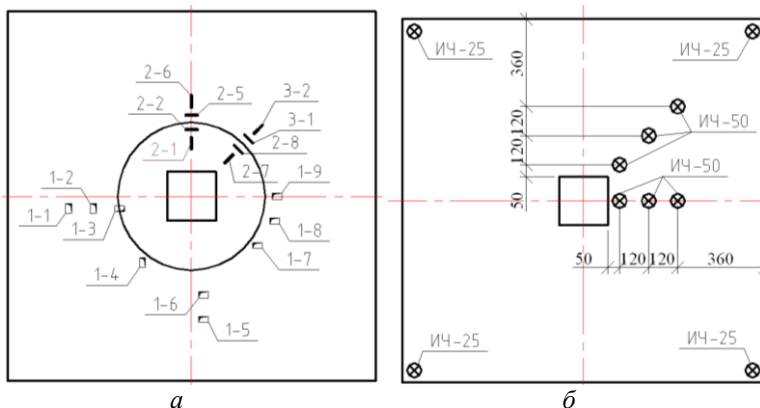


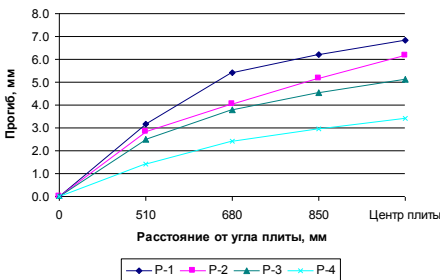
Рис. 7. Схемы расположения: *а* – тензорезисторов на образце Р-4; *б* – индикаторов часового типа на экспериментальных образцах

Экспериментальные образцы имели следующую маркировку: Р-1 – бескапительный стык; Р-2 – стык с капителью в форме усеченной пирамиды; Р-3 – стык с капителью в форме параллелепипеда; Р-4 – стык с капителью в форме цилиндра.

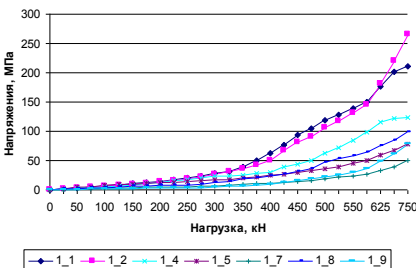
Деформации бетона и арматуры измерялись тензорезисторами базой 50, 30 и 10 мм (рис. 7,а). Прогибы плит образцов определялись индикаторами часового типа ИЧ-25 и ИЧ-50 (рис. 7,б).

В результате проведенных экспериментальных исследований получены данные по трещиностойкости, жесткости и прочности предлагаемых конструкций стыков. Построены графики трещинообразования, прогибов, деформирования арматуры и бетона.

Анализ трещиностойкости стыков показал, что в стыке Р-1 при нагрузке 120 кН образовалась первая трещина, которая имела радиальное направление, при нагрузке 180 кН зафиксирована тангенциальная трещина. Первая радиальная трещина в плите в стыке Р-2 образовалась при нагрузке 225 кН, а при нагрузке 275 кН появились трещины в месте сопряжения плиты и капители. В стыке Р-3 трещины образовались при нагрузке 200 кН в месте сопряжения капители и плиты перекрытия. Трещина, проходящая по поверхности капители, зафиксирована при нагрузке 475 кН. В стыке Р-4 первая трещина образовалась при нагрузке 200 кН в месте сопряжения капители и плиты. Радиальная трещина образовалась при нагрузке 210 кН. В капители трещины не обнаружены.



а

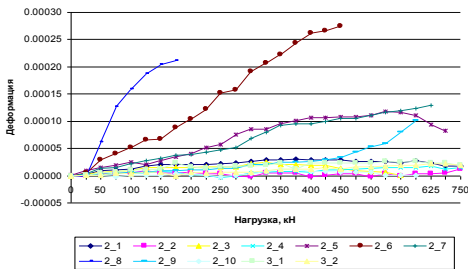


б

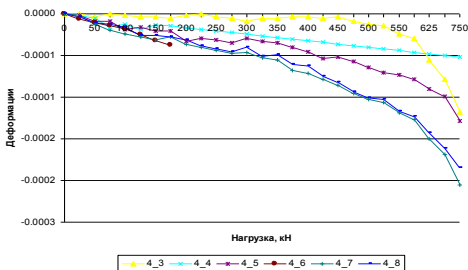
Рис. 8. Графики: а – прогибов плит при нагрузке 400 кН; б – напряжений в арматуре экспериментального образца Р-4

На рис. 8,*а* показан график прогибов плит при нагрузке 400 кН, из которого видно, что наличие капители существенно снижает прогиб плиты. При нагрузке 400 кН прогиб бескапительного стыка в точке, расположенной на расстоянии 600 мм от края плиты, составил 5,6 мм, стыка с капителью в виде усеченной пирамиды – 5,3 мм, стыка с капителью в виде параллелепипеда – 4,3 мм, стыка с капителью в виде цилиндра – 3,0 мм. Таким образом, жесткость стыка повышается на  $5 \div 46$  % в зависимости от вида капители.

Анализ напряжений в продольной арматуре экспериментальных образцов показал, что в стыке Р-1 при нагрузке 400 кН значения напряжений в продольной арматуре составляли 350 МПа. В стыке Р-2 напряжения в продольной арматуре на 10 % меньше, чем в стыке Р-1. При этом максимальные напряжения в наклонной арматуре достигали 320 МПа. Напряжения в продольной и наклонной арматуре в стыке Р-3 достигают предела текучести. В стыке Р-4 напряжения в продольной арматуре не достигают предельных значений даже при разрушающей нагрузке (рис. 8,*б*). Расхождение между экспериментальными и численными значениями напряжений в продольной арматуре не более 20 %.



*а*



*б*

Рис. 9. Графики деформаций бетона стыка Р-4: *а* – верхняя поверхность плиты; *б* – нижняя поверхность плиты

Анализ деформаций бетона верхней поверхности плиты в бескапитальном стыке показал, что в тангенциальном направлении деформации на  $20 \div 30\%$  больше, чем в радиальном. Деформации бетона плиты у грани колонны на  $20 \div 40\%$  больше, чем деформации бетона возле угла колонны. В связи с этим первыми появляются радиальные трещины, идущие от грани колонны, а затем тангенциальные. В стыке Р-3 деформации в плите перекрытия одинаковы во всех направлениях. Причем, деформации бетона поверхности капители достигают предельных значений на растяжение только на последних этапах загрузки при нагрузке равной  $450 \div 500$  кН. В стыке Р-4 деформации бетона капители не достигают предельных значений бетона на растяжение даже при разрушающей нагрузке, что подтверждает отсутствие трещин на капители (рис. 9,а).

Деформации верхней поверхности плиты в опытных образцах в бескапитальном стыке достигают предельных значений при нагрузке  $80 \div 100$  кН, а в стыках, имеющих капитель, при нагрузке  $180 \div 220$  кН, что подтверждает картина трещинообразования.

Во всех образцах деформации бетона нижней поверхности плиты у грани колонны на  $20 \div 40\%$  больше, чем деформации возле угла колонны (рис. 9,б). Максимальные деформации сжатия нижней поверхности плиты наблюдаются в бескапитальном стыке. В стыках с капителями зона максимальных деформаций находится в уровне края капители.

Экспериментальные образцы были доведены до разрушения. Разрушающую нагрузку фиксировали по манометру насосной станции. Разрушение экспериментальных образцов происходило от продавливания, что подтверждается наличием наклонных трещин. Разрушение опытных образцов Р-1, Р-2, Р-3 и Р-4 произошло при нагрузке 500 кН, 600 кН, 690 кН и 760 кН соответственно.

В стыке Р-1 наклонная трещина пирамиды продавливания образовалась на расстоянии  $5 \div 10$  см от грани колонны и раскрывалась под углом более  $45^{\circ}$  к горизонтали. Такая картина разрушения наблюдается у элементов, армированных вертикальной поперечной арматурой. В стыках Р-2 и Р-3 наклонная трещина пирамиды продавливания пересекает наклонную арматуру и идет от места сопряжения плиты с капителью до низа плиты. В стыке Р-4 наклонная трещина начинается на верхней поверхности плиты на расстоянии 400 мм от грани колонны и заканчивается в зоне начала отгибов наклонной арматуры.

Из гистограммы, представленной на рис. 10, видно, что в стыке Р-1 теоретическая разрушающая нагрузка, полученная в результате расчета по СП 52-101-2003, меньше, чем экспериментальная на  $12\%$ . В стыке Р-2 теоретическая нагрузка, полученная в результате расчета по методике



предложенной в гл. 4, меньше экспериментальной на 5 %, в стыке Р-3 – на 17 %. Разрушающая нагрузка, определенная по ПК «Lira», в стыках Р-1, Р-3 и Р-4 превышает экспериментальную нагрузку на 3 ÷ 8 %. В стыке Р-2 разрушающая нагрузка, полученная по ПК «Lira», равна нагрузке, полученной экспериментально. Эти данные говорят о том, что методика расчета плит по продавливанию, предложенная в гл. 4, является вполне приемлемой для определения несущей способности капитальных стыков. ПК «Lira» позволяет достаточно точно рассчитать несущую способность стыковых соединений на продавливание.

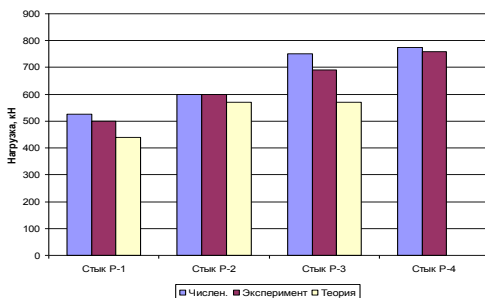


Рис. 10. Гистограмма сравнения разрушающих нагрузок

**В четвертой главе** даны рекомендации по расчету перекрытий с капителями, проведен технико-экономический анализ эффективности использования разработанных стыковых соединений.

На основании проведенных численных и экспериментальных исследований (гл. 2 и 3) автором предлагается следующий алгоритм расчета монолитных безбалочных перекрытий с капителями по программному комплексу «Lira»:

#### 1. Расчет продольной арматуры плиты перекрытия.

1. Создается расчетная схема перекрытия с соблюдением следующих условий:

- колонна, капитель и часть перекрытия под капителью моделируются объемными конечными элементами, плита перекрытия моделируется пластинчатыми конечными элементами (линейная задача);
- на нижние узлы фрагмента колонны накладываются линейные связи по всем направлениям, а на верхние узлы – связи, запрещающие линейные перемещения по горизонтали. Нижний и верхний концы фрагмента колонны должны совпадать с линией нулевых моментов в колоннах каркаса;

– расчет перекрытия выполняется на следующие виды нагрузок: равномерно-распределенную по всей площади перекрытия, полосовые равномерно-распределенные, локальные равномерно-распределенные и сосредоточенные.

2. Определяется напряженно-деформированное состояние перекрытия по ПК «Lira».

3. Рассчитывается продольное армирование плиты перекрытия при помощи ПК «ЛИР-АРМ».

4. Корректируется продольное армирование плиты перекрытия в ПК «Lira» с учетом физической нелинейности работы бетона и арматуры.

4.1 Расчет по 1-й группе предельных состояний. В расчетной схеме, по которой производилось определение усилий в плите в п. 2, линейные типы конечных элементов заменяются на нелинейные. Первоначальное армирование пластинчатых элементов, моделирующих плиту, принимается из линейного расчета по п. 3.

Определяется несущая способность перекрытия. Если она не обеспечена, необходимо увеличить армирование перекрытия и выполнить расчет повторно.

4.2 Расчет по 2-й группе предельных состояний:

– рассчитывается перекрытие по прогибам. В расчетной схеме, созданной в п. 4.1, вместо расчетной нагрузки прикладывается нормативная, а расчетные параметры материалов заменяются на нормативные. В случае превышения нормативных прогибов принимаются конструктивные решения по повышению жесткости перекрытия;

– рассчитывается перекрытие по образованию трещин. Образование трещин в перекрытии определяется из расчета по п. 4.2. При образовании трещин производится расчет армирования плиты перекрытия по раскрытию трещин в ПК «ЛИР-АРМ-локальный». Предельно допустимая ширина раскрытия трещин принимается по СП 52-101-2003.

II. Расчет наклонной арматуры капители.

1. Корректируется расчетная схема, выполненная в п. 4.1, с соблюдением следующих условий (нелинейная постановка задачи):

– пластинчатые элементы, расположенные в опорной зоне перекрытия, заменяются объемными. Ширина заменяемой части плиты определяется длиной отгибов наклонной арматуры;

– добавляются наклонные арматурные стержни.

2. Рассчитывается армирование капители.

3. Проверяется обеспечение прочности по бетону сжатой зоны плиты перекрытия.

Более подробно алгоритм расчета приведен в диссертации.

Определение несущей способности перекрытия с капителями на продавливание при одновременном действии сосредоточенной силы и изгибающего момента производится по двум сечениям возможного образования трещин:

- в первом случае наклонная трещина пирамиды продавливания образуется на стыке капители и плиты, и следует до нижней поверхности перекрытия, пересекая наклонную арматуру (сеч. I-I, рис. 11);
- во втором случае наклонная трещина образуется на верхней поверхности перекрытия, и следует под углом  $45^{\circ}$  к нижней поверхности плиты к месту начала отгибов наклонной арматуры (сеч. II-II, рис. 11).

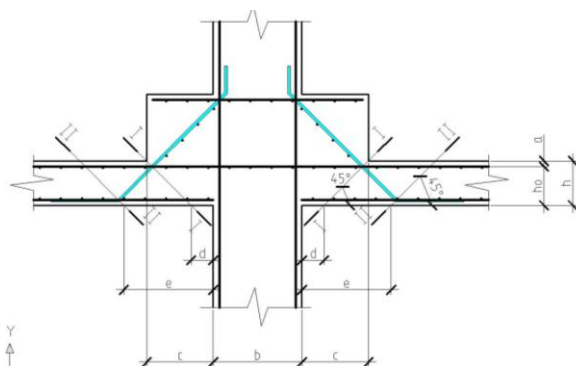


Рис. 11. Схема расположения расчетных сечений

1. Расчет по сечению I-I производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult}^{I-I} + F_{sw,ult}} + \frac{M}{M_{b,ult}^{I-I} + M_{sw,ult}} \leq 1, \quad (1)$$

где  $F$  – сосредоточенная сила от внешней нагрузки;

$M$  – изгибающий момент от внешней нагрузки, учитываемый при расчете на продавливание;

$F_{b,ult}^{I-I}$  и  $M_{b,ult}^{I-I}$  – предельные сосредоточенная сила и изгибающий момент, воспринимаемые бетоном по сечению I-I;

$F_{sw,ult}$  и  $M_{sw,ult}$  – предельные сосредоточенная сила и изгибающий момент, воспринимаемые наклонной арматурой.

Усилие  $F_{b,ult}^{I-I}$ , воспринимаемое бетоном по сечению I-I, определяется по формуле

$$F_{b,ult}^{I-I} = R_{bt} A_b^{I-I}, \quad (2)$$

где  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

$A_b^{I-I}$  – площадь расчетного сечения I-I, расположенного на расстоянии  $0,5h_0$  от грани колонны при  $h \geq c$  или на расстоянии  $0,5(d + h_0)$  при  $h < c$  (рис. 11).

Предельный изгибающий момент  $M_{b,ult}^{I-I}$ , воспринимаемый бетоном по сечению I-I, определяют по формуле

$$M_{b,ult}^{I-I} = R_{bt} W_b^{I-I} h_0, \quad (3)$$

где  $W_b^{I-I}$  – момент сопротивления расчетного контура поперечного сечения I-I.

Усилие  $F_{sw,ult}$ , воспринимаемое наклонной арматурой, определяется по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 \sum R_{swi} A_{swi} \sin \alpha_i, \quad (4)$$

где  $R_{swi}$ ,  $A_{swi}$ ,  $\alpha_i$  – соответственно, расчетное сопротивление растяжению, площадь и угол наклона к горизонтали каждого наклонного арматурного стержня.

2. Расчет по сечению II-II производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult}^{II-II}} + \frac{M}{M_{b,ult}^{II-II}} \leq 1, \quad (5)$$

где  $F_{b,ult}^{II-II}$  и  $M_{b,ult}^{II-II}$  – предельные сосредоточенная сила и изгибающий момент, воспринимаемые бетоном по сечению II-II.

Более подробно методика расчета приведена в диссертации.

Результаты технико-экономического анализа разработанных стыковых соединений перекрытий с колоннами показали, что применение капители приводит к снижению расхода арматуры на 25 %, в результате чего уменьшается стоимость строительно-монтажных работ по устройству перекрытий на 10 %.

## ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

1. Разработаны новые типы капительных стыковых соединений колонн с перекрытием, обладающие достаточной несущей способностью, жесткостью, трещиностойкостью и экономичностью.

2. Численными исследованиями напряженно-деформированного состояния предлагаемых стыковых соединений определено влияние капители на работу перекрытия и здания в целом. В результате исследований установлено, что наличие капителей приводит к:

- повышению трещиностойкости и уменьшению прогибов перекрытия на  $14 \div 22$  %;

- снижению главных напряжений в опорных зонах перекрытий в 1,5 раза;

- повышению несущей способности стыков на продавливание на  $9 \div 42$  %. Выявлено, что на продавливание наибольшее влияние оказывает армирование капители наклонной арматурой;

- уменьшению изгибающих моментов на опорах на  $28 \div 34$  % и в пролетах – на  $7 \div 11$  %, а также уменьшению количества верхней продольной арматуры на  $29 \div 36$  % и нижней продольной арматуры – на  $6 \div 9$  %;

- снижению горизонтальных деформаций здания до 19 %.

3. Проведенные экспериментальные исследования стыков, изготовленных в натуральную величину, показали, что применение капителей приводит к:

- повышению жесткости и трещиностойкости стыковых соединений перекрытий с колоннами. Причем, наибольшей жесткостью обладает стык с капителью в форме цилиндра. Прогибы плит с капителями до 46 % меньше прогибов плиты бескапительного стыка;

- снижению напряжений в продольной арматуре плит на  $10 \div 20$  %. Деформации в бетоне снижаются в 2 раза;

- повышению несущей способности стыковых соединений на продавливание на  $20 \div 50$  %, в зависимости от формы и размера капителей, а также их армирования;

4. В результате проведенных экспериментальных исследований получены новые опытные данные о жесткости, трещиностойкости и несущей способности предлагаемых капительных стыков колонн с перекрытиями. Выявлены особенности разрушения предложенных стыков.

5. Техничко-экономический анализ показал, что применение капителей приводит к снижению стоимости строительно-монтажных работ по устройству перекрытий на 10% в сравнении с бескапительными перекрытиями.

тиями. Снижение стоимости устройства перекрытий происходит вследствие уменьшения расхода арматуры на 25 %.

6. Предложен алгоритм расчета перекрытий по ПК «Lira», который позволяет учесть нелинейный закон деформирования бетона и арматуры.

7. На основании методики расчета, изложенной в СП 52-101-2003, предложены рекомендации по определению несущей способности перекрытий с капителями на продавливание при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента.

Разработанные конструкции капительных стыковых соединений перекрытий с колоннами можно рекомендовать для применения в строительстве гражданских зданий с монолитным безбалочным каркасом.

### **Основные положения диссертации опубликованы в работах:**

1. Яров, В.А. Стык колонны с перекрытием в безбалочных каркасах многоэтажных зданий /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** //Вестник ТГАСУ, 2007. №4. с. 75 – 80.

2. Яров, В.А. Экспериментальные и численные исследования стыков монолитных перекрытий с колоннами /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** //Вестник МГСУ, 2008. №3. с. 45 – 50.

3. Пат. 63824 RU, МПК E04B5/43. Стыковое соединение в монолитном железобетонном безбалочном каркасе /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** (RU). – № 2006127081; заявл. 25.07.2006; опубл. 25.06.2007.

4. Пат. 70270 RU, МПК E04B5/43. Стыковое соединение в монолитном железобетонном безбалочном каркасе /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** (RU). – № 2007109102; заявл. 14.03.2007; опубл. 20.01.2008.

5. Пат. 70526 RU, МПК E04B5/43. Стыковое соединение в монолитном железобетонном безбалочном каркасе /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** (RU). – № 2007126526; заявл. 11.07.2007; опубл. 27.01.2008.

6. Пат. 74653 RU, МПК E04B5/43. Стыковое соединение в монолитном железобетонном безбалочном каркасе /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** (RU). – № 2007147172; заявл. 18.07.2007; опубл. 10.07.2008.

7. Яров, В.А. Стык колонны безбалочных перекрытий многоэтажных автостоянок /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** //Актуальные проблемы современного строительства. Ч. 1. Фундаментальные и прикладные исследования в области технических наук: Материалы Международной научно-технической конференции. – Пенза, 2007. – с. 352 – 356.

8. **Коянкин, А.А.** Стык колонны с безбалочным перекрытием многоэтажных зданий /**А.А. Коянкин**, В.А. Яров //Проблемы архитекту-

ры и строительства: Материалы XXV Региональной научно-технической конференции. – Красноярск, 2007. с. 22 – 24.

9. **Коянкин, А.А.** Исследования узлов сопряжения монолитных перекрытий с колоннами безбалочного каркаса многоэтажного здания /**А.А. Коянкин, В.А. Яров** //Молодежь и наука: начало XXI века: Сб. материалов Всероссийской научно-технической конференции студентов, аспирантов и молодых ученых. – Красноярск, 2008. с. 18 - 19.

10. Яров, В.А. Экспериментальные исследования узлов сопряжения монолитных перекрытий с колоннами безбалочного каркаса многоэтажного здания /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** //Актуальные проблемы в строительстве и архитектуре. Образование. Наука. Практика: Материалы 65-й Всероссийской юбилейной научно-технической конференции. – Самара, 2008. с. 450 – 451.

11. Яров, В.А. Экспериментальные исследования узлов сопряжения монолитных перекрытий с колоннами безбалочного каркаса многоэтажного здания /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** //Актуальные проблемы строительной отрасли: Материалы 65-й научно-технической конференции. – Новосибирск, 2008. с. 20 – 21.

12. Яров, В.А. Армирование бескапитальных стыков колонн с монолитными перекрытиями многоэтажных зданий /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** //Строительство: материалы, конструкции, технологии: Материалы VI Межрегиональной научно-технической конференции. – Братск, 2008. с. 41 – 44.

13. Яров, В.А. Экспериментальные и численные исследования монолитного перекрытия с балконом многоэтажного жилого дома /В.А. Яров, **А.А. Коянкин, К.В. Скрипальщиков** //Молодежь и наука – третье тысячелетие: Материалы Всероссийской научной конференции. – Красноярск, 2008. с. 100 – 102.

14. Яров, В.А. Экспериментальные исследования узлов сопряжения плиты перекрытия с колонной в безбалочных каркасах монолитных зданий /В.А. Яров, **А.А. Коянкин** //Состояние современной строительной науки – 2008: Материалы VI Международной научно-практической Интернет – конференции. – Полтава, 2008. с. 122 – 124.

15. **Коянкин, А.А.** Разработка и исследование конструктивных решений узлов сопряжения колонн с перекрытиями в безбалочных каркасах многоэтажных зданий /**А.А. Коянкин** //Конкурс молодежных научных проектов ФГОУ ВПО «Сибирский федеральный университет» (18 G). – Красноярск, 2008.