

На правах рукописи



Антонов Михаил Дмитриевич

СИЛОВОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ С БЕЗБАЛОЧНЫМИ  
ПЕРЕКРЫТИЯМИ ПРИ ПОВРЕЖДЕНИЯХ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ ПЛИТЫ И  
КОЛОННЫ ОТ ПРОДАВЛИВАНИЯ

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ

диссертации на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Москва – 2025

Работа выполнена в Федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет».

Научный руководитель: **Алексейцев Анатолий Викторович**  
доктор технических наук, доцент

Официальные  
оппоненты: **Демьянов Алексей Иванович**  
доктор технических наук,  
главный инженер ООО  
«СпецПроектРеконструкция»

**Плотников Алексей Николаевич**  
кандидат технических наук,  
декан строительного факультета,  
заведующий кафедры  
«Строительные конструкции»  
Федерального государственного  
образовательного учреждения высшего  
образования «Чувашский государственный  
университет им. И.Н. Ульянова»

Ведущая организация: Федеральное государственное  
образовательное учреждение высшего  
образования «Ярославский государственный  
технический университет»

Защита состоится «22» мая 2025 г., в 11:00 часов на заседании диссертационного совета 75.1.078.01 на базе Акционерного общества «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений – ЦНИИПромзданий» по адресу: 127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, дом 46, корп.2., ауд. 21.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке и на сайте АО «ЦНИИПромзданий», [www.cniipz.ru](http://www.cniipz.ru).

Автореферат разослан « \_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2025 г.

Ученый секретарь  
диссертационного совета



Терехов Иван Александрович

## 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

**Актуальность.** Локальные повреждения несущих строительных конструкций и узлов их соединений вследствие воздействий природного и техногенного характера являются одним из опасных факторов, влияющих на механическую безопасность сооружений. При этом одним из актуальных вопросов является работа узловых соединений монолитных конструктивных систем с начальными повреждениями после аварийного воздействия в условиях переходных динамических процессов. Сопротивление продавливанию и изгибу для конструктивных элементов сооружений и их узловых соединений с учетом перераспределения напряжений, вызванных динамическим догрузением, является одной из актуальных задач, так как отвечает требованиям действующих технических регламентов и соответствует направлению исследований РААСН, связанному с обеспечением живучести зданий при аварийных воздействиях.

**Степень разработанности.** Исследованием работы железобетонных перекрытий и узлов их соединения с колоннами при продавливании занимались отечественные и зарубежные ученые: Болгов А.Н., Бондаренко В.М., Ватин Н.И., Гвоздев А.А., Залесов А.С., Кабанцев О.В., Карпенко Н.И., Качановский С.Г., Коровин Н.Н., Сергеевский А.Д., Силантьев А.С., Тамразян А.Г., Трекин Н.Н., Федоров В.С., Филатов В.Б., Фишерова М.Ф., Липс С., Лиу Ю., Муттони А., Олмати П., Пенг З., Сасани М., Фернандес Руис М. и др. Экспериментальными и теоретическими исследованиями железобетонных элементов при действии динамических нагрузок и воздействий занимались: Алексейцев А.В., Бондаренко В.М., Жарницкий В.И., Крылов С.Б., Кумпяк О.Г., Карпенко Н.И., Кабанцев О.В., Колчунов В.И., Мамин А.Н., Плевков В.С., Попов Г.И., Попов Н.Н., Плотников А.И., Расторгуев Б.С., Ржаницын А.Р., Тамразян А.Г., Трекин Н.Н., Федорова Н.В., Ву Ю., Кук В. Д., Митчелл Д., Реган П., Руссел Дж. М., Сагасет Дж., Ю И. и др..

Анализ работ отечественных и зарубежных исследователей показал, что экспериментальным и теоретическим исследованиям узлов сопряжения железобетонных элементов с повреждениями при последующих аварийных догрузениях уделяется недостаточно внимания. В частности, возникает необходимость в дополнительном изучении сопротивления узла сопряжения плиты и колонны с учетом перераспределения напряжений при инициализации прогрессирующего разрушения.

**Научно-техническая гипотеза** начальные повреждения от изгиба и продавливания узла соединения колонны и плиты перекрытия снижают сопротивление каркасов прогрессирующему разрушению.

**Цель диссертационной работы** - исследование силового сопротивления монолитных железобетонных каркасов зданий при наличии локальных

повреждений от продавливания и изгиба при эксплуатации и аварийных расчетных ситуациях.

Для достижения указанной цели поставлены **следующие задачи:**

- проанализировать состояние научных исследований, посвященных деформированию монолитных каркасов с учетом состояния узлов сопряжения колонн и плит при прогрессирующем разрушении;

- выполнить экспериментальные исследования несущей способности узлов сопряжения железобетонного безбалочного перекрытия с колонной (масштабных моделей) при развитии повреждений от продавливания и последующих деформациях от особого воздействия;

- разработать процедуру и алгоритм расчета несущей способности узла сопряжения колонны и плиты перекрытия с учетом наличия начальных локальных повреждений различного уровня;

- сформулировать подход к оценке несущей способности монолитных каркасов с безбалочными перекрытиями с учетом возможности начальных повреждений в виде нормальных трещин, инициации процесса продавливания при анализе сопротивления прогрессирующему разрушению;

- провести расчеты монолитных многоэтажных каркасов с учетом различных уровней детализации элементов расчетной модели, позволяющих установить закономерности деформировании ключевых элементов при разной степени начальных локальных повреждений и реализации аварийных ситуаций, связанных с удалением одной из колонн;

- исследовать сопротивляемость прогрессирующему разрушению монолитных каркасов при начальных повреждениях от продавливания, вызванного действием продольных сил и изгибающих моментов.

**Объектом исследования** являются узлы сопряжения монолитных колонн и безбалочных перекрытий в железобетонных каркасах зданий и каркасы с узлами сопряжения, имеющими начальные локальные повреждения.

**Предметом исследования** является оценка сопротивления прогрессирующему обрушению монолитных каркасов с наличием начальных локальных повреждений узлов сопряжения колонны и плиты и последующем исключении из работы ключевых элементов системы.

**Научную новизну** работы составляют:

- закономерности изменения несущей способности узлов сопряжения колонны и плиты в режимах продавливания и изгиба при значениях относительного эксцентриситета  $e/h > 0,75$ ;

- методика расчета узла сопряжения колонны и плиты при наличии локальных повреждений в случае центрального и внецентренного нагружения;

- модели деформаций узловых соединений колонны и плиты с наличием локальных повреждений различного уровня в условиях динамического переходного процесса, при инициации режимов продавливания и изгиба;

- методика учета начальных локальных повреждений узлов сопряжения колонны и плиты при сопротивлении прогрессирующему разрушению вследствие аварийного выключения колонны из расчетной схемы;

- подход к численному моделированию монолитных каркасов с использованием различных уровней детализации расчетной модели, в том числе объемных фрагментов для анализа деформированного состояния узлов сопряжения колонны и плиты перекрытия.

**Теоретическая значимость** заключается в разработке методики расчета каркасов на прогрессирующее разрушение с учетом наличия начальных локальных повреждений в узлах соединения колонны и плиты, в том числе от продавливания с изгибом.

**Практическая значимость** заключается в том, что установлена связь между уровнями повреждений узлов сопряжения колонны и сопротивляемостью железобетонного каркаса к прогрессирующему обрушению при возникновении аварийной ситуации. Что может быть использовано при проектировании зданий и сооружений с монолитными железобетонными каркасами.

**Методологической основой** диссертационного исследования послужили использование базовых положений теории предельных состояний и апробированных методик расчета железобетонных конструкций, в том числе изложенных в нормативных документах; использование экспериментальных данных, отражающих действительную работу узлов сопряжения колонны и плиты; использование верифицированных расчетных моделей монолитных каркасов.

**Степень достоверности результатов** подтверждается применением основных положений строительной механики и теории железобетона; применением стандартных методов испытаний; применением современных методов исследования прочностных и деформативных свойств бетона и арматуры; использованием аттестованного испытательного оборудования и приборов.

**Положения, выносимы на защиту:**

- подход к оценке сопротивляемости узлов сопряжения колонны и плиты с разной степенью начальных локальных повреждений и последующего аварийного воздействия, инициирующего режим прогрессирующего разрушения;

- результаты экспериментальных исследований сопротивляемости узлов сопряжения колонны и плиты, позволяющие оценить работу узлов сопряжения после получения повреждений от продавливания и изгиба;

- зависимость коэффициента динамического догружения вертикальных конструкций от наличия локальных повреждений в узлах соединений;

- методика численного моделирования объёмными элементами узла сопряжения колонны и плиты при наличии повреждений от продавливания, а также изгиба и продавливания;

- методика численного моделирования монолитных каркасов с применением различных уровней детализации элементов расчетной модели, позволяющая выполнять подробный анализ деформаций узла соединения колонны и плиты.

**Личный вклад автора** в результаты, полученные в данной работе, заключается в постановке исследования, разработке положений, характеризующих научную новизну, разработке программы экспериментальных исследований, проведения испытаний экспериментальных образцов, обработке и анализе результатов экспериментальных исследований, разработке метода расчета узлов сопряжения колонны и плиты с локальными повреждениями при различных сценариях удаления несущих элементов; численных расчетах узлов сопряжения колонны и плиты имеющих разную степень повреждений от продавливания.

**Апробация работы.** Результаты экспериментальных и теоретических исследований представлены в докладе для заочного участия в V-ой Международной (XI-ой Всероссийской) конференции «Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020 Construction and development: life cycle - 2020 CDLC» г. Москва, 2020 г.; конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции (НАСКР – 2020)» г. Чебоксары, 2020 г.; докладе на конференции «CONSTRUCTION THE FORMATION OF LIVING ENVIRONMENT 2022» FORM г. Москва, 2022 г.; на конференции «Проблемы безопасности железобетонных конструкций, зданий и сооружений при современных вызовах» в рамках международного научно-практический симпозиум «Будущее строительной отрасли: Вызовы и перспективы развития» г. Москва, 2022 г; на Третьей Национальной научной конференции «Актуальные проблемы строительной отрасли и образования» г. Москва, 2022 г.

В полном объеме диссертационная работа докладывалась на научном семинаре кафедры железобетонных и каменных конструкций ФГБОУ ВО МГСУ (г. Москва, 2024 года). Исследования выполнялись при поддержке НИУ МГСУ (Конкурс на проведение научных исследований аспирантами, 2023)

**Публикации.** Материалы диссертационной работы достаточно полно отражены в 7 научных публикациях, из которых 2 работы опубликованы в журналах, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук и 2 работы опубликованы в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus и 3 публикации - РИНЦ.

**Структура диссертации.** Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения и списка литературы и приложения. Общий объем работы 189 страниц, включающей 124 рисунка и 10 таблиц. Количество источников использованной литературы – 141, в том числе 73 зарубежных источника.

**Содержание диссертации** соответствует пунктам 1 и 3 паспорта научной специальности 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения:

п. 1 - построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчёта механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструкций и конструктивных систем зданий, и сооружений.

п. 3 - развитие теории и методов оценки напряжённого состояния, живучести, риска, надёжности, остаточного ресурса и сроков службы строительных конструкций, зданий и сооружений, в том числе при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях, обоснование критериев приемлемого уровня безопасности.

Автор выражает глубокую благодарность и признательность своему научному руководителю и всему коллективу кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» за оказанную помощь в подготовке данной работы, высказанные замечания и большую поддержку.

## **2. ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ**

**Во введении** обоснована актуальность темы исследований и показана степень её разработанности, сформулированы цели и задачи, отмечена научная новизна, практическая и теоретическая значимость работы.

**В первой главе** выполнен анализ нормативно-технической литературы, представлен обзор работ отечественных и зарубежных авторов по исследованиям работы безбалочных узлов сопряжения колонны и плиты на продавливание, а также экспериментальным и теоретическим исследованиям, посвященным работе железобетонных элементов при динамических нагрузках. Значительный вклад был внесен отечественными учеными – Болгов А.Н., Бондаренко В.М., Ватин Н.И., Гвоздев А.А., Жарницкий В.И., Залесов А.С., Кабанцев О.В., Коровин Н.Н., Качановский С.Г., Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Колчунов В.И., Коровин Н.Н., Крылов С.Б., Кумпяк О.Г., Попов Г.И., Попов Н.Н., Плотников А.И., Расторгуев Б.С., Ржаницын А.Р., Савин С.Ю., Сергеевский А.Д., Силантьев А.С., Мамин А.Н., Плевков В.С., Тамразян А.Г., Трекин Н.Н., Федорова Н.В., Филатов В.Б., Фишерова М.Ф., и др. Среди зарубежных исследователей можно выделить Ву Ю, Кук В. Д., Липс С., Лиу Ю., Митчелл Д., Муттони А., Олмати П., Пенг З., Реган П., Руссел Дж. М., Сагасет Дж., Сасани М., Фернандес Руис М., Ю И. и др.

Проведен краткий обзор аварий, характерных для тематики, рассматриваемой в диссертации, при которых произошло прогрессирующее обрушение конструкций. Было установлено, что до момента полного разрушения железобетонные каркасы имели дефекты, локальные повреждения, в некоторых случаях с учетом развития коррозии, либо воспринимали непредусмотренные проектом нагрузки и огневые воздействия. Установлено, что основное внимание в монолитных каркасах с безбалочными перекрытиями стоит уделять дефектам и трещинам, которые развиваются под действием перегрузок или многократно-повторяющихся нагрузок в узлах сопряжения колонны и плиты перекрытия.

Проведен анализ исследований, посвященных сопротивлению монолитных каркасов при возникновении аварийной ситуации. Установлены, основные стадии работы плиты при аварийной ситуации. Выделены основные схемы перераспределения нагрузок, которые оказывают существенное влияние на устойчивость системы к прогрессирующему обрушению. Установлено, что одна из ключевых ролей в обеспечении устойчивости к прогрессирующему разрушению принадлежит работе узлов сопряжения колонны и плиты.

Проанализированы критерии обеспечения устойчивости монолитных каркасов к прогрессирующему разрушению, представленные в отечественных и зарубежных нормативных документах. Проведен обзор методик расчета зданий в конечно-элементной постановке. Установлено, что наиболее используемым является подход, связанный с моделированием удаления конструкций за конечное время с моделированием узлов сопряжения конструкций объемными элементами.

Выявлено, что наименее изученным остается вопрос работы железобетонных безбалочных плиты при несимметричных пролетах. В конструкциях с такой конфигурацией наблюдается возникновение дополнительных усилий на одной из опорных граней, что может привести к непрогнозируемому разрушению узла сопряжения, а это в свою очередь может привести к прогрессирующему обрушению здания.

**Во второй главе** представлены результаты экспериментальных исследований, целью которых являлось изучение напряженно-деформированного состояния монолитного узла сопряжения колонны и безбалочной плиты в режиме разрушения от продавливания.

В соответствии с поставленной целью решались следующие задачи:

- анализ деформированного состояния и сбор данных с тензометрических датчиков;
- анализ развития трещин при поэтапном нагружении экспериментальных образцов;
- получение данных при наличии эксцентриситета ( $e/h=0,75$ ) продавливающего усилия с оценкой несущей способности узла сопряжения колонны и плиты;

- оценка напряженно-деформированного состояния узлов сопряжения после наступления продавливания с целью использования этих данных при моделировании прогрессирующего разрушения железобетонных каркасов.

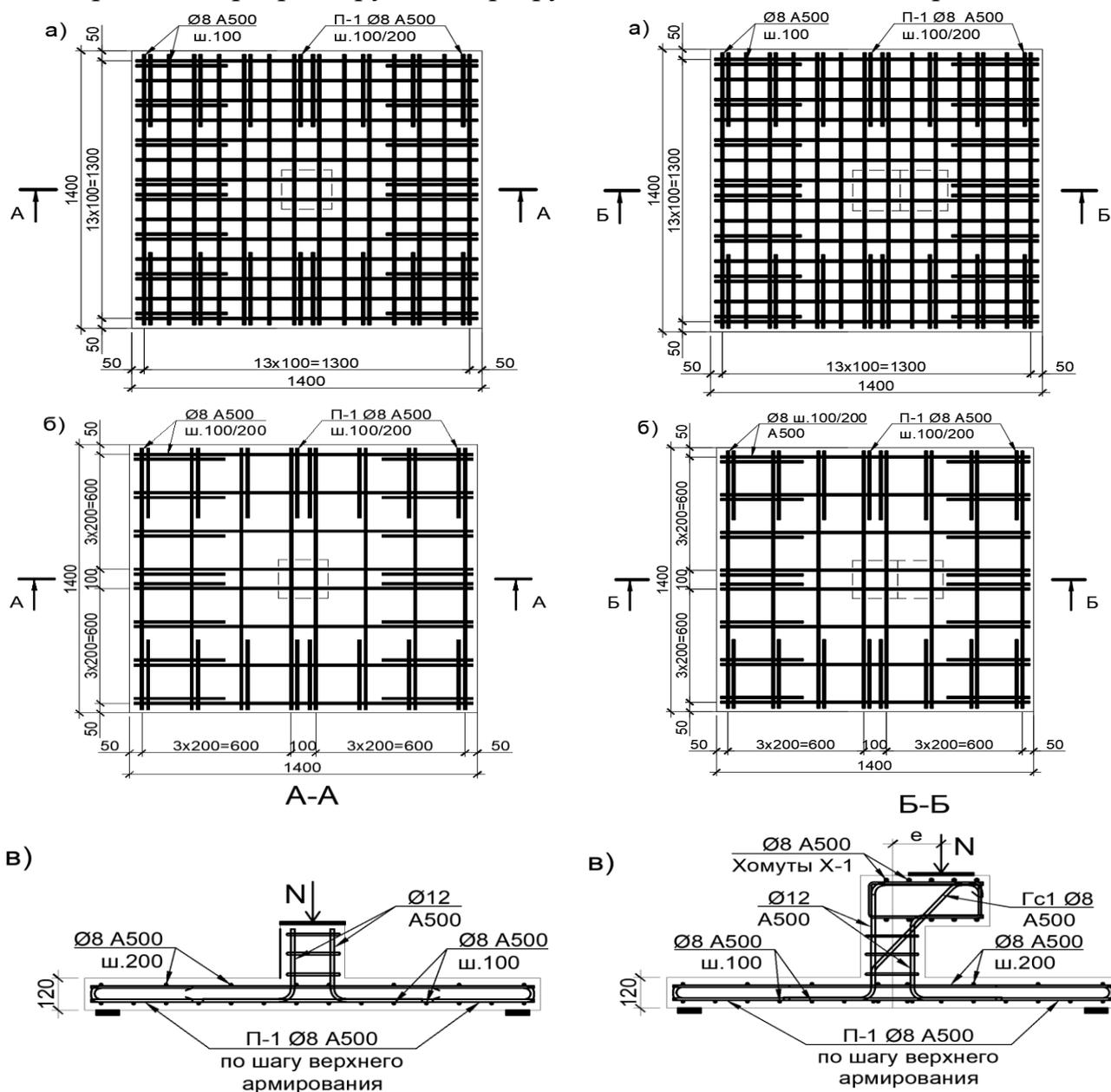


Рисунок 1.1 – Размеры и армирование образцов с центральным приложением нагрузки – а) план нижнего армирования; б) план верхнего армирования; в) разрез А-А

Рисунок 1.2 – Размеры и армирование образцов с внецентренным приложением нагрузки (эксцентриситет  $e=150$  мм) – а) план нижнего армирования; б) план верхнего армирования; в) разрез Б-Б

Программа экспериментальных исследований включала в себя лабораторные испытания шести образцов, которые были разделены на две серии. Первая серия включала в себя три образца (ПРЦ-1, ПРЦ-2, ПРЦ-3), которые испытывались на действие продольной силы, приложенной в центре тяжести. Вторая группа также состояла из 3-х образцов (ПРВ-1, ПРВ-2, ПРВ-3) и имела форму оголовков колонн, позволяющую прилагать нагрузку с эксцентриситетом, воспроизводя

деформирование образцов под действием продольной силы и изгибающего момента. Нагружение образцов выполнялось через опорную стальную пластину. Габариты, армирование образцов из обеих групп показаны на рисунках 1.1, 1.2.

По результатам испытаний образцов на действие продольной силы, приложенной в центре тяжести (ПРц-1, ПРц-2, ПРц-3) получены графики прогибов до наступления продавливания и после него (см. рисунок 2). После наступления продавливания произошло падение давления в цилиндре нагрузочного устройства до уровня нагрузки в области 110 кН, давление в нагрузочном устройстве перестало падать. Была проведена выдержка образца под данной нагрузкой, после которой к нему повторно прикладывалось дополнительное давление и снимались показания (см. рисунок 2).

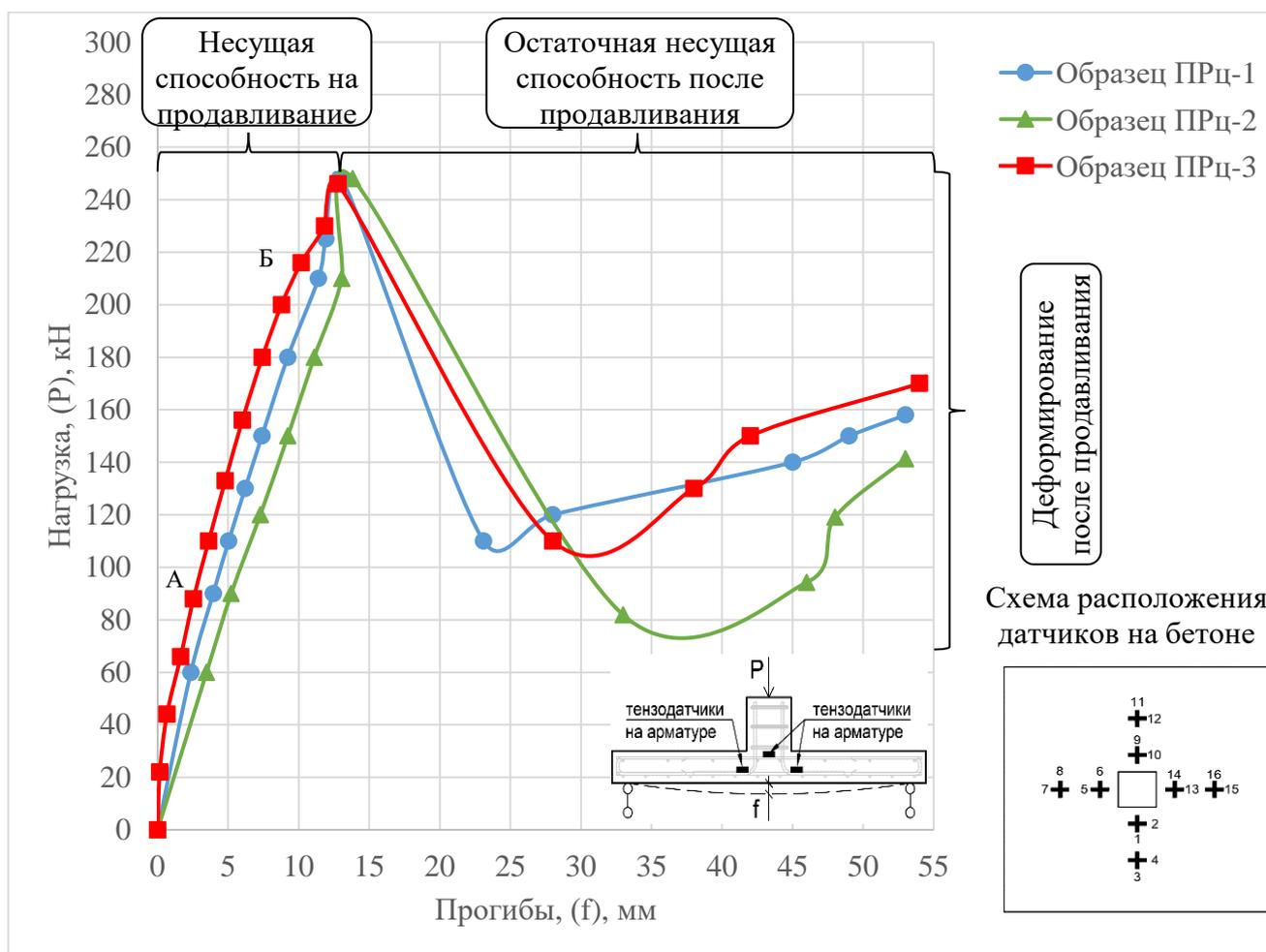


Рисунок 2 – Зависимость прогибов экспериментальных образцов от нагрузки при её центральном приложении

Получены данные по развитию деформаций в радиальном и тангенсальном направлении образцов до и после наступления продавливания. С учетом близкого характера деформирования выполнено осреднение полученных данных по каждому датчику. Установлено, что деформации в радиальном направлении (датчики 1,3,5,7,9,11,13,15) в 2-4 раза меньше, чем в тангенциальном направлении.

Радиальные деформации на ранних этапах нагружения (до точки А см. рисунок 3) показывают рост сжимающих деформаций. Ближе к моменту наступления продавливания (с точки Б см. рисунок 2) наблюдается уменьшение сжимающих деформаций, они начинают развиваться в другом направлении. По результатам оценки работы образцы в зоне остаточной несущей способности (см. рисунок 2) выявлено, что деформации бетона не превышают 30-50% от предельных деформаций до момента наступления продавливания. По данным датчиков, установленных на арматуре (см. рисунок 2), построены графики распределения напряжений в опытных образцах. После наступления продавливания наблюдалось падение давления в цилиндре до уровня порядка 110 кН. Дальнейший рост остаточной несущей способности узла сопряжения связан с перераспределением усилий с бетона на арматуру. По мере увеличения нагрузки, происходил активный рост прогибов узла. Арматурные стержни в растянутой зоне плитной части узла полностью переходили в стадию пластической работы, а стержни, которые испытывали сжатие до наступления продавливания, начинали работать на растяжение. Исчерпание несущей способности на данном этапе обуславливалось значительной деградацией бетона в зоне площадки продавливания. Аналогичная работа проведена для образцов с приложением продольной силы с эксцентриситетом (ПРв-1, ПРв-2, ПРв-3). Построены графики развития прогибов образцов до и после наступления продавливания (см. рисунок 3).

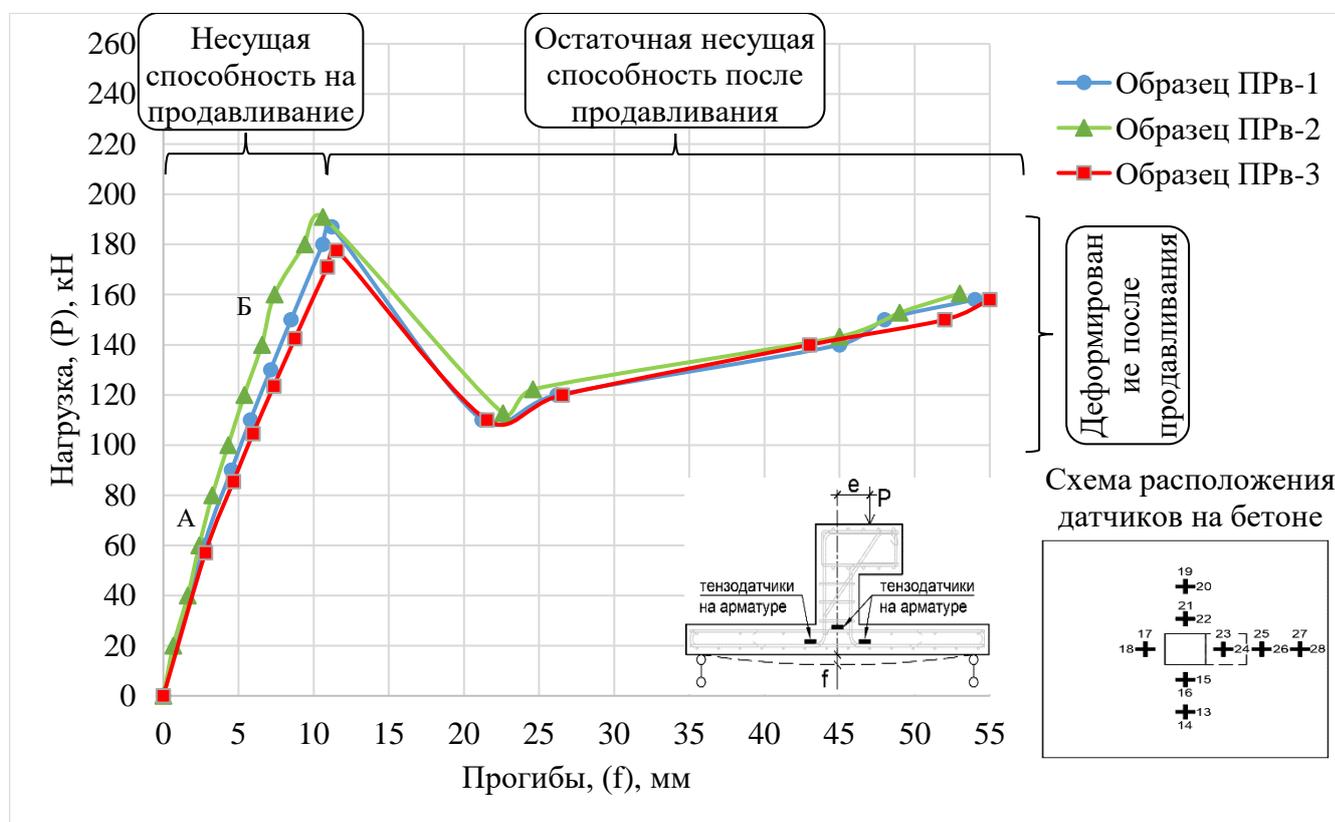


Рисунок 3 – Зависимость прогибов экспериментальных образцов от нагрузки при её внецентренном приложении

С учетом наличия эксцентриситета приложения продольной силы выявлено, что наибольшие деформации в радиальном направлении наблюдаются у датчиков, расположенных под консольным участком (датчики 24,26,28 см. рисунок 3), а в тангенсальном направлении наибольшие деформации фиксировались у датчиков из плоскости действия момента (датчики 13,15,20,22 см. рисунок 3). Установлено, что деформации в радиальном направлении в среднем в 1,5-2 ниже, чем в тангенсальном. По мере приближения к максимальному уровню нагружения все стержни в растянутой области достигали своего предела упругости и переходили в зону пластической работы.

Установлено, что разрушающая нагрузка при центральном нагружении в среднем на 24%, чем при приложении нагрузки с эксцентриситетом. Полученные экспериментальные данные могут быть использованы при моделировании напряженно-деформированного состояния каркасов зданий с учетом наличия локальных повреждений узлов, накопленных при эксплуатации.

**В третьей главе** предложена методика оценки несущей способности узла сопряжения колонны и плиты при наличии начальных повреждений плиты и инициации продавливания с изгибом. Считаем, что разрушение происходит по поверхности объемной фигуры, образующейся при развитии локальных повреждений. Исходные предпосылки по наличию локальных повреждений показаны на рисунке 4.

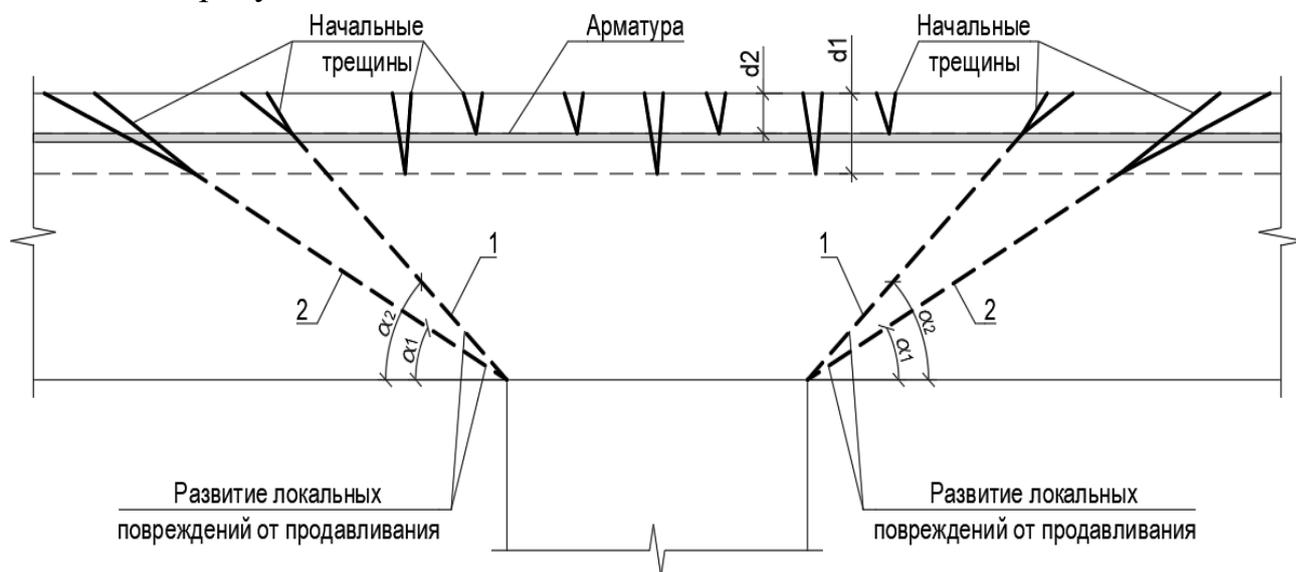


Рисунок 4 – Схема узла с локальными повреждениями 1,2-сценарии разрушения от продавливания  $\alpha_1, \alpha_2$  – углы наклона пирамиды продавливания;  $d_1, d_2$  – уровни повреждений бетона, учитываемые при оценке несущей способности на продавливание

В общем случае, поверхность этой фигуры криволинейна, но для инженерных расчетов криволинейную поверхность можно заменить системой плоскостей П1...П4, НП1...НП4 (см. рисунок 5).

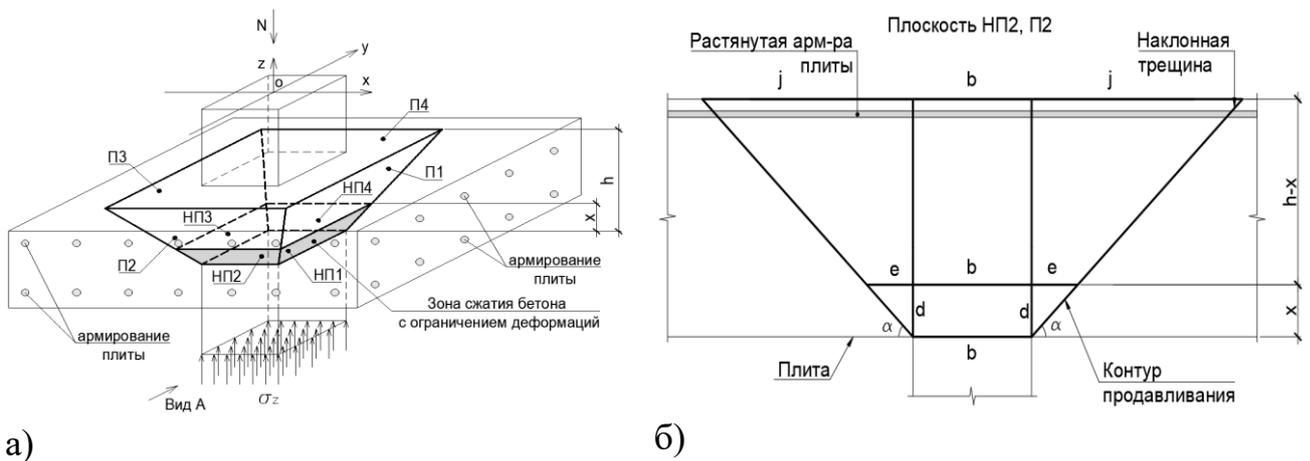


Рисунок 5 - К расчету узла на продавливание с учетом локальных повреждений при центральном нагружении: объемная фигура (а), вид А (б)

Рассмотрим узел сопряжения плиты толщиной  $h$ , продавливаемого вертикальной колонной габаритами  $b \times b$  (см. рисунок 5). Тогда несущая способность узла сопряжения на продавливание при наличии сосредоточенной нагрузки без изгибающих моментов будет складываться из несущей способности по плоскостям  $\Pi_i$ ,  $\text{НП}_i$  объемной фигуры:

$$F_{b,ult} = \sum_{i=1}^4 (A_{\text{НП}_i} \cdot R_{sh} + \theta \cdot A_{\Pi_i} \cdot R_{sh}) \quad (1)$$

Где  $A_{\text{НП}_i}$  – площадь наклонных плоскостей  $\text{НП}_1 \dots \text{НП}_4$  в сжатой зоне узла при работе в условиях продавливания;  $R_{sh}$  – когезионная прочность бетона, определяемая для граней усеченного контура с учетом стеснения ортогональных деформаций;  $A_{\Pi_i}$  – площадь наклонных плоскостей  $\Pi_1 \dots \Pi_4$  в растянутой зоне узла при работе в условиях продавливания; для граней  $\Pi_1 \dots \Pi_4$   $R_{sh} = R_{bt}$  при отсутствии стеснения;  $\theta$  – коэффициент учета снижения площади наклонной поверхности ( $\Pi_1 \dots \Pi_4$ ) с учетом наличия повреждений. Данный коэффициент может быть представлен как соотношение площадей:

$$\theta = \frac{\sum_{i=1}^4 (A_{\Pi_i} - A_{\Pi_i,dam})}{\sum_{i=1}^4 A_{\Pi_i}} \quad (2)$$

$A_{\Pi_i,dam}$  – площадь наклонных плоскостей  $\Pi_1 \dots \Pi_4$  с учетом образования локальных повреждений в растянутой зоне узла при работе в условиях продавливания. При действии сосредоточенной нагрузки без изгибающего момента данный коэффициент изменяется в пределах 0,85-0,90.

Площади наклонных поверхностей определяются с учетом геометрии объемной фигуры продавливания. Площади поверхностей зависят от угла наклона трещины и угла наклона между гранями. В частном случае считаем, что угол наклона между

гранями ( $\beta$ ) остается постоянным и равным  $45^\circ$ . Тогда площадь наклонных плоскостей НП1...НП4 будет равна:

$$A_{НП1} = \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot b + 2 \cdot e) \cdot d \quad (3)$$

где  $b$  – длина контура опорной части (см. рисунок 5б);  $e$  – участок верхнего основания грани трапеции, по которой происходит продавливание;  $d$  – высота, проведенная к большему основанию грани-трапеции, по которой происходит продавливание.

Габариты  $e$ ,  $d$ ,  $j$ ,  $f$  для вычисления площадей поверхностей, показанных на рисунке 6б определяются, задаваясь различными значениями угла наклона пирамиды продавливания ( $\alpha$ ):

$$\sin(\alpha) = \frac{x}{d} \rightarrow d = \frac{x}{\sin(\alpha)} \quad f = \frac{h-x}{\sin(\alpha)} \quad \operatorname{tg}(\alpha) = \frac{e}{x} \rightarrow e = x \cdot \operatorname{tg}(\alpha) \quad (4)$$

$$j = h \cdot \operatorname{ctg}(\alpha)$$

$j$  – участок верхнего основания грани трапеции в растянутой зоне, по которой происходит продавливание;  $f$  – высота, проведенная к большему основанию грани-трапеции в сжатой зоне, по которой происходит продавливание.

Здесь  $x$  – высота сжатой зоны, которая определяется из условия равновесия в нормальном сечении плиты у опорной зоны. Площадь ортогональных граней П1...П4 будет вычисляться как:

$$A_{Пi} = \frac{1}{2} \cdot [(b + 2 \cdot e) + (b + 2 \cdot j)] \cdot f \quad (5)$$

Когезионную прочность можно определять с учетом фактического напряженного состояния узла сопряжения через прочность бетона на растяжение:

$$R_{sh} = 2 \cdot R_{bt} \cdot k \quad (6)$$

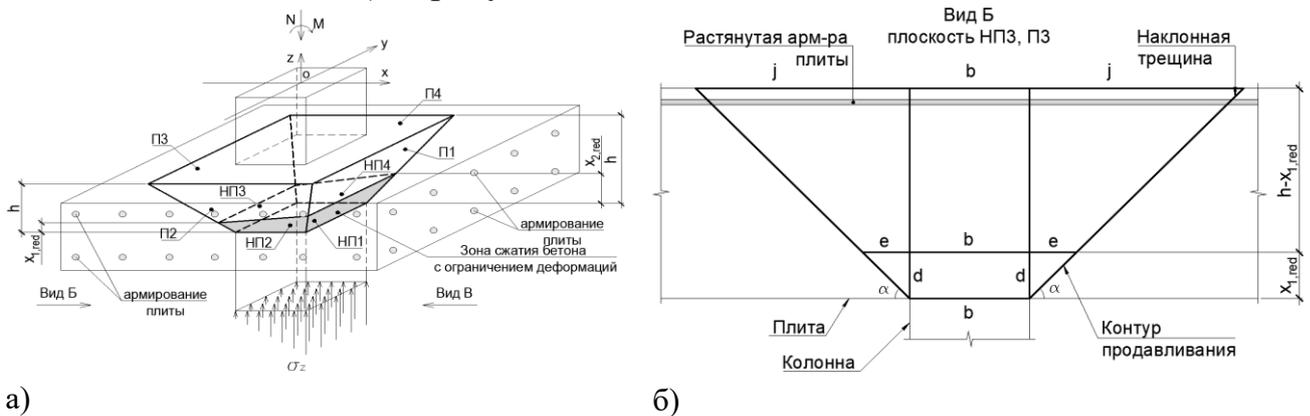
где коэффициент  $k$  отражает увеличение когезионной прочности или прочности сцепления бетона в зависимости от степени ограничения его деформаций:

$$k = \sqrt{\frac{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2}{\sigma_b^2}} \quad (7)$$

Где  $\sigma_1 - \sigma_3$  – главные напряжения;  $\sigma_b$  – напряжения при осевом сжатии в предельном случае равное  $R_b$ . В случае отсутствия стеснения деформаций бетона  $R_{sh} = 2 \cdot R_{bt}$ , при учете ограниченного бетона по результатам численных экспериментов в объемной постановке  $k$  можно принимать равным от 1,05 до 1,6.

При наличии изгибающего момента в главной плоскости напряжения на гранях перпендикулярных этой плоскости становятся существенно неодинаковыми. Например, при действии момента по часовой стрелке в плоскости ZOX на рисунке

ба, бб напряжения на гранях П1, НП1 будут больше, чем на гранях П3 и НП3. Аналогичное распределение напряжений будет для момента, действующего в плоскости ZOY. Неравномерно напряженными также будут и остальные грани. Объемная фигура продавливания сопротивляется боковыми и торцевыми гранями. При этом под боковыми гранями подразумеваем грани, которые находятся из плоскости действия изгибающего момента, а под торцевыми - в плоскости действия изгибающего момента (см. рисунок ба, бб).



а) б)  
Рисунок 6 - К расчету узла на продавливание с учетом локальных повреждений при наличии изгибающего момента: объемная фигура (а), вид Б (б)

Тогда предельную несущую способность:

$$M_{b,ult} = M_1 + M_2 \quad (8)$$

$M_1$  – момент воспринимаемый боковыми гранями (П2, П4, НП2, НП4) из плоскости действия изгибающего момента (см. рисунок ба, бб);  $M_2$  – момент, воспринимаемый торцевой гранью (П1, П3, НП1, НП3) по направлению действия изгибающего момента (см. рисунок ба, бб);

$$M_1 = R_{sh} \cdot (W_{HHS} + W_{HHS}) + R_{sh} \cdot (W_{HS} + W_{HS}) \quad (9)$$

$W_{HHS}$  - моменты сопротивления наклонных граней в сжатой зоне (плоскостей НП1 и НП3 по рисункам бб);  $W_{HS}$  - моменты сопротивления наклонных граней в растянутой зоне (плоскостей П1 и П3 по рисункам бб);

Минимальную величину можно принять  $R_{sh} = R_{bt}$ , а если учитывать стеснение деформаций, то по формуле 6;

$$W_{HHS} = \frac{J_{HHS}}{m} \quad (10)$$

$m$  – расстояние до наиболее сжатой грани;  $J_{HS}, J_{HHS}$  - моменты инерции торцевых граней;

$$M_2 = Q_{HHi} \cdot (b + 2 \cdot e) + Q_{Hi} \cdot (b + 2 \cdot j) \quad (11)$$

где  $Q_{HHi}, Q_{Hi}$  - поперечная сила, воспринимаемая наиболее растянутыми гранями (НП3 и П3 по рисункам ба, бб) в плоскости действия изгибающего момента:

$$Q_{HHi} = R_{sh} \cdot A_{HHi,M} \quad (12)$$

$$Q_{Pi} = R_{sh} \cdot A_{Pi,M} \quad (13)$$

$A_{HP,M}, A_{Pi,M}$  - площадь поверхностей растянутой зоны в плоскости действия изгибающего момента (плоскость НП3, П3 по рисунку ба, бб)

При этом аналогично с подходом действующих нормативных документов вводится ограничение на вклад изгибающих моментов в предельную несущую способность на продавливание. Так как разрушение узла сопряжения колонны и безбалочной плиты перекрытия не может произойти только от изгибающих моментов, а происходит главным образом ввиду воздействия продольной силы, то необходимо, чтобы отношение моментов не превышало неравенство, указанное в СП 63.13330.2018 п. 8.1.49. Основываясь на экспериментальных испытаниях образцов с центральным приложением продольной силы проведенных в настоящей работе и данных других авторов был проведен анализ трещинообразования и вероятного характера разрушения рассматриваемых узлов. В результате было выделено два уровня развития повреждений, которые целесообразно учитывать при расчете как наиболее вероятные при эксплуатации в безбалочных узлах сопряжения колонны и плиты перекрытия.

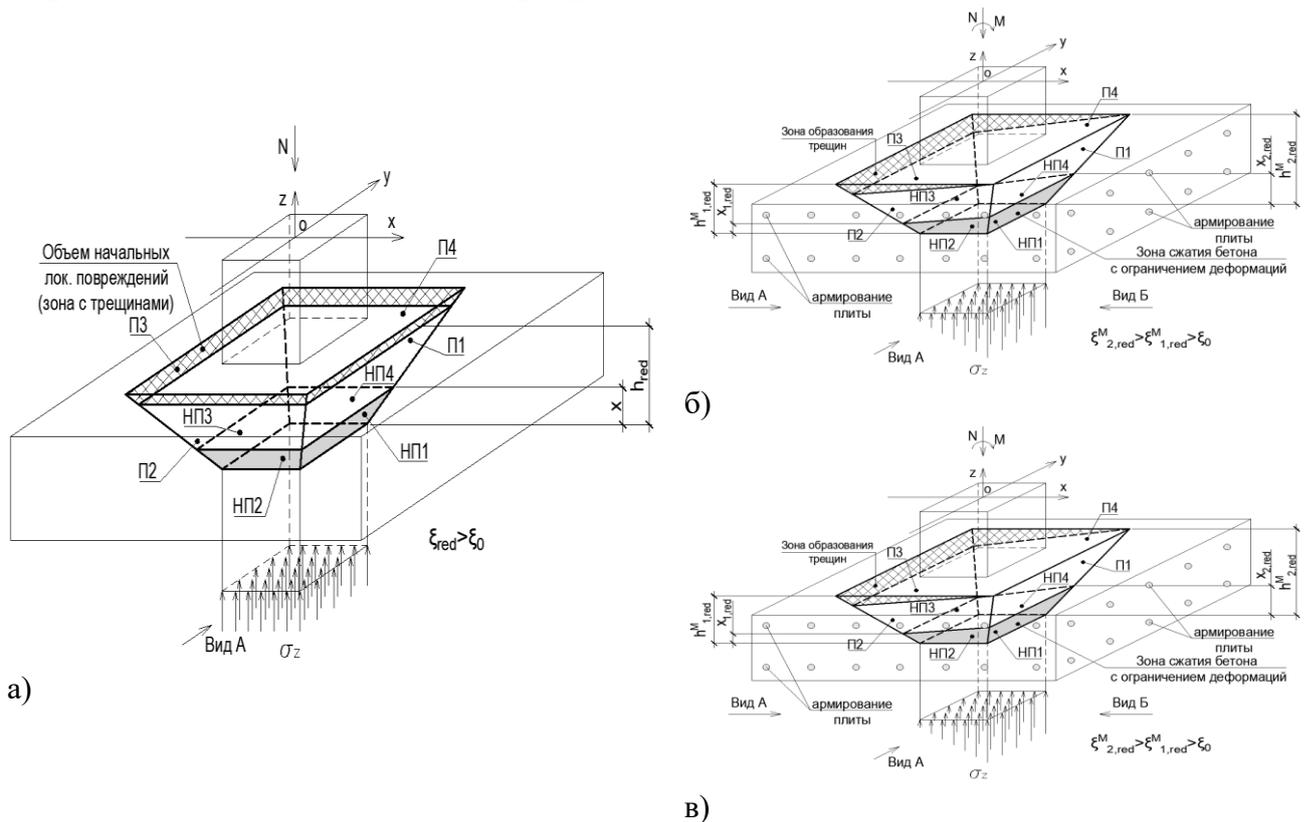


Рисунок 7 –Схема к расчету узла при центральном нагружении с начальными повреждениями в узле 1-ого уровня  $\xi_{red} > \xi_0$ , где  $\xi_{red}$  –относительная высота сжатой зоны с локальными повреждениями;  $\xi_0$  –относительная высота сжатой зоны без локальных повреждений (а); распределение нормальных напряжения при наличии изгибающего момента с повреждениями первого и второго уровня грани П3 в узле продавливания (б); вид Б (в)

Предполагаем, что первый уровень развития повреждений определяется раскрытием, развитием имеющихся и образованием новых нормальных, радиальных

трещин, а также образованием тангенсальных трещин. При этом тангенсальные трещины находятся в растянутой зоне плиты вокруг колонны, образуя начальный контур продавливания и имеют большую ширину и раскрытия, чем радиальные. При проведении испытаний и обзоре литературы установлено, что данная картина трещинообразования может соответствовать достижению нагрузки равной 0,4-0,65 от предельного продавливающего усилия. Этот уровень в целом соответствует напряженно-деформированному состоянию узла в точке А с учетом накопления повреждений в процессе эксплуатации (см. рисунки 2,3). В случае определения несущей способности на продавливание по предложенной методике исключаем влияние данного участка бетона на несущую способность при развитии механизма продавливания. Более интенсивное трещинообразование в тангенсальном направлении в зоне контура продавливания учитываем повышением зоны повреждений в данной области. В случае определения несущей способности на продавливание исключаем влияние данных участков на предельную несущую способность (см. рисунок 7а). Тогда с учетом данного исключения площадь растянутых граней (П1...П4) объемной фигуры продавливания будет равна:

$$A_{\Pi, \text{dam}} = 0,9 \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot 0,1 \cdot (h - x) + 2 \cdot 0,05 \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot 0,2 \cdot (h - x) + 2 \cdot (j - e) \cdot 0,05 \cdot (h - x) \quad (14)$$

Второй уровень повреждений может быть связан с интенсивным раскрытием образовавшихся радиальных и тангенциальных трещин. При проведении испытаний и обзоре литературы установлено, что данная схема трещинообразования может соответствовать нагрузке равной 0,65-0,90 от предельного продавливающего усилия, возникающего при эксплуатационных перегрузках или иных воздействиях. Этот уровень в целом соответствует напряженно-деформированному состоянию узла в точке Б с учетом накопления повреждений в процессе эксплуатации (см. рисунки 2,3). В случае определения несущей способности на продавливание исключаем влияние поврежденного участка бетона (см. рисунок 7).

$$A_{\Pi, \text{dam}} = 0,8 \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot 0,2 \cdot (h - x) + 2 \cdot 0,1 \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot 0,3 \cdot (h - x) + 2 \cdot (j - e) \cdot 0,1 \cdot (h - x) \quad (15)$$

Основываясь на проведенных испытаниях по работе узлов сопряжения на продавливание с изгибом и выше приведенной методике, также вводятся 2 уровня развития локальных повреждений. С учетом развития дополнительных трещин в плоскости действия изгибающего момента предполагается дополнительное увеличение площади повреждений на наиболее растянутой грани (на грани П3). В рамках инженерной методики, снижение несущей способности по боковым граням (П2 и П4 по рисунку 7б) не учитывается.

Таким образом формула (8) преобразуется к виду:

$$M_{b,ult} = M_1 + M_{2,dam} \quad (16)$$

$M_{2,dam}$  – момент, воспринимаемый поврежденной от действия изгибающего момента торцевой гранью по направлению действия изгибающего момента:

$$M_{2,dam} = Q_{H\Pi i} \cdot (b + 2 \cdot e) + Q_{\Pi i} \cdot (b + 2 \cdot j) \quad (17)$$

где  $Q_{dam}$  – поперечная сила, воспринимаемая наиболее растянутыми гранями в плоскости действия изгибающего момента:

$$Q_{dam} = R_{sh} \cdot A_{H\Pi, M} + R_{sh} \cdot (A_{\Pi, i} - A_{\Pi, i, dam} - A_{\Pi M i, dam}) \quad (18)$$

$A_{\Pi, i}$  – площадь поверхностей более растянутой грани в плоскости действия изгибающего момента повреждений;  $A_{\Pi, i, dam}$  – площадь повреждений более растянутой грани в плоскости действия изгибающего момента повреждений, полученных в результате действия продольной силы (грань ПЗ, см. рисунок 7, 8). Вычисляется в зависимости от уровня повреждений по формулам 13, 14;  $A_{\Pi M i, dam}$  – площадь повреждений более растянутой грани в плоскости действия изгибающего момента повреждений, полученных в результате действия изгибающего момента (грань ПЗ, см. рисунок 7б, 7в).

При наличии повреждений от изгибающего момента 1-го уровня площадь более растянутой грани с учетом повреждений от продавливания находится по формуле:

$$A_{\Pi i, M, dam} = 0.1 \cdot h \cdot (b + 2 \cdot j) \quad (19)$$

При наличии повреждений от изгибающего момента 2-го уровня площадь более растянутой грани с учетом повреждений от продавливания находится по формуле:

$$A_{\Pi i, M, dam} = 0.15 \cdot h \cdot (b + 2 \cdot j) \quad (20)$$

Кроме того, при проверке по формуле учитывается влияние повреждений, возникающих от действия сосредоточенной силы. Таким образом несущая способность на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающего момента с учетом локальных повреждений имеет вид:

$$F_{b,ult,dam,M} = \sum_{i=1}^3 \left( A_{H\Pi i} \cdot R_{sh} + (A_{\Pi i} - A_{\Pi i, dam}) \cdot R_{sh} \right) + A_{H\Pi, M} \cdot R_{sh} + (A_{\Pi, i} - A_{\Pi, i, dam} - A_{\Pi, i M, dam}) \cdot R_{sh} \quad (21)$$

**В четвертой главе** методом конечных элементов в ПК Simulia Abaqus выполнялись расчеты моделей испытанных узлов сопряжения колонны и плиты перекрытия, а также монолитных каркасов при аварийном воздействии и различных сценариях начальных локальных повреждений.

При моделировании использовались диаграммы деформирования материалов (см. рисунки 8а, 8б), полученные с учетом данных из испытаний и нормативных документов (см. таблицу 1). Работа бетона моделировалась с помощью модели

Concrete Damage Plasticity (CDP). В качестве критерия разрушения в модели CDP реализован модифицированный критерий Druker–Prager.

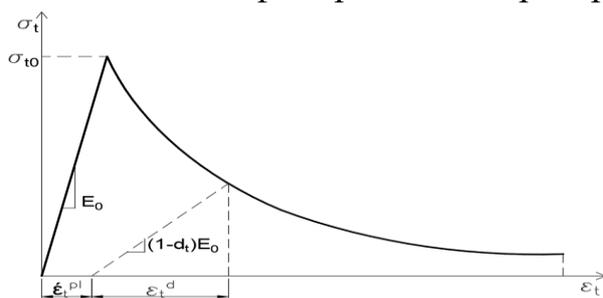


Рисунок 8а - Общий вид диаграммы деформирования бетона при растяжении в модели CDP

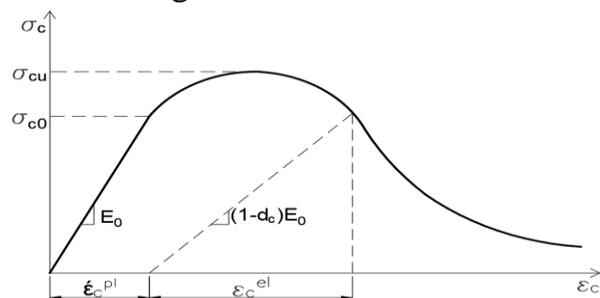


Рисунок 8б - Общий вид диаграммы деформирования бетона при сжатии в модели CDP

Таблица 1 – Характеристики материалов, используемые при численном моделировании

Характеристики бетона для КЭ моделей узлов (ПРЦ-1...ПРВ-3)	Характеристики бетона для КЭ моделей узлов (ПРЦ-1...ПРВ-3)	Характеристики арматуры для КЭ моделей узлов (ПРЦ-1...ПРВ-3)
$R_b = 22,7$ МПа	$R_{bt} = 1,9$ МПа	$R_s = 451$ МПа
$\varepsilon_{b1} = 0,0007$	$\varepsilon_{btu} = 0,0001$	$\varepsilon_{s1} = 0,00226$
$\varepsilon_{bu} = 0,002$		$\varepsilon_{s,ult} = 0,025$
Характеристики бетона для КЭ моделей монолитных каркасов	Характеристики бетона для КЭ моделей монолитных каркасов	Характеристики арматуры для КЭ моделей монолитных каркасов
$R_b = 18,5$ МПа	$R_{bt} = 1,55$ МПа	$R_s = 500$ МПа
$\varepsilon_{b1} = 0,0004$	$\varepsilon_{btu} = 0,0001$	$\varepsilon_{s1} = 0,00238$
$\varepsilon_{bu} = 0,002$		$\varepsilon_{s,ult} = 0,025$

Установлено, что принятые в численном моделировании подходы и алгоритмы корректно воспроизводят деформирование образцов, различие между экспериментальными и расчетными данными не превышают 10-15%.

Реализован подход с уровневой детализацией элементов расчетной модели на примере несущей системы монолитного девятиэтажного здания с нерегулярной структурой. Поскольку узлы сопряжения колонны и плиты перекрытия, описанные только пластинчатыми элементами, недостаточно точно моделируют деформации узлов при наличии в них локальных повреждений, для бетона использовались объемные конечные элементы, а арматура описывалась пространственными стержневыми элементами. Участки плиты перекрытия, находящиеся на удалении от зоны локального разрушения при аварийном воздействии, моделировались конечными элементами типа оболочки. В приопорных зонах с объемными элементами повреждения моделировались путем удаления конечных элементов бетона в соответствии с предложенными уровнями повреждений (см. рисунок 9). При моделировании повреждений принято допущение, что повреждения

равномерно распределены по всему контуру пилона, который по своему сложному напряженному состоянию занимает промежуточное положение между колонной и стеной.

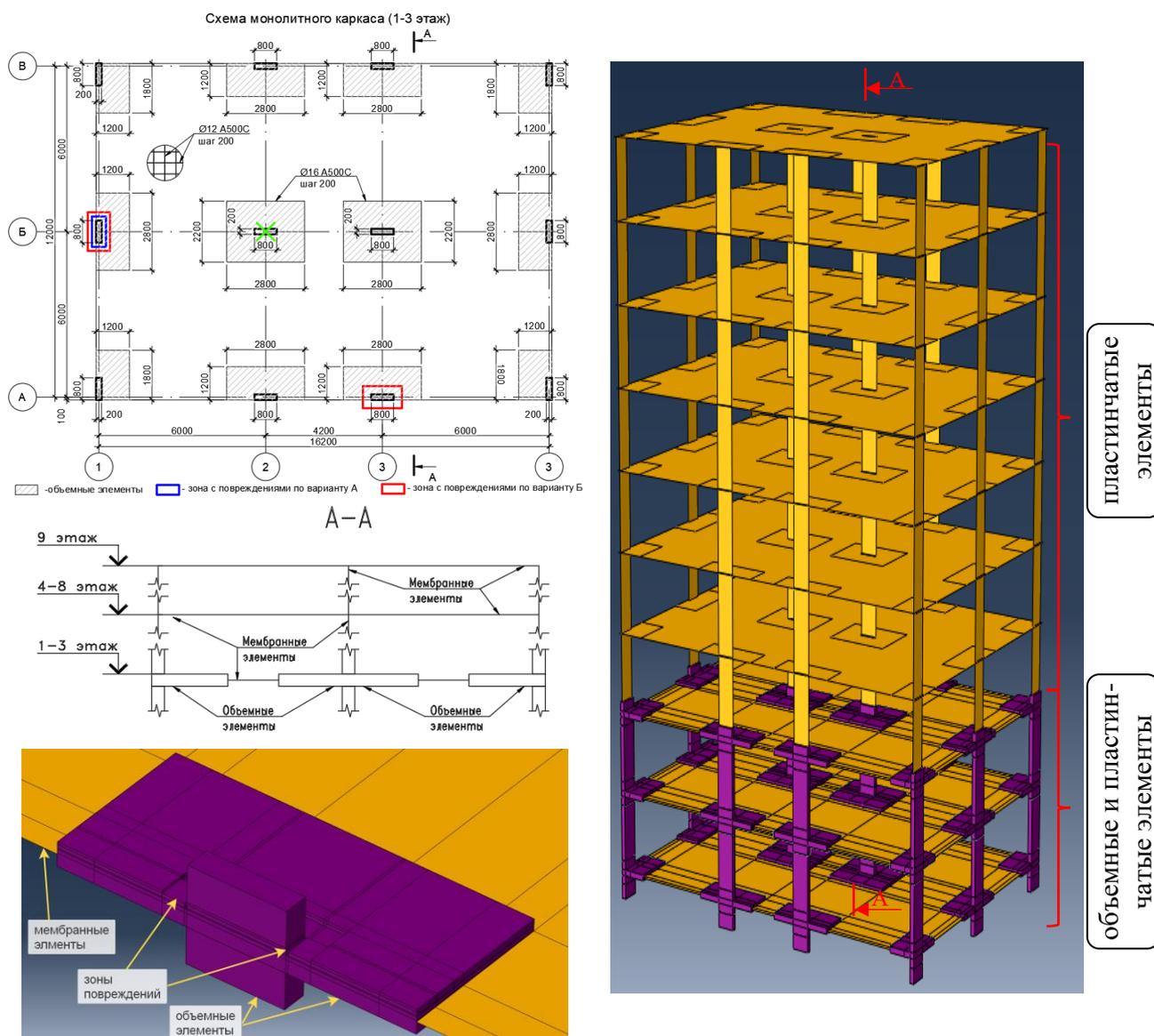


Рисунок 9 – Принципиальная схема конечно-элементного моделирования исследуемого фрагмента монолитного каркаса

Переходной динамический процесс рассчитывался с помощью метода прямого шагового интегрирования с учетом конструкционного демпфирования элементов системы по Релею. Аварийная ситуация моделировалась путем снижения до нуля за короткий промежуток времени равнодействующей опорных реакций, приложенных в опорной зоне пилона Б/2 (см. рисунок 9). Для принятого каркаса были рассмотрены 3 сценария аварийной ситуации, связанной с удалением пилона в осях Б/2: без наличия локальных повреждений, моделированием повреждений в зоне пилона Б/1 (Вариант А) и повреждений в зоне пилонов Б/1 и А/3 (Вариант Б)

По результатам проведенных расчетов были получены графики перераспределения максимальных продольных усилий в пилонах для систем с локальными повреждениями и без них. На стадии эксплуатации различие усилий

для каркасов без повреждений и с повреждениями не превышает 3%, таким образом наличие данных повреждений не оказывает существенного влияния на работу системы. Различия в перераспределении усилий наблюдаются при возникновении аварийной ситуации. Наибольшие различия в перераспределении усилий наблюдается для угловых и торцевых пилонов (см. таблицу 2). Коэффициенты динамического догружения продольным усилием в пилонах показаны в таблице 2 и вычислялось по следующей формуле:

$$\Delta = \frac{(Fz_{повр.} - Fz_{без повр.})}{Fz_{без повр.}} \cdot 100\% \quad (22)$$

$Fz_{без повр.}$  – опорная реакция на последнем шаге расчета каркаса без начальных повреждений;  $Fz_{повр.}$  – опорная реакция на последнем шаге расчета каркаса с начальными повреждениями.

Таблица 2 – Изменение догружения продольной силой в зависимости от начальных повреждений

	Положение пилон в плане (оси)			
	В/1	В/2	В/3	В/4
$\Delta$ по (21)	-31,7%	-7,3%	9,0%	10,4%
$\Delta$	Б/1	Б/2	Б/3	Б/4
	65,1%	-	-9,7%	-14,8%
$\Delta$	А/1	А/2	А/3	А/4
	-32,1%	-7,1%	8,7%	11,1%

Из таблицы видно, что наличие начальных повреждений приводит к увеличению догружения пилонов в осях Б/1, А/3, В/3, В/4, А/4 на 8-65%.

Для получения данных по коэффициентам динамичности проводился дополнительный статический расчет каркасов без и с локальными повреждениями. Данные по коэффициентам динамичности представлены в таблице 3.

Таблица 3 – Изменение коэффициентов динамичности каркаса без повреждений и с повреждениями

	Положение пилон в плане (оси)			
	В/1	В/2	В/3	В/4
Коэффициент динамичности для системы без начальных повреждений $k_{дин, без повр}$ , то же с повреждениями $k_{дин, повр}$	1,88 / 1,41	1,30 / 1,33	1,78 / 1,84	1,70 / 2,06
$k_{дин, без повр} / k_{дин, повр}$	Б/1	Б/2	Б/3	Б/4
	1,17 / 1,39	-	0,98 / 0,95	1,85 / 1,79
$k_{дин, без повр} / k_{дин, повр}$	А/1	А/2	А/3	А/4
	1,88 / 1,40	1,31 / 1,34	1,78 / 1,83	1,68 / 2,06

Расчет проводился при удалении пилон Б/2. По результатам выполненного статического расчета получены опорные реакции, которые использовались для вычисления коэффициентов динамичности, определяемых как отношение

продольных усилий, полученных в динамической к усилиям, полученным по статической постановке. При наличии повреждений на 5-20% увеличиваются коэффициенты динамичности для угловых пилонов в осях А/4, В/4 и торцевых пилонов А/3, В/3. Таким образом возникает опасность их разрушения. На остальных участках коэффициенты динамичности практически не изменились.

## **ЗАКЛЮЧЕНИЕ**

1. Выполнено исследование силового сопротивления монолитных железобетонных каркасов зданий при наличии локальных повреждений от продавливания и изгиба при эксплуатации и аварийных расчетных ситуациях.

2. Разработана и экспериментально верифицирована методика расчета несущей способности узлов соединения плит перекрытий и колонн с учётом локальных повреждений от продавливания, накопленных в период эксплуатации, позволяющая выполнять оценку силового сопротивления зданий и сооружений при нормальной эксплуатации и возникновении аварийных ситуаций.

3. Предложена расчетная схема для анализа несущей способности узла сопряжения колонны и плиты перекрытия в виде системы плоскостей среза, условно описывающая механизм деформирования и разрушения при наличии локальных повреждений различного уровня.

4. Выполнено испытание узлов сопряжения колонны и плиты при центральном нагружении, в ходе которых установлена продольная сила, соответствующая предельному состоянию узла сопряжения колонны и плиты перекрытия без локальных повреждений.

5. Выполнено испытание моделей при внецентренном нагружении узлов сопряжения колонны и плиты. По результатам испытаний установлено, что предельная продольная сила при внецентренном приложении нагрузки на 24% ниже, чем при центральном приложении.

6. Выявлено, что локальные повреждения первого и второго уровня в узле сопряжения колонны и плиты перекрытия снижают несущую способность этого узла на 5-15 % и могут инициировать процесс прогрессирующего разрушения каркасов зданий при устранении колонны из расчетной схемы.

7. Численное моделирование монолитного каркаса многоэтажного здания при различном уровне детализации его элементов с учетом нескольких сценариев начальных локальных повреждений позволило расчетным путем установить, что наличие повреждений в узлах приводит к увеличению напряжений на 10-15% на угловых и торцевых участках плиты в зоне локализации аварийного воздействия (устранения колонны), что может вызвать прогрессирующее разрушение при повреждениях плиты от продавливания.

8. Анализ сценариев начальных локальных повреждений узлов сопряжения колонны и плиты перекрытия при аварийном удалении одной из колонн показал, что комбинация повреждений в смежных узлах по диагонали от удаляемой колонны, наиболее опасна.

9. Предложен подход к численному моделированию монолитных каркасов многоэтажных зданий с безбалочными перекрытиями, включающий комбинированное использование схем из объемных элементов для узловых соединений и оболочечных фрагментов для несущих конструкций, что позволяет получать подробную информацию о напряженно-деформированном состоянии и выявлять новые закономерности деформирования железобетонных элементов.

## **РЕКОМЕНДАЦИИ И ПЕРСПЕКТИВЫ ДАЛЬНЕЙШЕГО РАЗВИТИЯ ТЕМЫ**

- исследование влияния сценариев начальных локальных повреждений первого и второго уровня как в пределах одного этажа, так и на разных этажах;
- исследование влияния повреждений в группе вертикальных элементов на перераспределение напряжений в монолитных каркасах;
- исследование методов усиления и восстановления несущей способности узловых соединений, надежности и долговечности конструктивных систем зданий.

## **СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ**

### **Публикации в изданиях, включенных в Перечень рецензируемых научных изданий:**

1. Алексейцев, А.В. Несущая способность аварийно догружаемых железобетонных колонн с начальными несовершенствами / А.В. Алексейцев, Н.С. Курченко, М.Д. Антонов, Д.В. Морозова // Строительство и Реконструкция. – 2022. - №6(104). – С. 104-115.

2. Алексейцев, А. В. Динамика безбалочных железобетонных каркасов сооружений при повреждениях плит продавливанием / А. В. Алексейцев, М. Д. Антонов // Строительство и реконструкция. – 2021. – №.4(96). – С. 23-34.

### **Статьи, опубликованные в журналах, индексируемых в международных реферативных базах Scopus, Web of Science и др.:**

3. Alekseytsev, A. V. Analysis of the Ultimate Loading on Concrete Beams in FEMAP NX Nastran / A. V. Alekseytsev, M. D. Antonov // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2022. – Vol. 197. – P. 13-20.

4. Alekseytsev, A. Dynamics of Reinforced Concrete Slab-Frame Structures with Punching Damages / Alekseytsev A., Antonov M., Kurchenko N. // Proceedings of

FORM 2022: Construction The Formation of Living Environment. – Cham: Springer International Publishing – 2022. – P. 33-43.

**Статьи, опубликованные в других научных изданиях:**

5. Антонов, М. Д. Анализ предельной несущей способности железобетонных балок в Femap Nastran / М. Д. Антонов, А. В. Алексейцев // Строительство и застройка: жизненный цикл – 2020: Материалы V Международной (XI Всероссийской) конференции, Чебоксары, 25–26 ноября 2020 года. – Чебоксары: Общество с ограниченной ответственностью «Издательский дом «Среда», 2020. – С. 77-83.

6. Антонов, М. Д. Исследование узла монолитной плиты и колонны при повреждениях от продавливания / М. Д. Антонов, А. В. Алексейцев // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования - 2021: Сборник докладов Второй Национальной научной конференции, Москва, 08 декабря 2021 года. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2022. – С. 62-71.

7. Антонов, М. Д. Влияние накопленных повреждений бетона на несущую способность узловых соединений по условию продавливания / М. Д. Антонов, А. В. Алексейцев, Н. С. Курченко // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования – 2022: Сборник докладов Третьей Национальной научной конференции, Москва, 19 декабря 2022 года. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2023. – С. 24-27.

**Антонов Михаил Дмитриевич**

**СИЛОВОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЗДАНИЙ С БЕЗБАЛОЧНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ ПРИ ПОВРЕЖДЕНИЯХ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ ПЛИТЫ И КОЛОННЫ ОТ ПРОДАЛИВАНИЯ**

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

(технические науки)

Автореферат

диссертации на соискание ученой степени

кандидата технических наук

---

Подписано в печать

13.03.2025 г.

Усл. печ. л. – 1,5

Заказ №

Формат 60x90/16

Тираж 80 экз.

---

129110, Россия, г. Москва, Проспект Мира, д. 47, строение 1, помещение VI, ком.1,

ООО "АРМСИНГ"