

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ
ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ
«НАЦИОНАЛЬНЫЙ ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ МОСКОВСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ СТРОИТЕЛЬНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ»

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

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук, доцент
Алексейцев Анатолий Викторович

Москва - 2024

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	6
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ	11
1.1 Анализ разрушений зданий и сооружений. Нормативные документы	11
1.2 Работа монолитных каркасов с безбалочными плитами перекрытий при аварийных ситуациях.....	17
1.2.1 Механизмы по сопротивлению системы прогрессирующему обрушению и влияние на них положения удаляемого элемента.....	17
1.2.2 Работа узла сопряжения колонны и плиты в безбалочных перекрытиях до наступления продавливания.....	21
1.2.3 Работа узла сопряжения колонны и плиты после продавливания.....	31
1.2.4 Работа плиты перекрытия в арочной стадии.....	35
1.2.5 Влияние динамических эффектов на работу материалов при прогрессирующем разрушении.....	36
1.2.6 Работа плиты перекрытия в качестве висячей нити	38
1.3 Критерии особого предельного состояния при аварийной ситуации.....	41
1.3.1 Нормы РФ	41
1.3.2 Нормы США	42
1.4 Конечно-элементное моделирование систем при аварийных воздействиях	43
1.5 Несимметричные пролёты систем при аварийных воздействиях	47
Выводы по главе 1	49
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ КОЛОННЫ И ПЛИТЫ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ	50
2.1 Программа проведения эксперимента.....	50

2.2	Изготовление опытных образцов.....	51
2.3	Определение физико-механические характеристики материалов	55
2.3.1	Физико-механические характеристики бетона	55
2.3.2	Механические характеристики арматуры.....	57
2.4	Методика проведения экспериментальных исследований.....	60
2.5	Результаты испытаний образцов с центральным приложением продольной силы 63	
2.5.1	Трещинообразование и развитие прогибов	63
2.5.2	Относительные деформации бетона	67
2.5.3	Напряженно-деформированное состояние продольной арматуры плиты перекрытия.....	72
2.6	Результаты испытаний образцов с приложением продольной силы с эксцентриситетом.....	74
2.6.1	Трещинообразование и развитие прогибов.....	74
2.6.2	Относительные деформации бетона.....	78
2.6.3	Напряженно-деформированное состояние продольной арматуры плиты перекрытия.....	85
	Выводы по главе 2.....	87
	ГЛАВА 3. МЕТОДИКА РАСЧЕТА УЗЛА СОПРЯЖЕНИЯ КОЛОННЫ И ПЛИТЫ ПРИ НАЛИЧИИ ПОВРЕЖДЕНИЙ.....	88
3.1	Предпосылки к формированию методики расчета на продавливание с учетом локальных повреждений в зоне сопряжения колонны и плиты.....	88
3.1.1	Основные предпосылки расчетной методики на продавливание А.С. Залесова.....	88
3.1.2	Основные предпосылки расчетной методики по расчету стыков плиты и колонны Б.С. Соколова.....	89

3.1.3 Основные предпосылки расчетной методики на продавливание Н.Н. Трекина.....	92
3.2 Предлагаемая методика по учету локальных повреждений в том числе и от продавливания при расчете узла сопряжения колонны и плиты на продавливание	94
3.3 Пример расчета узла сопряжения колонны и плиты на продавливание с учетом локальных повреждений.....	106
Выводы по главе 3.....	109
ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ РАБОТЫ МОНОЛИТНОГО КАРКАСА ПРИ РАЗНОЙ СТЕПЕНИ ПОВРЕЖДЕНИЙ В УЗЛАХ СОПРЯЖЕНИЯ КОЛОННЫ И ПЛИТЫ	110
4.1 Цели и задачи численного исследования	110
4.2 Моделирование материалов в ПК SIMULIA Abaqus.....	110
4.2.1 Моделирование работы бетона	110
4.2.2 Моделирование работы арматуры	115
4.3 Описание конечно-элементных моделей для оценки напряженно-деформированного состояния узлов сопряжения колонны и плиты.....	116
4.4 Результаты численного моделирования напряженно-деформированного состояния экспериментальных образцов.....	117
4.4.1 Сравнение результатов численного моделирования с испытаниями образцов на действие продольной силы без изгибающего момента	117
4.4.2 Сравнение результатов численного моделирования с испытаниями образцов на действие продольной силы с изгибающим моментом.....	121
4.5 Напряженно-деформированное состояние узла при различных уровнях локальных повреждений.....	126
4.6 Моделирование железобетонных каркасов с повреждениями в узле сопряжения колонны и плиты.....	128

4.7	Анализ работы монолитного каркаса при разной степени повреждений приопорных узлов сопряжения.....	135
4.7.1	Анализ распределения усилий на вертикальные конструкции	135
4.7.2	Анализ работы приопорных участков плиты перекрытия при аварийном воздействии.....	142
4.7.3	Анализ работы пролетных участков плиты перекрытия при аварийном воздействии.....	153
	Выводы по главе 4.....	161
	ЗАКЛЮЧЕНИЕ	163
	СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	165
	ПРИЛОЖЕНИЕ А. ПРИМЕР РАСЧЕТА.....	181
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б. СВЕДЕНИЯ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	188

ВВЕДЕНИЕ

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 после аварийного воздействия в условиях переходных динамических процессов продавливания и изгиба. Сопротивление продавливанию и изгибу для конструктивных элементов сооружения и их узловых соединений с учетом перераспределения силовых потоков, вызванных динамическим догружением, 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 плоских железобетонных плит при продавливании занимались отечественные ученые: Болгов А.Н., Ватин Н.И., Гвоздев А.А., Залесов А.С., Коровин Н.Н., Кабанцев О.В., Сергеевский А.Д., Силантьев А.С., Качановского С.Г., Карпенко Н.И., Карпенко С.Н., Тамразян А.Г., Трекин Н.Н., Филатов В.Б., Фишерова М.Ф. и др.

Экспериментальными и теоретическими исследованиями железобетонных элементов при действии динамических нагрузок и воздействий занимались Аветисян Л.А., Бондаренко В.М., Жарницкий В.И., Крылов С.Б., Кумпяк О.Г., Мамин А.Н., Плевков В.С., Попов Г.И., Попов Н.Н., Плотников А.И., Расторгуев Б.С., Ржаницын А.Р., Савин С.Ю., Тамразян А.Г., Трекин Н.Н., Колчунов В.И., Федорова Н.В. и др.

Экспериментальных и теоретических исследований, посвященных работе узла сопряжения железобетонных элементов с повреждениями после удаления несущего элемента в результате аварийной ситуации, недостаточно. Возникает

необходимость в дополнительном изучении сопротивления узла сопряжения с учетом перераспределения силовых потоков в условиях 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.

Методология и методы исследования составляют:

- 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.

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 монолитных каркасов зданий, имеющих разную степень повреждений узлов сопряжения колонны и плиты от продавливания.

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

Структура диссертации. Диссертация состоит из введения, 4 глав, заключения и списка литературы. 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 пп. 1,3 Паспорта научной специальности 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения:

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

п.3 – развитие теории и методов оценки напряженного состояния, живучести, риска, надежности, 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.

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1 Анализ разрушений зданий и сооружений. Нормативные документы

С развитием научно-технического прогресса, растет количество зданий с многофункциональным и высоким уровнем архитектурной сложности, в совокупности с постоянным увеличением воздействий природного и техногенного характера, что приводит к усложнению решения задач по обеспечению их безопасности. Метод предельных состояний базовый метод, который применяется для оценки надежности строительных конструкций и систем. Но данный метод не предусматривает аварийные воздействия малой вероятности, такие как взрывы, столкновение транспорта с конструкциями, возникновение аварий на производстве и т.п. Такие аварийные воздействия могут привести к локальному отказу одного из несущих элементов, что в свою очередь может повлечь за собой прогрессирующее обрушение всей системы.

Необходимо отметить, что в мировой практике [75] существуют разные формулировки термина прогрессирующее обрушение. В данной работе принимается терминология действующего отечественного нормативного документа [42], в котором указано, что прогрессирующее обрушение- явление разрушения несущих строительных конструкций, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей вследствие локального разрушения. А аварийные воздействия –это непредусмотренные нормальной эксплуатацией воздействия, характеризующиеся малой вероятностью возникновения за время расчетного срока службы зданий и сооружений, которые могут вызвать потерю несущей способности несущих конструктивных элементов.

Впервые вопрос о устойчивости против прогрессирующего обрушения конструктивных систем при аварийных воздействиях был поднят после обрушения конструкций башни в Ронан-Пойнт в Лондоне в 1968 году. Значительное внимание данной проблеме было уделено после трагедии с обрушением башен Всемирного Торгового Центра в 2001 году [75].

В рамках данной работы, рассмотрены те аварии, которые произошли главным образом в результате нарушения нормальной работы безбалочных плит перекрытий в результате продавливания.

Наиболее характерная и связанная с темой данного исследования произошла при разрушении универмага Сампунг (Samroong) в Сеуле в Южной Корее в 1995 году. Здание представляло собой пятиэтажный железобетонный монолитный каркас с безбалочными перекрытиями. С момента ввода в эксплуатации до аварии, в результате которой здание было полностью разрушено, прошло не больше 5 лет. В результате проверки было установлено применение некачественных материалов плит перекрытий 4-го этажа и превышение предельно допустимой нагрузки в приопорных зонах в результате изменения функционального назначения. Это привело к продавливанию одной из колонн плиты перекрытия, что через некоторое время повлекло за собой поэтапное разрушение от продавливания соседних колонн и прогрессирующему обрушению конструкций универмага [93].

В 1997 году на парковке Pipers Row в Вольферхантоне в Великобритании произошло обрушение значительной части плиты перекрытия верхнего этажа. Причиной данной аварии стало разрушение от продавливания одной из колонн безбалочной плиты перекрытия.

Непосредственно перед аварией специалистами был выполнен осмотр парковки, в ходе которого были выявлены отклонения несущих конструкций от своего проектного положения, зоны с деградированным поврежденным бетоном и с локальной коррозией арматуры на данных участках. По результатам обследования было принято решение о приостановке эксплуатации автостоянки и даны рекомендации по проведению ремонтно-восстановительных работ. Однако ночью еще до начала проведения работ произошел локальный отказ одного из узлов сопряжения колонны и плиты, и обрушение большей части плиты перекрытия. К счастью, в ходе аварии не пострадали люди, а прогрессирующее обрушение всего здания было остановлено благодаря непрерывному армированию плиты перекрытия, которое предотвратило аварию, способную привести к разрушению всей парковки. [137]



Рисунок 1.1 - Авария универсама в Сампунге



Рисунок 1.2 – Обрушение конструкций парковки в Вольферхантоне



Рисунок 1.3 - Авария парковки в Гретенбархе



Рисунок 1.4 - Обрушение конструкций небоскреба в Северной Вирджинии

Другим показательным примером служит авария, произошедшая на подземной парковке в городе Гретенбарх в Швейцарии в 2004 году. Тогда в результате локального возгорания малой интенсивности произошло внезапное обрушение секции покрытия паркинга, которое было выполнено по технологии монолитного безбалочного перекрытия. По результатам обследования конструкций после аварии было установлено, что разрушение одного из опорных узлов сопряжения колонны и плиты от продавливания послужило одной из причин выхода из строя соседних приопорных зон и обрушению конструкций покрытия [120].

Стоит отметить, что нередко, ситуации с обрушением конструкций по причине продавливания происходили и на строительных площадках, ещё до ввода

здания в эксплуатацию [127, 131]. При этом основными причинами возникновения продавливания были локальные перегрузы приопорных участков, некачественные материалы, либо нарушение технологии строительства что приводило к возникновению и развитию зон локальных повреждений в приопорных участках.

Таким образом можно выделить различные факторы (силовые, технологические коррозионные, огневые), которые могут привести к возникновению повреждений и могут повлечь за собой снижение несущей способности узла сопряжения колонны и плиты на продавливание, тем самым увеличить риск возникновения прогрессирующего обрушения системы при аварийном воздействии (см. таблицу 1.1).

Таблица 1.1 - Классификация повреждений опорных узлов безбалочных перекрытий

Силовые факторы	Технологические	Коррозионные	Огневые
Образование в конструкциях трещин: - нормальных; - наклонных; - тангенсальных; - радиальных;	Образование в конструкциях дефектов: - полостей; - каверн; - нарушения защитного слоя; - в результате неправильного ухода за бетоном	В результате воздействия внешней среды возникают следующие виды коррозии: - физическая; - химическая; - электрохимическая;	В результате возникновения: - пожаров; - нарушения предусмотренных в проекте интервалов возникновения трещин

В данной работе основное внимание уделено повреждениям приопорных узлов сопряжения от силовых факторов, когда в результате локального превышения предельно-допустимой нагрузки или многократно повторяющихся воздействий происходит интенсивное образование радиальных и тангенсальных трещин.

Для обеспечения достаточной степени надежности в значительной части стран, в том числе и в Российской Федерации, были проанализированы множество работ посвященных проблеме прогрессирующего разрушения и работе конструкций при динамических воздействиях [9, 22, 28, 43, 50, 60, 63, 90, 128].

Часть из положений данных работ были введены в той или иной степени в нормативные документы по обеспечению и защите зданий от аварийных ситуаций.

Основная цель данных требований заключается в обеспечении пластических деформаций в соединениях конструктивных элементов, по возможности исключению сценариев хрупкого последовательного разрушения конструкций системы в случае аварийного воздействия на систему.

Для достижения указанной цели применяется совокупность трех основных методов защиты от прогрессирующего обрушения: вероятностного, косвенного и прямого.

Суть вероятностного метода защиты заключается [47,48,50,59] в оценке риска возникновения аварийной ситуации и основывается на статистических данных по каждому рассматриваемому сценарию. В качестве случайных величин принимаются геометрические, прочностные, деформационные, а также внешние нагрузки. Целью расчета является количественная оценка вероятности безотказной работы конструкции в течение всего срока эксплуатации.

Косвенный метод предусматривает перечень косвенных мероприятий, которые позволяют снизить вероятность возникновения инициирующих повреждений. Данный метод предполагает проведение дополнительных организационных мероприятий, связанных с ограничением доступа посторонних людей и установкой дополнительных ограждений для основных несущих элементов, покрытие основных элементов дополнительными огнезащитными составами и т.п.. К сожалению, сложно оценить количественное влияние данного метода защиты [10]. Поэтому проектирование особо ответственных объектов ведется с применением прямых методов защиты конструкций.

Прямые методы предусматривают проведение расчетов конструкций зданий и сооружений на заранее предусмотренные варианты аварийных воздействий. К прямому методу проектирования относится метод альтернативного пути передачи нагрузки (alternate load path), который применяется для оценки устойчивости системы при рассмотрении сценария потери устойчивости одного из вертикальных элементов. Данный подход помогает определить, повлечет ли исключение одной

из вертикальных элементов или его частей к прогрессирующему обрушению системы. К недостаткам данного метода можно отнести сложность расчета и необходимость проведения детальной оценки работы конструкций при назначении элемента, который будет исключаться из расчетной схемы. [2,10,75] Тем не менее, данный способ широко применяется в строительной практике, благодаря получению количественной оценке напряженно-деформированного состояния конструкций и определению путей развития цепочки отказов, спровоцированных первоначальным повреждением.

Согласно большинству нормативных документов расчет может выполняться в квазистатической, кинематической или динамической постановке [42,61]. Однако каждый из указанных методов имеет свои преимущества и недостатки.

При использовании квазистатического подхода не учитывается влияние динамических эффектов (сил инерции, перераспределения во времени внутренних усилий в конструкциях и т.п.). В то же время данный метод наименее трудоемкий и достаточно широко используется в инженерной практике [2,36].

Важно понимать, что квазистатический расчет с использованием коэффициентов динамичности обоснован лишь для систем с одной степенью свободы. В то время как коэффициент динамичности определяется соотношением между перемещением, вызванным одной и той же нагрузкой при её динамическом и статическом воздействии. Более близкие к действительной работе результаты расчета можно получить в тех случаях, когда форма движения системы близка к форме её статического равновесия без удаленного элемента.

Расчет кинематическим методом может выполняться аналитически. Для этого инженеру необходимо изучить объемно-планировочные решения и выявить вероятные сценарии разрушения системы, что может быть достаточно сложно в связи с гибкими, меняющимися в плане и по высоте планировками, в которые необходимо вписать несущие конструкции.

Более корректные результаты расчета, отображающие поведение системы при аварийном воздействии можно получить с помощью нелинейных динамических расчетов. Их использование позволяет исследовать напряженно-

деформированное состояние несущих элементов с помощью графиков изменения усилий во времени. Это дает возможность получить более похожие на реальную работу системы усилия в несущих элементах. Однако данные расчеты достаточно трудозатратные, требуют значительной компьютерных мощностей, а также высокой квалификации исполнителя [51, 55]. По результатам расчетов необходимо сопоставить полученные значения деформаций, напряжений и прогибов элементов с предельно допустимыми. При этом инженер стремится к нахождению оптимальных конструктивных решений, которые помимо обеспечения требований безопасности минимизируют стоимость строительной продукции, а также её трудоемкость [49]. Достигнуть этого можно при полном использовании пластических свойств строительных материалов, ограничении предельной степени повреждений [47,48].

Стоит отметить, что, анализируя работу железобетонных конструкций по нормальным сечениям, нормативные документы указывают параметры, по которым можно оценить состояние системы и найти оптимальное решение (ограничение относительных деформаций бетона, максимальных прогибов конструкций), в то же время указаний по анализу запредельной работы конструкций по наклонным сечениям, работы плит перекрытий на продавливание отсутствуют.

1.2 Работа монолитных каркасов с безбалочными плитами перекрытий при аварийных ситуациях

1.2.1 Механизмы по сопротивлению системы прогрессирующему обрушению и влияние на них положения удаляемого элемента

Значительная часть экспериментальных исследований в области защиты от прогрессирующего разрушения была проведена с железобетонными рамами [62,139,140,141], а не с каркасами с безбалочными перекрытиями [106,107,124] ввиду значительной трудоемкости и высоких материальных затрат на последние.

Однако благодаря имеющимся на данный момент испытаниям удалось установить основные особенности работы конструкций при аварийной ситуации, связанной с выходом из строя одного из вертикальных несущих элементов.

Так, исследование диаграммы «нагрузка-прогиб» позволяют выделить четыре стадии работы системы при удалении опоры [72,76,77,98,117,118,122,138] (см. рис. 1.5,1.6): стадия балочного (изгибного) механизма (участок OA); стадия арочного эффекта (участок AB); переходная стадия (участок BC); стадия работы как висячей системы (участок CD).

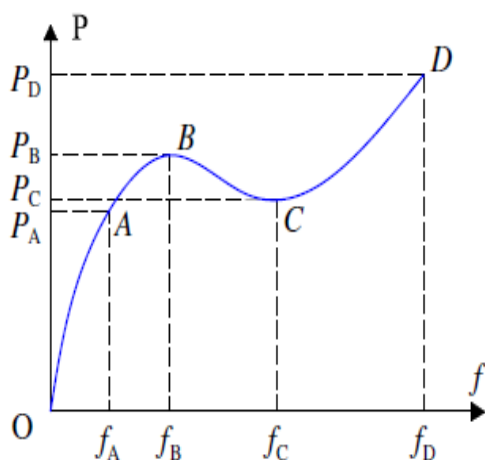


Рисунок 1.5 - Диаграмм «нагрузка-прогиб» при медленном удалении средней стойки в рамных каркасах[122]

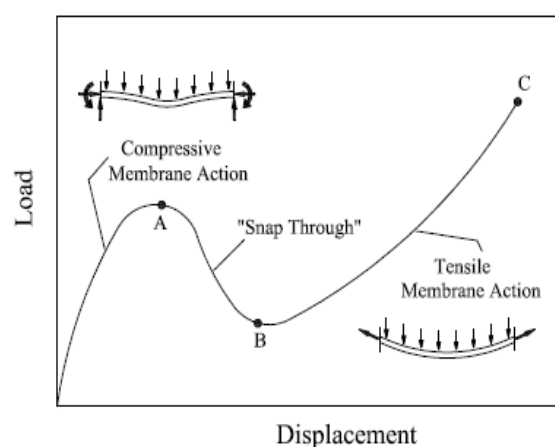


Рисунок 1.6 - Диаграмм «нагрузка-прогиб» при удалении средней стойки при испытаниях монолитных плит [115]

Во время испытаний фрагментов безбалочных плит перекрытий удавалось получить большие значения предельной нагрузки по сравнению с аналогичными испытаниями балочно-ригельных систем. Некоторые исследователи полагают, что наличие плиты может увеличить живучесть монолитных каркасов до 60% по сравнению аналогичными каркасами без учета плиты [99]. Такое увеличение возможно благодаря механизму восприятию изгибающих моментов в 2-х направлениях.

После удаления опоры и перехода системы в работу в арочной стадии в безбалочных плитах перекрытий образуется сжимающее кольцо (см. рис. 1.7), препятствующее скоротечному нарастанию деформаций. После этого значительная часть нагрузки перераспределяется с аварийного элемента на

ближайшие опоры в перпендикулярном направлении. При недостаточной несущей способности узлов сопряжения на продавливание, происходит их разрушение и соединение начинает работать с некоторой остаточной несущей способностью, то есть воспринимая лишь часть от предельной нагрузки узла сопряжения колонны и плиты на продавливание. По мере развития повреждений в приопорных участках плиты перекрытия эффект работы перекрытия в арочной стадии постепенно снижается. Если здание имеет несколько этажей, то на данной стадии в работу активно включается весь каркас, который помогает перераспределить силовые потоки на менее напряженные участки системы. Далее по мере увеличения прогибов система плавно начинает работать как висячая/вантовая система.

Основной подход, который применяется при проверке устойчивости системы к прогрессирующему разрушению, заключается в оценке её способности эффективно перераспределять силовые потоки на менее напряженные участки. Для изучения данной способности в действующих нормативных документах предложен принцип, заключающийся в поиске альтернативных путей передачи нагрузок. [132]. Основная идея данного принципа заключается в исключении из системы одного из вертикальных элементов или при значительной протяженности вертикального элемента исключении его фрагмента с последующей оценкой предельных усилий и деформаций системы и при необходимости выполнением дополнительного усиления конструкций системы в наиболее ответственных участках. Стоит отметить, что положение в плане удаляемого вертикального элемента может регламентироваться как нормативными документами, так и техническим заданием на проектирование.

Как правило, рассматривают 3 основных варианта положения в плане исключаемого из работы вертикального элемента - исключение в центральной, угловой или торцевой зонах (рис.1.7). Так как значительная часть усилий при удалении вертикального элемента воспринимается ближайшими опорами в перпендикулярном направлении, каждый из выбранных сценариев удаления вертикальной конструкции значительно влияет на характер работы системы в аварийной ситуации.

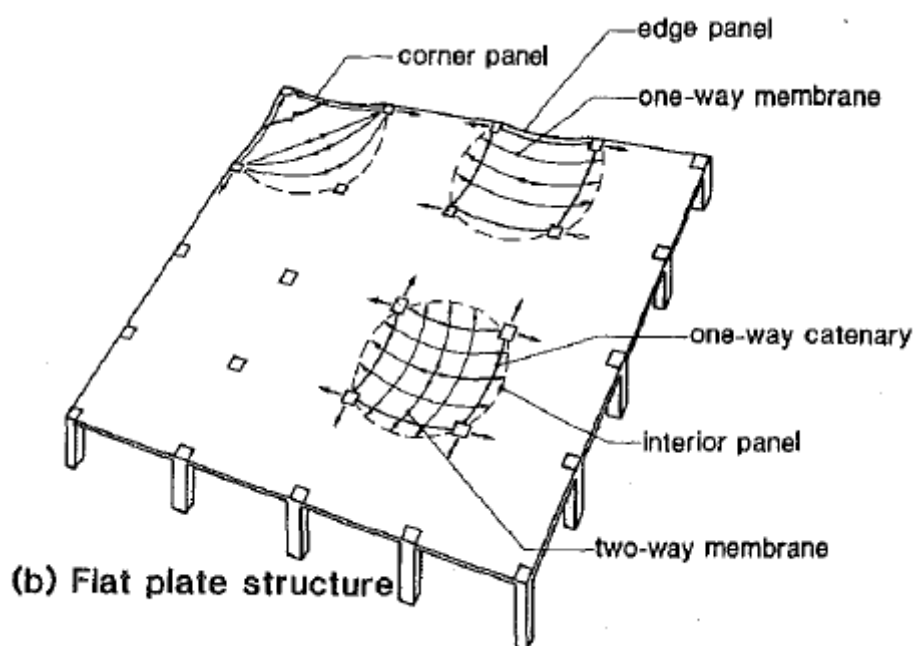


Рисунок 1.7 - Основные случаи удаления опор и схемы развития растягивающих продольных усилий [115]

Удаление угловой колонны в угловой зоне – это один из наиболее неблагоприятных вариантов при оценке устойчивости системы при прогрессирующем обрушении. Это связано с отсутствием каких-либо ограничений по двум сторонам в виде плиты перекрытий, что приводит к отсутствию арочных эффектов и минимальному проявлению вантовых эффектов. Перераспределение усилий происходит на ограниченное число ближайших вертикальных элементов, которое как правило, может привести к перегрузке данных элементов или разрушению плит по нормальным сечениям в диагональном направлении. В то же время данные опоры испытывают меньшие усилия и при достаточной несущей способности ближайших опор, разрушение системы может носить локальный характер и не повлечь прогрессирующего разрушения всей системы.

Более благоприятная ситуация с точки зрения работы плиты перекрытия наблюдается при варианте удаления центральной опоры. Наличие большего числа опор и плиты по всему контуру, способствует эффективному проявлению арочных эффектов, а также более равномерному перераспределению нагрузки на ближайшие конструкции. В то же время значительно большая грузовая площадь по

сравнению с другими сценариями приводит к возникновению больших усилий и значительному динамическому догрузению ближайших опор при аварийной ситуации. Поэтому некоторые исследователи отмечают этот случай наиболее неблагоприятным.

Промежуточное положение занимает сценарий, связанный с удалением торцевой опоры. С одной стороны, при удалении торцевой опоры ближайшие конструкции испытывают меньшие усилия, чем при удалении центральной, но большие, чем при удалении угловой. В данной аварийной ситуации в плите на напряженно-деформированное состояние плиты достаточно благоприятно сказывается возникновение арочных эффектов с последующим переходом системы в вантовый механизм в перпендикулярном к краю плиты направлении. Как отмечают исследователи, наиболее опасным случаем, при рассмотрении данного сценария является удаление ближайшей от угловой опоры торцевой опоры. Так как в данном случае, наблюдается снижение благоприятных эффектов (арочного и вантового) от работы системы.

Стоит отметить, что при любом из сценариев, необходимо обеспечить несущую способность в узлах сопряжения колонны и плиты.

1.2.2 Работа узла сопряжения колонны и плиты в безбалочных перекрытиях до наступления продавливания

Надежная работа узла сопряжения колонны и плиты перекрытия одно из ключевых условий в обеспечении устойчивости монолитных каркасов при возникновении аварийных ситуаций. Как отмечается во многих исследованиях истощение несущей способности зачастую наблюдается в этой зоне [19,53, 24,124]. Работа плиты перекрытия как висячей вантовой системы невозможна при полном истощении несущей способности узла сопряжения колонны и плиты. Данный эффект также наиболее эффективно проявляется при наличии различных граничных краевых конструкций (балок, стен) за счет которых происходит обжатие плиты вертикальными несущими конструкциями. [100].

Значительный вклад в изучение работы конструкций по наклонным сечениям внес наш соотечественник А. С. Залесов. На ранних этапах основное внимание было уделено работе балок по наклонным сечениям. Для достижения указанной цели были проведены серии испытаний балок с детальным исследованием их работы в процессе нагружения «...так как аналитическое описание приемлемо только до образования трещин, а в условиях интенсивного трещинообразования и неупругих деформаций бетона и арматуры оно затруднительно....»[16]. По результатам испытаний было выделено 4 стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в зоне действия поперечных сил (см. рисунок 1.8)

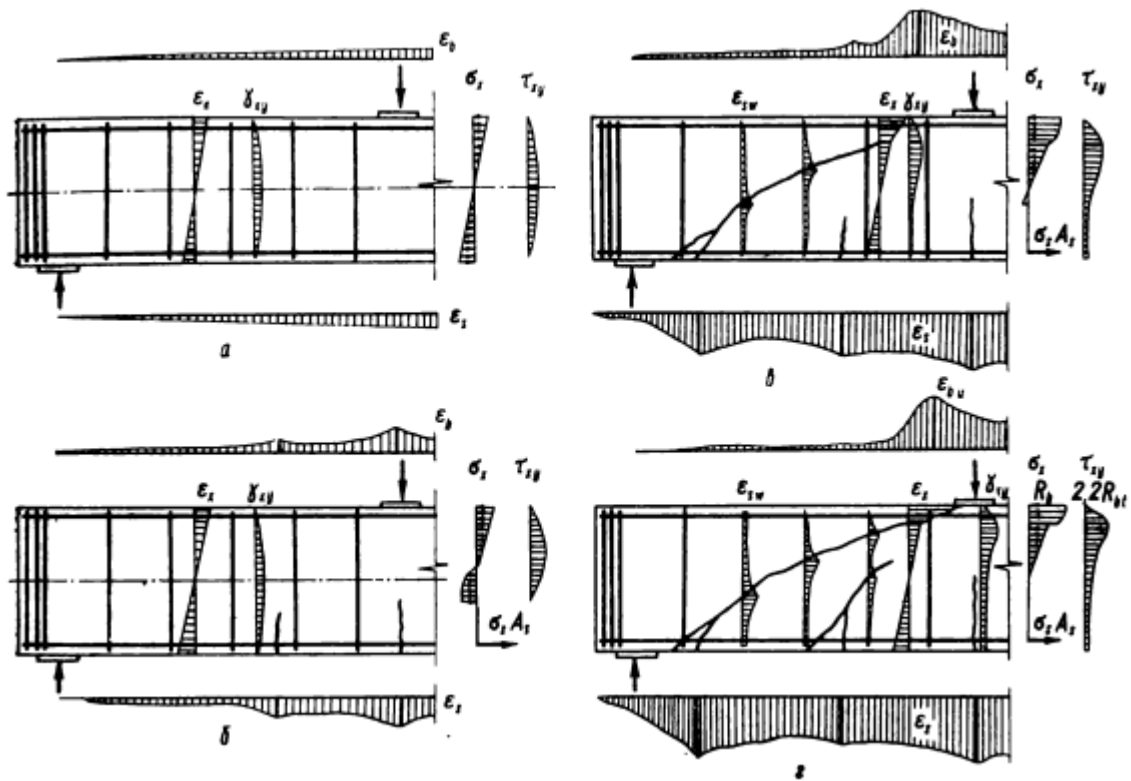


Рисунок 1.8 – Стадии напряженно деформированного состояния элемента при действии поперечных сил (а...г – соответственно I-IV)

На первой стадии до образования трещин элемент работает как сплошное тело из неупругого материала. Деформации невелики и равномерно распределяются по высоте и длине сечения. Зависимость между напряжениями и деформациями линейная. С ростом нагрузки в растянутой зоне бетона начинают

образовываться нормальные трещины, и конструкция переходит во вторую стадию работы.

На второй стадии происходит интенсивный рост образования нормальных трещин. В сечениях между трещинами сохраняется линейное распределение напряжений и деформаций. В то время как в сечениях с трещиной с увеличением нагрузки распределение деформаций происходит по нелинейному закону до вершины трещины. Напряжения бетона на данных участках постепенно возрастают, приближаясь к предельным. Это приводит к развитию новых нормальных трещин. Конец напряженно-деформированного состояния определяется образованием наклонных трещин.

Наступление третьей стадии характеризуется главным образом образованием наклонных трещин. Данные трещины образуются в районе середины высоты элемента или развиваются из нормальных трещин. С увеличением нагрузки можно выделить критическую наклонную трещину, которая в дальнейшем приводит к разрушению образца. Образование наклонных трещин меняет характер распределения деформаций бетона по высоте и длине элемента. До образования наклонных трещин деформации сжатия крайнего сжатого волокна распределялись равномерно по всей длине пролета в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. После образования критической наклонной трещины деформации сжатия сосредотачиваются вблизи зоны образования наклонной трещины. Развитие критической наклонной трещины и пересечение ею продольной растянутой арматуры приводит к всплескам деформаций в данной зоне. При этом напряжения арматуры не превышают предела её текучести.

Переход к 4-ой стадии определяется моментом, когда элемент перестает сопротивляться внешней нагрузке и происходит его разрушение. Разрушение происходит в результате раздробления/среза бетона над вершиной критической наклонной трещины или в растянутой зоне в результате потери сцепления арматуры с бетоном или текучести арматуры в наклонной трещине.

По результатам данных исследований была предложена расчетная модель и система уравнений, которая позже вошла в нормативные документы [38].

Напряженно-деформированное состояние безбалочных узлов сопряжения колонны и плиты похоже на работу балочных конструкций по наклонным сечениям. В обоих случаях имеет место влияние таких факторов как масштабный эффект, влияние граничных условий, продольного армирования и т.п. Однако изучение работы данного узла осложняется его объемной работой с образованием сложной поверхности разрушения.

В настоящее время проведено множество испытаний данных узлов, в которых изучалась работа разных факторов на несущую способность при продавливании и механизмы его разрушения. Одним из важных параметров, влияющих на несущую способность узла сопряжения колонны и плиты на продавливание является толщина плиты. В настоящее время принято разделять по толщине безбалочные плиты на плиты малой, средней и большой толщины. Для плит средней и большой толщины ($h_0 \geq 250$ мм) в связи с изменением механизма разрушения от продавливания необходимо вводить дополнительно понижающие коэффициенты по учету толщины плиты перекрытия (см. рисунок 1.9) [20,27,81].

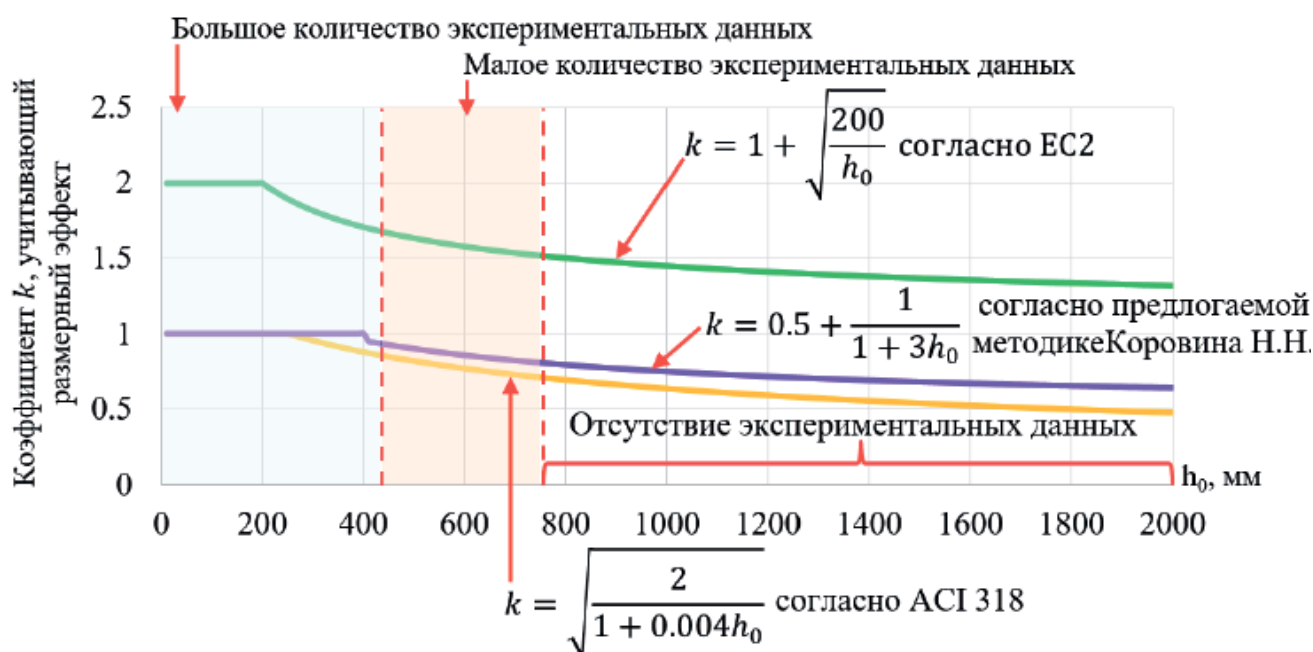


Рисунок 1.9 - Влияние размерного эффекта при нормативной оценке несущей способности плиты по критерию продавливания согласно EC 2, ACI 318 и методике Коровина Н.Н. [20]

В данной работе, основное внимание уделено плитам перекрытий малой толщины ($h_0 \leq 250 \text{ мм}$). Анализируя испытания на продавливание данных плит перекрытий без наличия дополнительного обжатия и без поперечной арматуры можно выделить схожий характер развития трещинообразования при одинаковых уровнях от предельной нагрузки у данных узлов (см. таблицу 1.2).

Таблица 1.2 (начало) – Анализ развития повреждений в опорных узлах безбалочных перекрытий

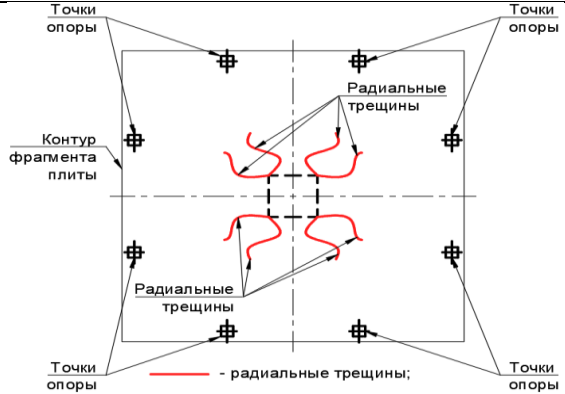
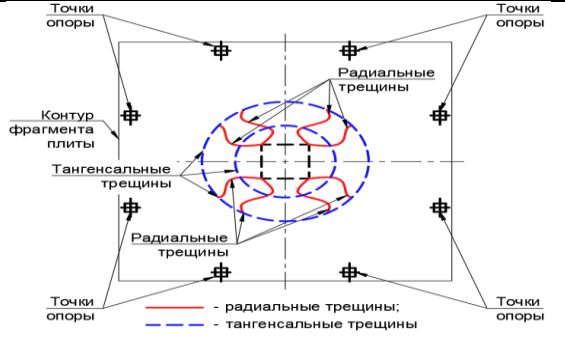
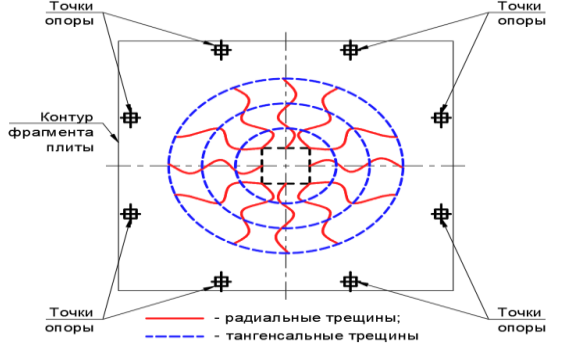
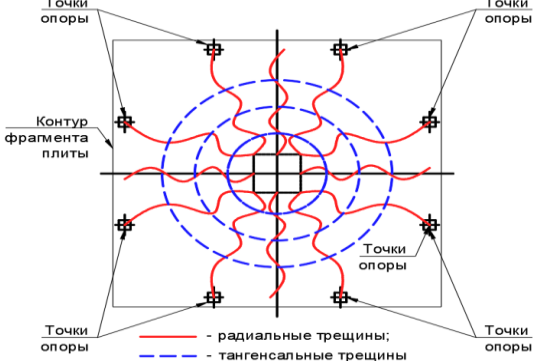
Уровень нагрузки (% от разрушающ его усилия)	Схема трещинообразования	Описание трещинообразования
0,20...0,35 $P_{\text{разр}}$		Образование первых нормальных и радиальных трещин шириной раскрытия около 0,05 мм. Трещины образуются в растянутой зоне плиты непосредственно под колонной, либо на некотором удалении от неё (в среднем на 2-3 см) [46,66]
0,40...0,50 $P_{\text{разр}}$		Образование новых нормальных трещин, раскрытие имеющихся радиальных трещин, появление тангенсальных трещин [46,66]
0,50...0,85 $P_{\text{разр}}$		Образование и раскрытие радиальных и тангенсальных трещин [46,66]

Таблица 1.2 (окончание)– Анализ развития повреждений в опорных узлах безбалочных перекрытий

Уровень нагрузки (% от разрушающего усилия)	Схема трещинообразования	Описание трещинообразования
0,85...1,00 $P_{разр}$		Раскрытие трещин радиальных в среднем на 0,3-0,5 мм и тангенсальных в среднем на 0,5-1,3 мм [46,66]

Работа узла сопряжения колонны и плиты в стадии эксплуатации предполагает главным образом недопущение разрушения от продавливания. Многие нормативные методики для определения несущей способности на продавливание используют метод предельных усилий [39,73,89]. Его основная идея заключается в том, что в предельном состоянии в наклонном сечении силы, действующие от внешних нагрузок и внутренних предельных усилий уравниваются. При этом процесс накопления повреждений и трещин в плите перекрытия никак не учитывается.

Сложность данной методики состоит в определении предельных усилий в бетоне и продольной арматуре, так как зона вблизи колонны в стадии, близкой к разрушению, находится в сложном напряженном состоянии. В связи с этим большая часть формул, имеют группы эмпирических коэффициентов, которые отвечают за особенности работы узла в зависимости от изменения конкретного параметра (процента продольного армирования, особенностей распределения напряжений и т.п.)

Впервые в нашей стране методика расчёта на продавливание была предложена Гвоздевым А.А. [13]. В дальнейшем она была усовершенствована в работах Коровина Н.Н., Голосова В.Н. [25,26], Фишеровой М.Ф. [67], Сергеевского А.Д. [37], Качановского С.Г. [21], Залесова А.С. [15] и др.

Основная идея метода заключается в предположении, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали (рис. 1.10). При этом исходят из предположения, что продавливание происходит в момент, когда растягивающие напряжения, расположенные на поверхности тела продавливания, превосходят предел прочности бетона на растяжение.

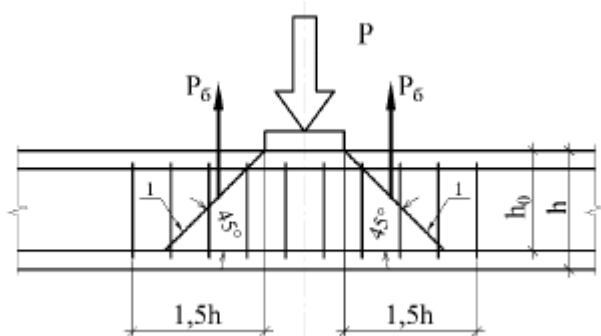


Рисунок 1.10 - Схема расчёта на продавливание согласно СНиП II–21–75

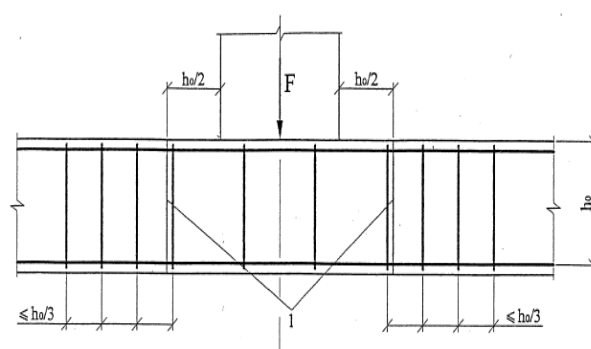


Рисунок 1.11 - Схема расчёта на продавливание согласно СП63.13330.2018

По предложенной формуле А.А. Гвоздева условие прочности выглядит следующим образом:

$$P \leq k \cdot R_p \cdot b_{cp} \cdot h_0 \quad (1.1)$$

где k – коэффициент, учитывающий неравномерный характер распределения напряжений по поверхности (0,75);

b_{cp} – среднее между верхним и нижним периметрами основания тела продавливания;

h_0 – рабочая высота перекрытия;

R_p – прочность бетона на растяжение.

Дальнейшие исследования, проведенные А.С. Залесовым, были направлены на изучение работы плит перекрытий при продавливании. Он предложил рассматривать вместо наклонной поверхности, прямую плоскость среза на расстоянии $h_0/2$ от контура продавливания (рис. 1.11). В таком виде формула по

определению несущей способности плит перекрытий на продавливание без поперечной арматуры вошла в актуальные нормативные документы:

$$F \leq F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b \quad (1.2)$$

$A_b = u \cdot h_0$ – площадь бетона в пределах расчетного контура;

u – периметр расчетного контура.

Несколько иной подход к определению предельной нагрузки от продавливания реализован в европейских нормативных документах. Основное контрольное сечение расположено на расстоянии 2-х толщин плиты перекрытия $2d$. Согласно данной модели рассматривается основное контрольное сечение (А) для которого в пределах зоны приложения нагрузки (D) определяется контрольный периметр продавливания (С) и вычисляется его площадь (В) (см. рис. 1.12, 1.13). Принципиальное различие с отечественными нормативными документами заключается в учете влияния продольного армирования плиты перекрытия [32,52].

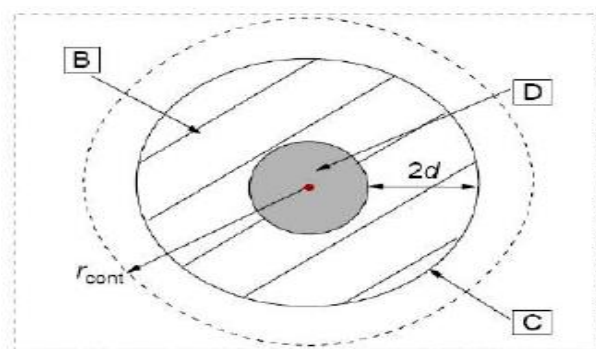
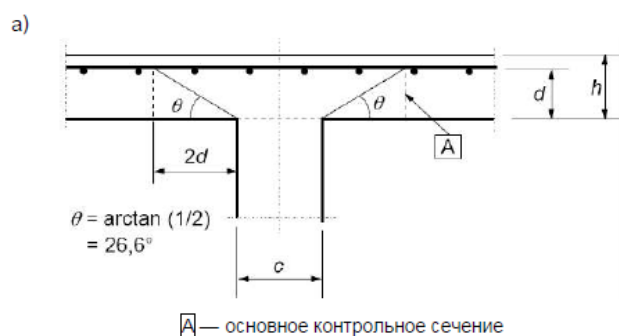


Рисунок 1.12 - Сечение по узлу сопряжения

Рисунок 1.13 - Вид в плане узла сопряжения

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \cdot (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} \geq v_{min} \quad (1.3)$$

где

$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$, либо может быть указано в национальном своде правил;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$$

$d = h_0$ – рабочая высота плиты в мм;

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lx}} \leq 0,02;$$

ρ_{ly}, ρ_{lx} – коэффициенты армирования растянутой арматуры;

f_{ck} – цилиндрическая прочность на сжатие;

$\nu_{\min} = 0,035k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$, либо может быть указано в национальном своде правил;

$k = 0,15$

Одним из наиболее широко известных теорий по определению несущей способности на продавливание является «Теория о критической наклонной трещине» (Critical Shear Crack Theory) [96,119]. Основная идея данной теории заключается в предположении, что сдвигающие усилия для элементов без поперечной арматуры воспринимается по мере раскрытия критической наклонной трещины (см. рисунок 1.14). Данная трещина возникает на растянутой поверхности и развивается в направлении сжатого подкоса, по аналогии с ферменной теорией. Для плиты, работающей в двух направлениях ширина раскрытия критической трещины предполагается пропорциональной углу поворота ψ к рабочей высоте плиты.

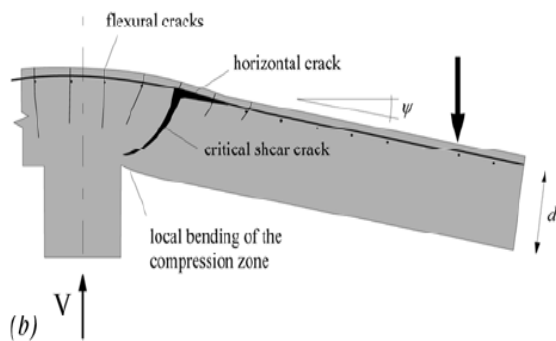


Рисунок 1.14 - Схема деформирования узла сопряжения [96]

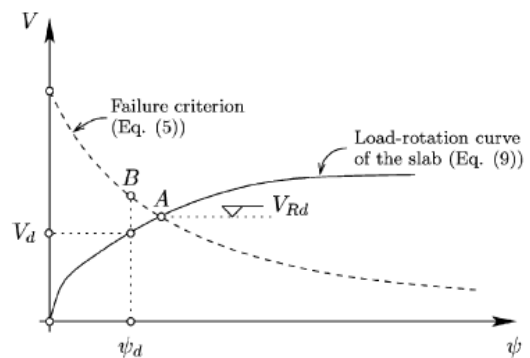


Рисунок 1.15 - Графики предельной несущей способности от угла поворота конструкций плиты [96]

Основываясь на положениях данной теории, авторы были предложены два уравнения для получения кривой предельной разрушающей нагрузки и определения кривой угла поворота продольного сечения плиты.

$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi \cdot d}{d_{g0} + d_g}} \quad (1.4)$$

V_R – прочность по наклонному сечению;

b_0 – контрольный периметр на расстоянии $d / 2$ от края колонны;

d – рабочая высота плиты;

f_c – цилиндрическая прочность на сжатие;

d_g – максимальный размер заполнителя, учитывающий характер раскрытия трещин;

d_{g0} – справочный размер заполнителя (обычно принимается 16 мм);

ψ – угол поворота плиты за пределами площадки продавливания;

$$\psi = 1.5 \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_y}{E_s} \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (1.5)$$

r_s – радиус площадки продавливания плиты;

f_y – значение сопротивления растяжению арматуры;

E_s – модуль упругости арматуры;

V – значение продавливающей силы;

V_{flex} – значение несущей способности по изгибающим моментам.

Предполагается, что на пересечении этих двух графиков происходит разрушение конструкции от продавливания (см. рис. 1.15).

Стоит отметить, что все вышеуказанные методики с достаточной точностью прогнозируют несущую способность при статическом нагружении. Однако механизм продавливания сложен так как зависит от множества факторов. В настоящее время проводятся исследования по уточнению напряженно-деформированного состояния в момент наступления продавливания [65], вопросам по формированию поверхности продавливания [12], изучению влияния на работу узла поперечного в том числе композитного армирования [7,8], влиянию неравномерности распределения напряжений на несущую способность для протяженных конструкций в виде пилонов [18, 66], влиянию толщины плиты на несущую способность узла сопряжения [20]. В связи с тем, что тема данного исследования связана с явлением прогрессирующего разрушения необходимо

отметить работы по учету продавливания при динамических воздействиях, которых в настоящее время достаточно мало. В настоящее время по экспериментальным работам и с помощью конечно-элементных анализа установлено, что физико-механические характеристики материалов с увеличением скорости динамических воздействий увеличиваются. С увеличением скорости нагрузки наблюдается эффект запоздания нарастания деформаций и тенденция к разрушению конструкций по наклонным сечениям [14,64].

Исследований по определению несущей способности узла сопряжения колонны и плиты недостаточно. Это связано со сложностью проведения испытаний, регистрации и обработки полученных данных. В нормативных документах [40] предлагается обеспечивать несущую способность путем умножения статической нагрузки на коэффициенты динамичности. Как правило, имеющиеся методики отечественных и зарубежных исследователей [58,114], базируются на статических методиках, которые в свою очередь включают в себя использование дополнительных эмпирических коэффициентов и формул. Это позволяет корректнее отображать работу узлов при динамических воздействиях, когда наблюдается повышение прочности материалов, наличие эффекта демпфирования, изменение угла наклона пирамиды продавливания и т.п.

1.2.3 Работа узла сопряжения колонны и плиты после продавливания

При проектировании зданий с безбалочными перекрытиями с учетом их устойчивости к прогрессирующему разрушению необходимо учитывать вероятность разрушения одного из узлов соединения колонны и плиты перекрытия от продавливания и последующим развитием значительных деформаций в данной зоне. [19, 54, 129]. По результатам проведенных испытаний монолитных каркасов и узлов сопряжения колонны и плиты отмечалось, что после достижения предельной нагрузки узла на продавливание, происходит его разрушение и несущая способность узла в данной зоне обеспечивалась за счет провисания плиты

перекрытия на арматуре сжатой зоны в сжатой зон. Таким образом обеспечивался конструкций в стадию работу в качестве висячей вантовой системы, в которой часть предельной нагрузки от продавливания соединения воспринималась непосредственно разрушенным узлом, а часть была передана была передана на соседние соединения.

Первые исследования по работе узлов сопряжения колонны и плиты после продавливания были представлены канадскими исследователями на основе испытаний фрагмента монолитного каркаса [115]. По данным испытаний было установлено значительное влияние арматуры сжатой зоны в области колонны и плиты перекрытия, на которой происходило провисание плиты. Также ими была предложена формула по определению минимальной площади арматуры в сжатой зоне узла сопряжения, которая должна проходить над вертикальными конструкциями в данном случае.

$$A_{sb} = \frac{0.5(w_s \cdot 10^{-3})l_2l_n}{\phi_s f_y} \quad (1.6)$$

где w_s – общая нагрузка на плиту перекрытия, которая не должна быть ниже увеличенной в 2 раза длительно действующей нагрузки;

l_2 – длина пролета от чистой поверхности опоры, до следующей опоры;

l_n – длина пролета до опоры в перпендикулярном направлении;

$\phi_s = 0,85$ – коэффициент учета работы арматуры;

f_y – сопротивление арматуры.

Позже были проведены дополнительные испытания, в ходе которых было установлено, что как правило провисание плиты перекрытия после наступления продавливания происходит под углом в 30° [116]. Формула была модернизирована и введена в канадские нормативные документы по защите заданий от прогрессирующего обрушения.

$$\sum A_{sb} = \frac{2V_{se}}{f_y}, \quad (1.7)$$

где V_{se} – поперечное усилие, передающееся на колонну, с учетом аварийных нагрузок, которое должно быть не менее удвоенного произведения нагрузки от собственного веса плиты в данной области.

В 1998 году были проведены дополнительные исследования в данном направлении. Было установлено, что при отсутствии возможности обеспечения неразрывности стержней плиты перекрытия в зоне над вертикальными конструкциями, для максимально эффективной работы узла сопряжения после продавливания, данные стержни проходящие в данной области помимо длины анкеровки должны дополнительно отходить на расстояние не менее двух толщин плиты от контура вертикальной конструкции [113]. Данные требования позволяют обеспечить провисание узла после наступления продавливания. Также было отмечено, что при больших диаметрах арматуры может произойти откол защитного слоя и разрушение бетона, что приводит к развитию значительных прогибов и поворотов узла сопряжения.

В 2010 году были проведены дополнительные испытания по выявлению механизмов работы узла после наступления продавливания. По результатам исследований выявлено положительное влияние поперечного армирования и продольного армирования сжатой зоны. Установлено, что окончательное исчерпание остаточной несущей способности наблюдается при возникновении растягивающих усилий в продольном армировании плиты сжатой зоны. В результате чего в узле сопряжения возникают значительные деформации (см. рисунок 1.16), что как правило сопровождается провисанием узла на арматуре плиты. В результате чего остаточная несущая способность определяется работой арматуры на растяжение и работой оставшегося бетона на скалывание и смятие (см. рисунок 1.17) [91].

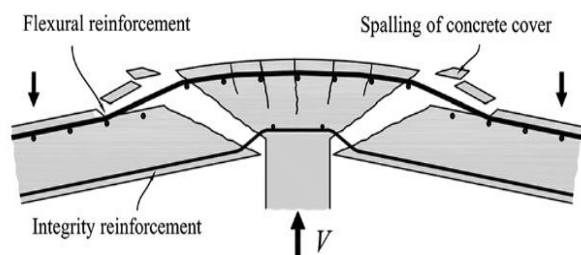


Рисунок 1.16 - Общий вид работы узла [91]

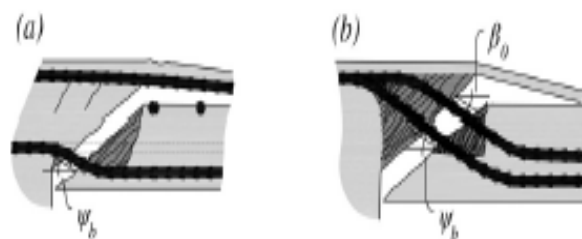


Рисунок 1.17 - Схемы разрушения бетона после образования призмы продавливания. а) смятие и скалывание бетона в нижней части плиты; б) – разрушение от смятия и скалывания бетона в плите и в пирамиде продавливания [91]

Стоит отметить, что толщина плиты в вышеуказанных испытаниях [91,113,115,116] не превышала 125 мм. По результатам испытаний плит разной толщины, установлено, что для более толстых плит остаточная несущая способность в процентном соотношении ниже, чем для более тонких. В то же время при обеспечении достаточной анкеровки и проходе стержней армирования в зоне сопряжения с вертикальными конструкциями она может достигать 60% от продавливающего усилия [97].

Позже исследователями были проведены испытания квадратных и прямоугольных образцов с одинаковым периметром продавливания и одинаковой площадью арматуры в сжатой зоне. Установлено, что остаточная несущая способность квадратных и прямоугольных образцов была практически одинаковой, однако деформативность прямоугольных образцов значительно ниже, чем у квадратных. Данное обстоятельство может быть связано с неравномерностью распределения напряжений.

Несмотря на представленные в настоящее время научные работы актуальным остается вопрос о минимально необходимом количестве сжатого продольного армирования для надежной работы узла при аварийной ситуации, при котором не наступает прогрессирующее обрушение соседних конструкций.

Кроме того, недостаточно исследована работа опор с прямоугольным контуром после наступления продавливания. В ряде работ, а также нормативных

документов отмечается, что при увеличении соотношения длины (a) к ширине (b) профиля продавливания происходит неравномерное распределение касательных усилий, что в свою очередь при соотношении $a/b > 4$ может привести к разрушению от продавливания на торцевых участках профилей.

1.2.4 Работа плиты перекрытия в арочной стадии

В результате наличия связей по контуру плиты перекрытия в плоскости перекрытия возникают горизонтальные сжимающие напряжения. Данные силы возникают за счет объемной работы плиты перекрытия в её плоскости. Учет работы продольных сжимающих усилий при расчете на аварийное воздействие имеет важное значение, так как в результате данного учета как правило увеличивается трещиностойкость, прочность по нормальным и наклонным сечениям. Данный эффект возникает при любых вариантах возникновения аварийной ситуации. Наиболее благоприятное влияние от него наблюдается при рассмотрении варианта исключения из работы вертикального элемента в центральной части системы, а также для плит перекрытий, имеющих контурные балки или протяженные участки стен. Минимальный эффект возникает при исключении из работы вертикального элемента в угловой зоне (см. рисунок 1.18) [83, 100, 121].

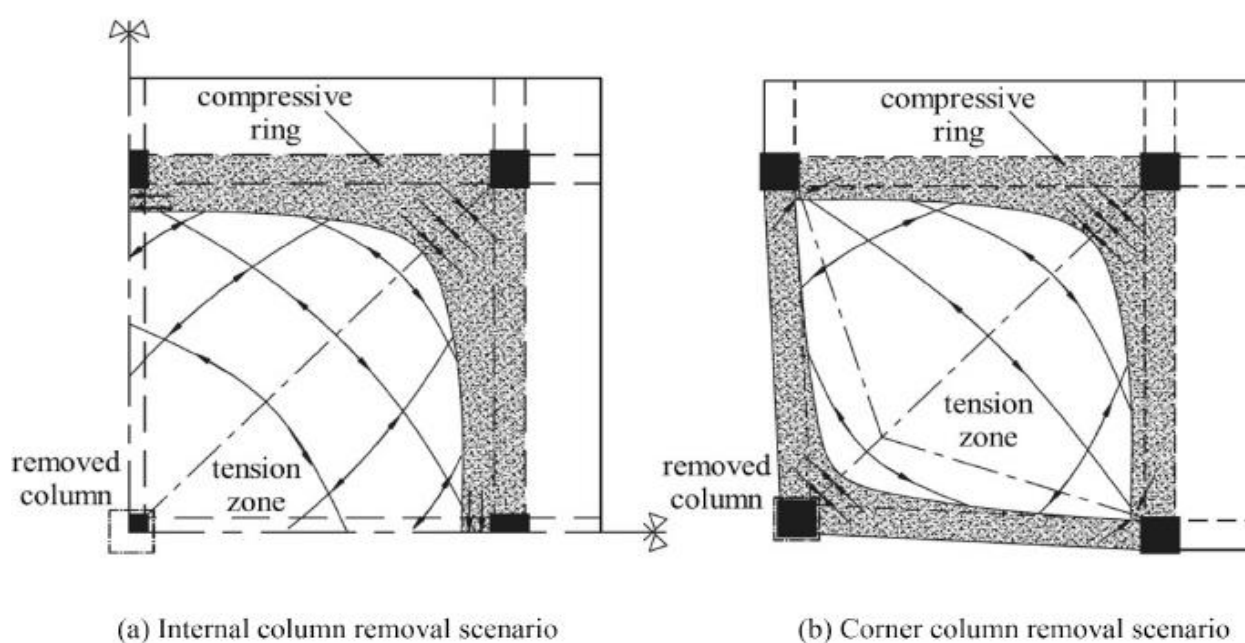


Рисунок 1.18 - Образование сжимающего кольца при удалении опоры [116]

Существенное влияние данного явления получалось оценить при использовании конечно-элементных методов расчета с моделированием всего диска перекрытия с учетом фактических граничных условий закрепления (см. рисунок 1.17 (а) [78]. Существующие немногочисленные аналитические методики расчета лишь косвенно учитывают данный эффект при расчете плиты перекрытия на продавливание [86,89].

Ввиду сложности точной количественной оценки арочный эффект зачастую не учитывается в расчете. Вместе с тем, некоторые работы показывают, что данную особенность работы конструкций уместно учитывать в расчетах только при небольшом соотношении пролета и высоты сечения плиты перекрытия или ригеля [55]. С увеличением соотношения пролета к высоте, арочный эффект значительно снижается в связи с отсутствием осевого ограничения перемещений.

1.2.5 Влияние динамических эффектов на работу материалов при прогрессирующем разрушении

Согласно большому количеству исследований при воздействии динамической нагрузки за ограниченный интервал времени как у бетона, так и у арматуры наблюдается увеличение прочности на сжатие, растяжение, а также рост модуля упругости. Как правило на практике, увеличение физико-механических характеристик материалов при динамических воздействиях учитывается с помощью коэффициента динамичности. Коэффициент динамичности – это отношение характеристики приобретаемой материалом при динамическом воздействии к характеристике, которая возникает в результате статического приложения нагрузки.

Величина коэффициента динамичности в первую очередь зависит от времени приложения нагрузки. Многие исследования, а также научно-технические документы доказывают обратную пропорциональность между скоростью нагружения и коэффициентом динамичности (см. рисунки 1.19, 1.20).

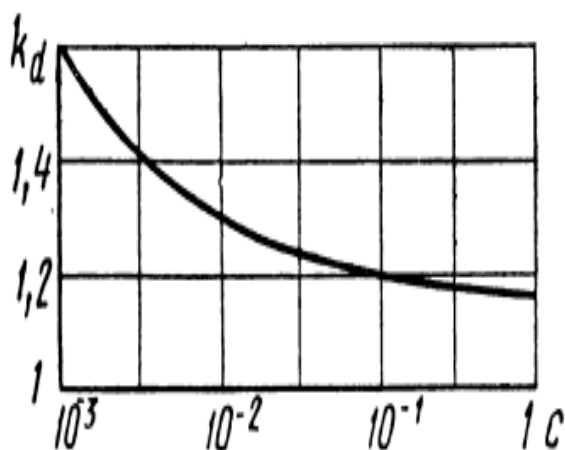


Рисунок 1.19 - Зависимость предела прочности бетона от времени действия нагрузок [3]

Для бетона данный эффект объясняется его энергопоглощающей способностью. Важно отметить что с увеличением скорости нагружения бетон работает более упруго, что как отмечают многие исследователи, значительно увеличивает вероятность хрупкого разрушения материала.

С увеличением скорости приложения нагрузки арматурная сталь также показывает увеличение её прочности (см. рисунок 1.21). При этом данное увеличение значительно ниже, чем у бетона. Дело в том, что при воздействии высоких нагрузок за короткий промежуток времени, превышающих предел текучести, арматурная сталь продолжает работать упруго, происходит запаздывание пластических деформаций. Рост коэффициента динамичности для арматурных сталей связан с временем запаздывания пластических деформаций и в меньшей степени проявляется для термически упрочненных сталей с условной площадкой текучести.

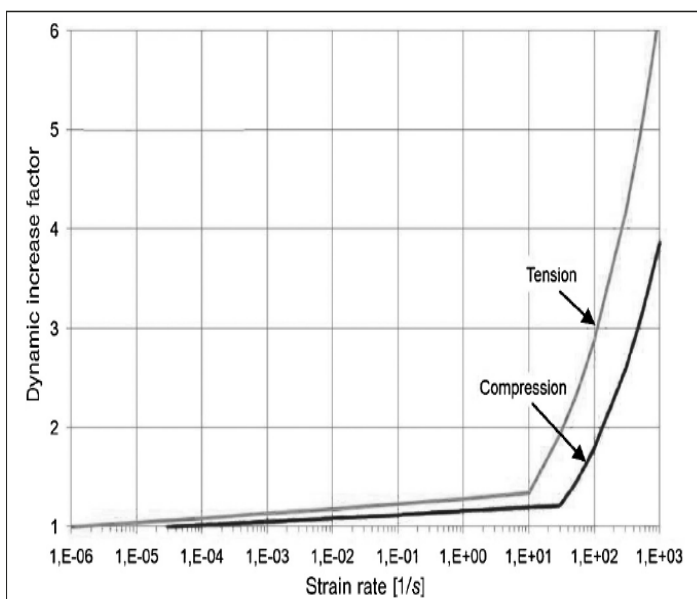


Рисунок 1.20 - Зависимость предела прочности бетона от времени действия нагрузок [133]

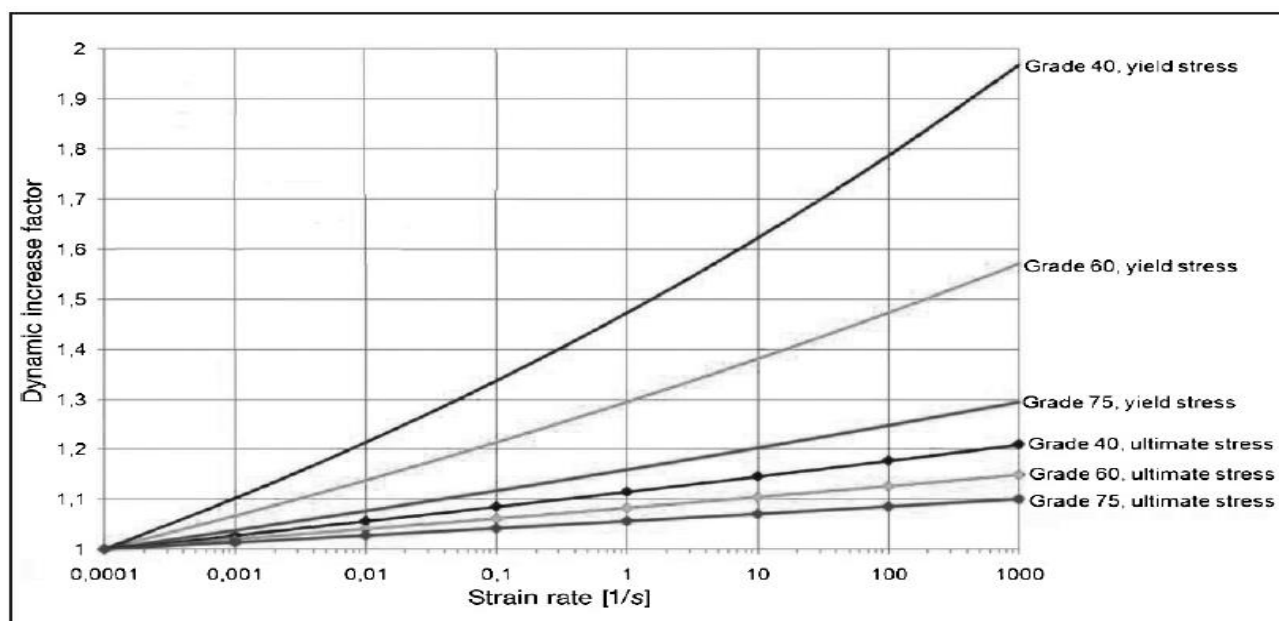


Рисунок 1.21 - Зависимость предела прочности разных классов сталей от времени действия нагрузок [133]

1.2.6 Работа плиты перекрытия в качестве висячей нити

Исследования данного эффекта практически совпадает с началом исследований в области прогрессирующего разрушения. На начальных стадиях исследований было установлено, что для реализации данного эффекта безбалочные плиты перекрытий должна обладать достаточной степенью пластичности. На начальных этапах была выдвинута гипотеза, что в качестве предельного состояния работы конструкции в данной стадии может служить состояние конструкции, при котором происходит полное разрушение бетона по всей высоте сечения с достижением предельных пластических деформаций арматуры. Согласно данному предположению учитывалась только деформации арматуры в растянутой зоне сечения [123].

Последующие исследования масштабных фрагментов монолитных каркасов с наличием ограничивающих связей по контуру показали, что происходит формирование окружности в центре которой находится элемент потерявший устойчивость (рис. 1.22) Данная область плиты постепенно прогибается и покрывается сетью глубоких трещин.

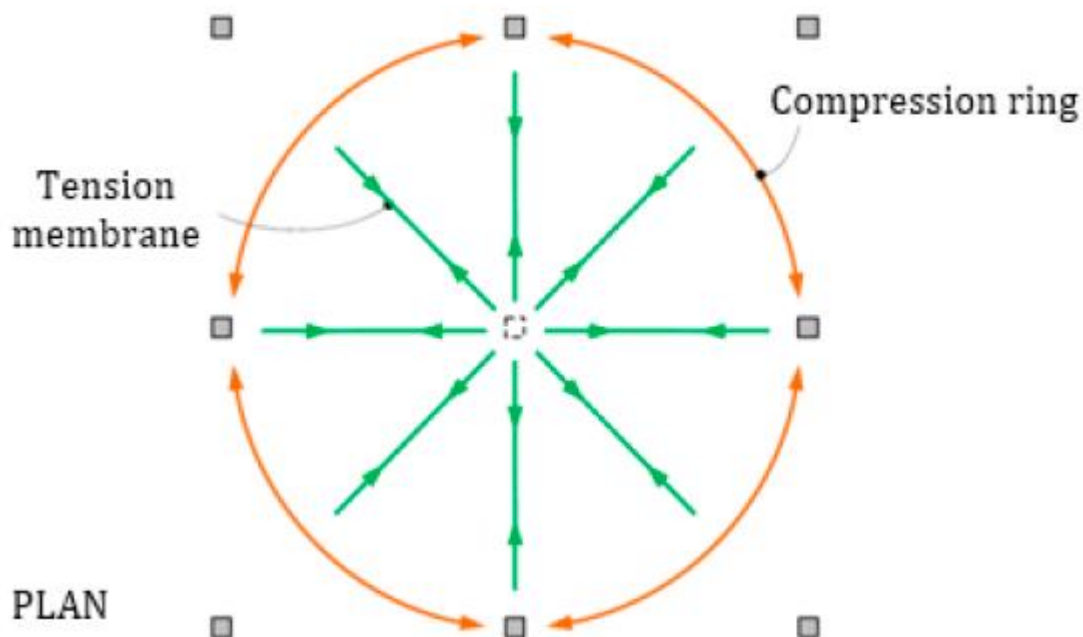


Рисунок 1.22 - Образование сжимающего кольца при удалении опоры [78]

Проанализировав полученные данные, ученые предложили формулу по определению предельной нагрузки, перемещений и прогибов, которая включала в себя уже площадь всей арматуры сечения плиты.

$$w = \frac{2T_x \sin \sqrt{6\varepsilon_x}}{l_x} + \frac{2T_y \sin \sqrt{6\varepsilon_y}}{l_y}, \quad (1.8)$$

где W – нагрузка на плиту перекрытия;

T_x, T_y – погонные усилия в арматурных стержнях в направлении X и Y соответственно;

l_x, l_y – длина пролета плиты в чистоте в направлении X и Y соответственно;

$\varepsilon_x, \varepsilon_y$ – деформации плиты в направлении X и Y , которые можно найти по формуле:

$$\varepsilon_y = \frac{\varepsilon_x l_x^2}{l_y^2} \quad (1.9)$$

$$\delta = \frac{3l_x \varepsilon_x}{2 \sin \sqrt{6\varepsilon_x}} \quad (1.10)$$

где δ – перемещения от нагрузки в центральной части плиты перекрытия.

Позже исследователи установили, что возникновение зон с формированием значительных прогибов возможно лишь при наличии достаточной анкеровки арматуры. Установлено, что работу перекрытия в качестве висячей нити можно рассматривать только если начальное воздействие разрушения меньше, чем предельная несущая способности конструкции как висячей нити. Было отмечено, что при загрузке плиты перекрытия равномерно распределенной нагрузкой по всей площади наблюдалось разрушение у опирных участков. В то время как при наличии одинаковой по сумме нагрузки, распределенной неравномерно по плите, позволяло системе формировать дополнительные горизонтальные ограничения в менее напряженных зонах и оставаться устойчивой [115].

Дальнейшие исследования были направлены по обеспечению анкеровки в опирных узлах сопряжения при аварийных воздействиях и изучению работы узлов после продавливания.

Последующие исследования данного эффекта проводились на базе испытаний с использованием конечно-элементных методов. Стоит отметить, что даже при наличии достаточной с учетом аварийных воздействий прочности железобетонных конструкций на растяжение, эффективная работа системы как висячей нити с сохранением устойчивости системы возможна при наличии достаточной степени пластичности всей системы [123]. Конечно-элементные исследования показали, что значительную роль в эффективной работе плиты перекрытия как висячей нити играют краевые условия и количество продольной арматуры. Отмечено, что при удалении центральных опор несущая способность перекрытия как висячей системы в большей степени определяется предельной несущей способностью горизонтальных граничных связей [82, 94].

1.3 Критерии особого предельного состояния при аварийной ситуации

1.3.1 Нормы РФ

В качестве основного критерия достижения запредельного состояния в российских нормах [42] рекомендовано принимать ограничение деформаций сжатого бетона предельным значением $\varepsilon_b = 0,0035$, определяемым по билинейной диаграмме при его статическом деформировании (рис. 1.23). Ограничение деформаций растянутой арматуры предельными значениями относительных деформаций ε_s , принимаемыми для стали с физическим пределом текучести равными 0,033, для стали с условным пределом текучести 0,02.

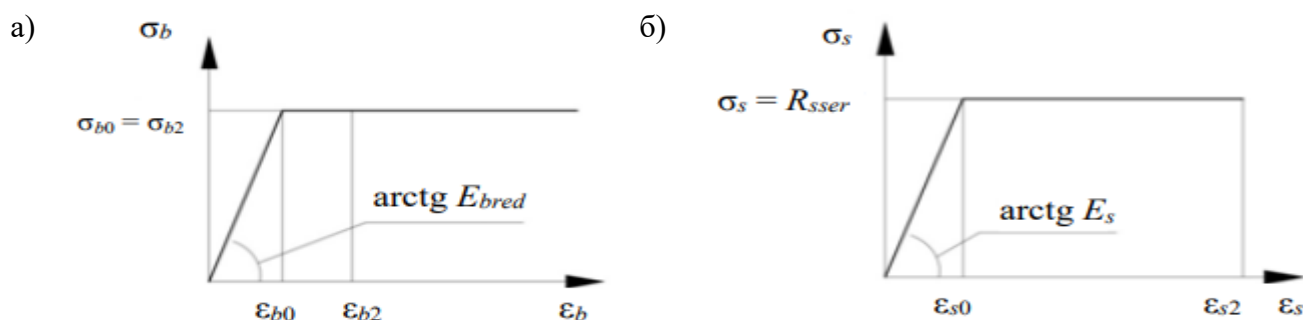


Рисунок 1.23 - Диаграммы для определения предельных деформаций бетона (а) и арматуры (б) для особого предельного состояния

В случае если критерий несущей способности по сжатому бетону для рассматриваемого конструктивного элемента не выполняется для трех и более сечений, а критерий для растянутой арматуры в этих сечениях удовлетворяется, допускается работу перекрытий над удаленным вертикальным элементом (колонной, пилоном, стеной) рассматривать как работу элементов висячей системы. При этом должны быть выполнены критерии обеспечения анкеровки арматуры и восприятия усилий распора. При проверке несущей способности элементов конструктивной системы по вторичной расчетной схеме кроме прочности должна быть обеспечена также и устойчивость всех элементов. Прогобы изгибаемых элементов конструктивной системы для особого предельного состояния при условии обеспечения минимально допустимой длины зоны

опирания не должны превышать $1/30$ длины пролета, за исключением железобетонных конструкций, армированных высокопрочной арматурой с условным пределом текучести, для которых прогибы не должны превышать $1/50$ длины пролета.

1.3.2 Нормы США

Согласно нормативным документам США [95, 132] при расчете зданий и сооружений на аварийное воздействие с целью оценки устойчивости системы к прогрессирующему обрушению проводится анализ с ограничением деформаций, либо усилий элемента. В зависимости от типа материалов и характера их работы оценку проводят по одной из трех диаграмм работы элемента (см. рисунок 1.24).

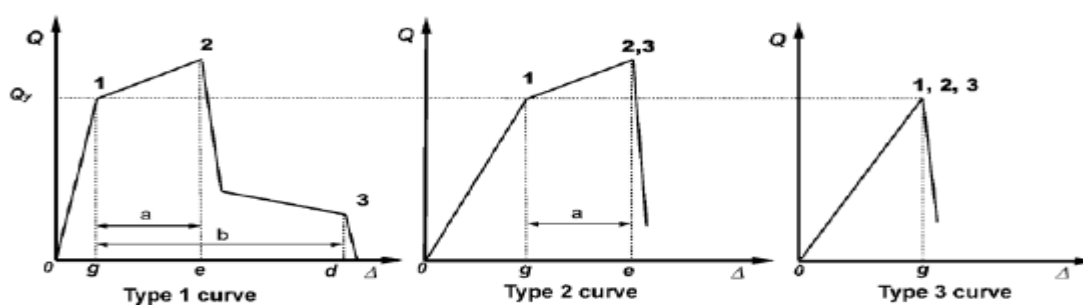


Рисунок 1.24 - Графики нагрузки-деформации элементов системы в зависимости от характера их работы[132]

График 1 служит для оценки работы элементов, работа которых характеризуется стадией упругой работы (участок 0-1) и неупругой работой элементов до достижения предельной нагрузки (участок 1-2) и после неё (участок 2-3).

График 2 служит для оценки работы элементов, работа которых характеризуется стадией упругой работы (участок 0-1) и неупругой работой элементов с достижением предельной нагрузки (участок 1-3).

График 3 служит для оценки работы элементов, работа которых не характеризуется какой-либо неупругой работой и разрушение которых как правило носит хрупкий характер (участок 0-3).

В зависимости от протяженности участков а и б на графиках работы элементов, критерием выхода из строя элементов служит либо параметр,

связанный с достижением предельной нагрузки элементов, либо параметр, связанный с достижением предельной деформации элементов системы. Важно отметить, что в качестве основной деформативной характеристики для оценки несущей способности конструкций при аварийных воздействиях как правило выступает угол поворота элемента.

Кроме того, перед оценкой устойчивости системы к прогрессирующему разрушению производится разделение элементов системы на основные и вспомогательные, в зависимости от степени вклада данных элементов на общую устойчивость каркаса. К основным элементам монолитного каркаса относятся стены, колонны, пилоны, плиты и балки. К вспомогательным – ненесущие элементы, а также шарнирно опёртые элементы, не способствующие образованию неразрезности конструкций.

Превышение предельно допустимого угла поворота, а также снижение остаточной несущей способности плиты перекрытия на продавливание ниже допускаемого предела являются критериями разрушения безбалочных плит перекрытия.

1.4 Конечно-элементное моделирование систем при аварийных воздействиях

Вопрос обеспечения устойчивости зданий и сооружений к прогрессирующему обрушению является достаточно сложным. Необходимо комплексно учитывать наличие динамических эффектов в первые секунды после аварийного воздействия, значительную нелинейную работу материалов с развитием прогибов и образованием зон с существенными повреждениями на наиболее напряженных участках, как ответную реакцию системы. Во время расчетов проводится поиск и задействование системой своих внутренних ресурсов и всех имеющихся запасов. Однако в последние несколько десятилетий с учетом развития вычислительных мощностей ученым всё чаще удается получать корректные результаты с необходимым уровнем точности[88,103]. Важно

отметить, что данные успехи численного моделирования связаны как с верификацией проведенных испытаний по моделированию сценариев прогрессирующего обрушения, так и с анализом разрушения систем после аварийных ситуаций [4]. Накопленный опыт, а также значительно меньшие трудовые и материальные затраты [23] позволяют широко использовать численное моделирование при исследовании поведения монолитных каркасов при аварийных воздействиях. [5]

Стоит отметить что несмотря на развитие различных методик и предложений по использованию численного моделирования наиболее популярным и широко используемым в практике остается метод конечных элементов. Основные преимущества конечно-элементного моделирования заключаются в возможности изучения напряженно-деформированного состояния конструкций при разном уровне фрагментации в 2D или 3D постановке, с учетом нелинейного поведения материалов, различных динамических эффектов с помощью использования явных или неявных решателей.

Понятие учета разного уровня фрагментации подразумевает использование объемных элементов для изучения более детальной работы узла сопряжения, либо более «укрупненные» элементы: стержень, оболочка, мембрана и т.п. для изучения работы каркаса здания. Важно учитывать тот факт, что использование объемных элементов значительно увеличивает время расчета. Поэтому, как правило объемные элементы используются для изучения работы отдельных узлов конструкций [136], в то время как здание моделируется более укрупненными элементами. Так при моделировании монолитных каркасов плиты перекрытия моделируются плитными элементами, в то время как работа колонн и балок – стержневыми. Данный подход к моделированию широко используется многими учеными при рассмотрении вопроса устойчивости зданий и сооружений к аварийным воздействиям [74, 102, 108, 112, 104].

Стоит отметить, что для железобетонных монолитных каркасов с безбалочными перекрытиями наиболее ответственным местом является узел

сопряжения колонны и плиты перекрытия, который при аварийной ситуации испытывает сложное, изменяющееся во времени напряженное состояние.

Для исследования сложно-напряженного состояния данного узла часть исследователей предлагает использовать жесткие вставки и связи [79, 80, 101, 126, 134] с заданными по аналитическим формулам законами их деформирования [100, 110, 111]. В то же время важно отметить, что аналитические методики были предложены на основе испытаний уменьшенных образцов без наличия дополнительного обжатия, моделирующего наличие граничных закреплений узла перекрытия. Необходимо отметить, что данные испытания за редким исключением учитывают работу конструкции после наступления продавливания. Таким образом использование жестких вставок и элементов с заданными правилами поведения может исказить картину деформирования системы. Кроме того, аналитические формулы используемые для связи колонны и плиты перекрытия при конечно-элементном моделировании в основном сформулированы по результатам испытаний элементов продавливания с квадратным профилем. В то время как в практике широко применяются вертикальные несущие элементы типа пилонов.

Интересным подходом в совмещении фрагментации конструкции и снижения времени расчета послужили работы по совмещению объемных и мембранных элементов в конечно-элементном моделировании [133]. Для учета сложного поведения приопорных узлов исследователь предложил моделировать приопорные участки объемными элементами, а пролетные – элементами типа оболочек. К сожалению, автор рассматривал только конструкцию плиты перекрытия в пределах одного этажа.

Стоит отметить, что при аварийной ситуации конструкции начинают работать в предельном состоянии. Это приводит к возникновению значительных деформаций и образованию трещин в железобетонных конструкциях. Наиболее широкое применение для изучения конструкций получил метод конечных элементов. Данный метод предусматривает моделирование конструкций в единую расчетную схему, описываемую непрерывной функцией системы уравнений. Данная система достаточной степенью точности описывает поведение

конструкций в условиях нормальной эксплуатации. Однако возникновение аварийной ситуации предусматривает работу конструкций в предельном и запредельном состоянии с образованием значительных трещин, достижением предельных деформаций, возникновением повреждений определенного уровня. Метод конечных элементов не предполагает полное исключение из расчетной модели отдельных частей конечных элементов, поврежденных трещинами, с нарушенным контактом бетона с арматурой и перераспределением напряжений внутри элемента. [29, 35] Предполагается, что более точный результат будет получен благодаря разбивке конструкций на меньшие элементы, использованием специальных моделей поведения конструкций в подобных условиях. Однако при изучении работы системы в виде многоэтажного монолитного каркаса это может привести к значительному увеличению трудозатрат.

Для того чтобы понять, как развиваются повреждения в узле сопряжения колонны и плиты при продавливании и определении предельного уровня повреждений данного узла с учетом возможности возникновения аварийной ситуации (см. рис. 1.25) возможно использование конечно-элементного подхода. Однако, полученные методом конечных элементов результаты расчета необходимо верифицировать результатами испытаний. [31,46, 62, 74, 124, 133]

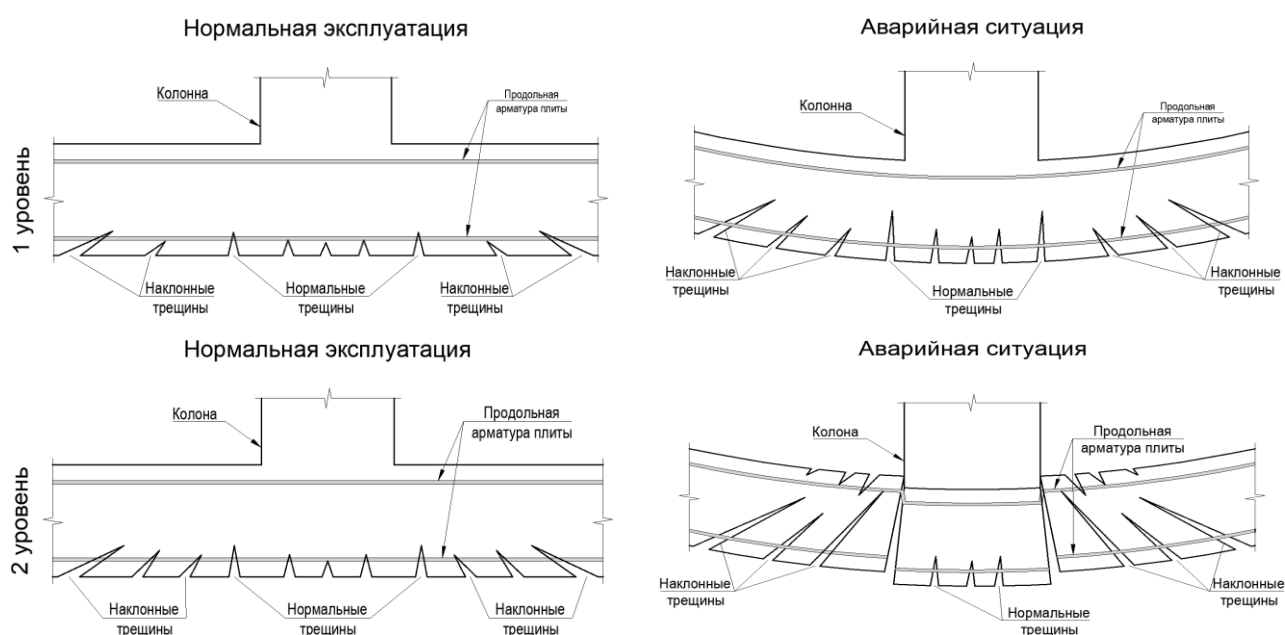


Рисунок 1.25 – Работа узла сопряжения колонны и плиты с предлагаемыми уровнями повреждений при нормальной эксплуатации и при аварийной ситуации

1.5 Несимметричные пролёты систем при аварийных воздействиях

В результате обзора литературы установлено, что большая часть исследований по вопросам устойчивости каркасов к прогрессирующему обрушению уделена системам с симметричными пролетами в плане. В то же время наличие разных пролетов в плане при аварийной ситуации, может привести к возникновению дополнительных изгибающих моментов на одной из граней узла плиты перекрытия и его разрушению от продавливания. В связи с этим, в различных работах указывается необходимость дополнительного изучения зданий с несимметричными пролетами и различной конфигурацией в плане [75, 125, 133].

Более строгие требования по учету несущей способности элементов систем с нетиповым расположением конструкций (atypical structural configurations) представлены в нормах США [95]. Там [95] дополнительно указаны критерии, по которым положение несущих конструкций в плане можно отнести к нетиповому, в частности при:

- нарушении непрерывности положения в плане вертикальных конструкций по всей высоте здания;
- разных по габаритам пролетов и при наличии больших пролетов;
- нерегулярном расположении конструкций в плане;
- расположении в плане групп близко расположенных вертикальных конструкций

Для данных систем при оценке устойчивости конструкций к прогрессирующему обрушению принимаются пониженные значения предельного коэффициента требуемой несущей способности (Demand Capacity Ratio = DCR) равным 1,5, что приводит к необходимости к увеличению армирования или корректировке положения конструкций. В то время как для систем для систем с типовым расположением конструкций данный коэффициент равен (Demand Capacity Ratio = DCR) 2.

По результатам конечно-элементных расчетов каркасных монолитных зданий с балочными перекрытиями установлено, что здания с нерегулярными пролетами в плане показали более высокие коэффициенты динамического догружения по сравнению с регулярными системами. [92, 130] По результатам другой работы [85] установлено, что здания с нерегулярными пролетами могут не обладать устойчивостью к прогрессирующему обрушению по сравнению со зданиями с регулярными пролетами.

Выводы по главе 1

1. Выполнен литературный обзор современных исследований отечественных и зарубежных ученых и нормативных документов в области определения несущей способности железобетонных узлов сопряжения колонны и плиты перекрытия на продавливание, по результатам которых установлено, что методике расчета на продавливание с учетом наличия повреждений уделено недостаточное внимание.

2. Проведен анализ существующих методов расчета на прогрессирующее разрушение, в том числе оценки живучести зданий и сооружений в ходе, которого установлено, что при аварийном воздействии локальные повреждения других конструкций практически не учитываются.

3. Изучены схемы численного моделирования каркасов зданий и сооружений с учетом физической, геометрической нелинейностей, которые показали необходимость более детального моделирования узлов сопряжения колонны и плиты перекрытия.

4. Недостаточно изученными с точки зрения устойчивости к прогрессирующему разрушению являются каркасы нерегулярной структуры (различные пролеты и шаги рам, этажность и т.п.), что формирует необходимость дополнительных исследований, так как в таких конструктивных системах могут возникать дополнительные силовые эффекты.

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УЗЛОВ СОПРЯЖЕНИЯ КОЛОННЫ И ПЛИТЫ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

2.1 Программа проведения эксперимента

Цель проведения экспериментальных исследований заключалась в изучении напряженно-деформированного состояния монолитного узла сопряжения колонны и безбалочной плиты в режиме разрушения от продавливания.

В соответствии с поставленной целью решались следующие задачи:

- анализ напряженно-деформированного состояния по данным тензометрических датчиков;
- анализ развития трещин на разных этапах действия нагрузки;
- изучение влияния эксцентриситета ($e/h=0,75$) продавливающего усилия на работу узла сопряжения колонны и плиты;
- изучение напряженно-деформированного состояния узлов сопряжения после наступления продавливания.

Для решения поставленных задач был составлен план проведения испытаний, который включал в себя следующие основные пункты:

1. Изготовление опытных образцов.
2. Наклейка тензометрических датчиков на арматуру и бетонирование образцов.
3. Определение физико-механических характеристик материалов по испытаниям кубов, призм и арматурных стержней.
4. Проведение конечно-элементных расчетов по полученным физико-механическим характеристикам с определением ожидаемой разрушающей нагрузки.
5. Наклейка тензометрических датчиков на поверхность образца для регистрации показаний.
6. Проведение испытаний с фиксацией полученных результатов на каждом шаге нагружения.

7. Обработка полученных результатов.

В данной работе основное внимание уделяется работе плит перекрытий малой толщины ($h_0 < 250 \text{ мм}$). Минимальная толщина плиты выбиралась из технологических возможностей, опыта аналогичных испытаний [8] и рекомендациям исследователей к минимальной толщине плиты для отображения действительной работы узла при продавливании [87]. Таким образом было принято решение об испытании плиты толщиной 120 мм.

Результат экспериментальных исследований заключался в определении предельных нагрузок при центральном и внецентренном приложении нагрузки, формировании уровней локальных повреждений с последующим использованием их в аналитических расчетах и при численном моделировании.

2.2 Изготовление опытных образцов

Для проведения экспериментального исследования работы узлов сопряжения колонны и плиты были изготовлены две серии образцов с тремя образцами в каждой из серий.

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 трех образцов (ПРв-1, ПРв-2, ПРв-3), однако имела другую форму оголовков колонн. Это позволило исследовать работу узлов в режиме продавливания при действии продольной силы и изгибающего момента.

Плитная часть всех опытных образцов имела одинаковую толщину 120 мм и габариты в плане 1400x1400 мм. Оголовки колонн всех образцов были выполнены сечением 200x200x200 (h) мм. Для приложения продавливающей нагрузки с эксцентриситетом для образцов второй серии была выполнена консоль габаритами 200x400x200 (h) мм. Продавливающая сила для образцов из первой серии (ПРц-1, ПРц-2, ПРц-3) прикладывалась через опорную стальную пластину по центру тяжести колонны. (см. рисунок 2.1) Продавливающая сила для образцов второй

серии (ПРВ-1, ПРВ-2, ПРВ-3) прикладывалась через опорную стальную пластину на консоль с эксцентриситетом $e/h = 0,75$ ($e=150$ мм) (см. рисунок 2.2).

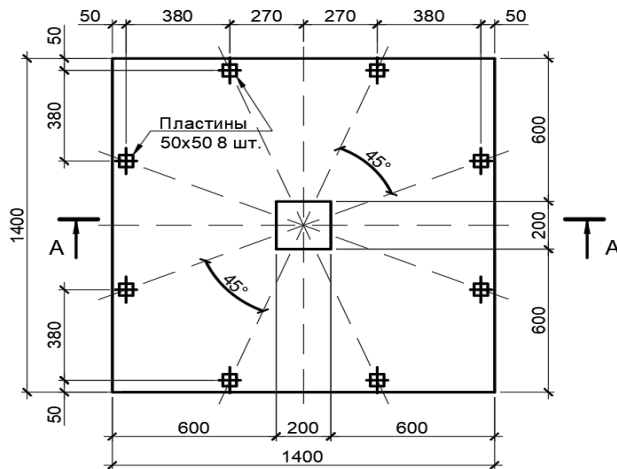


Рисунок 2.1 – Опалубочные чертежи образцов (ПРЦ-1, ПРЦ-2, ПРЦ-3) с приложением продольной силы по центру тяжести колонны

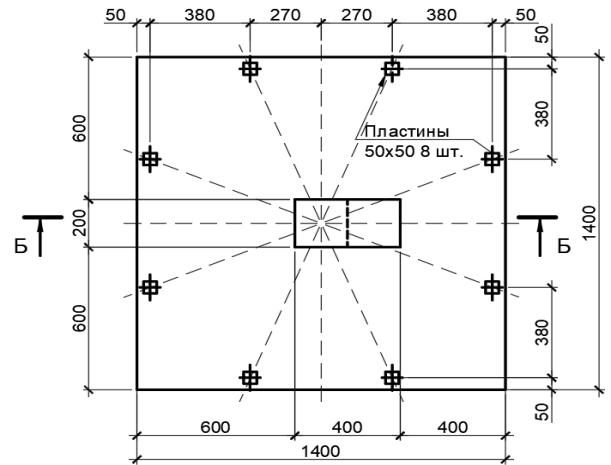


Рисунок 2.2 – Опалубочные чертежи образцов (ПРВ-1, ПРВ-2, ПРВ-3) при действии продольной силы и изгибающего момента

Армирование плитной части образцов выполнялось двумя сетками, установленными с защитным слоем в 20 мм. Армирование нижней сетки выполнено арматурными стержнями $\varnothing 8$ мм из арматуры класса А500, установленными с шагом 100 мм. Армирование верхней сетки выполнено арматурными стержнями $\varnothing 8$ мм из арматуры класса А500, установленными с шагом 200 мм. В зоне устройства колонны было выполнено учащение шага стержней верхнего армирования до 100 мм. Верхние стержни плиты были заанкерены с нижними путем установки П-образных деталей П-1 $\varnothing 8$ мм арматуры класса А500 на крайних участках плиты. (см. рисунок 2.3, 2.4).

Продольное армирование колонных частей образцов выполнялось арматурными стержнями $\text{Ø}12$ мм класса А500 с устройством поперечных хомутов из арматуры $\text{Ø}8$ мм класса А500 с шагом 50 мм. (см. рисунки 2.3, 2.4)

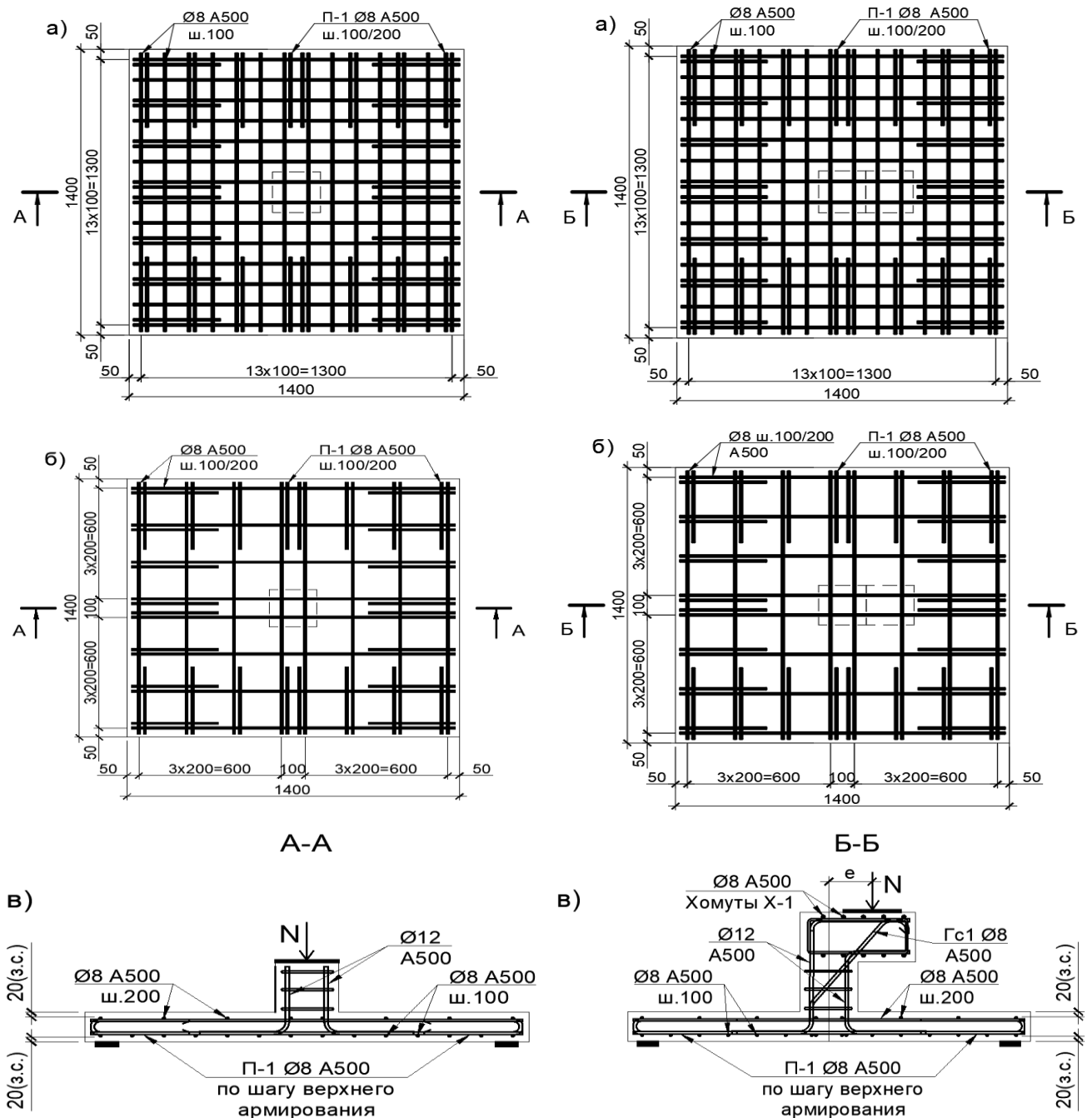


Рисунок 2.3 - Армирование образцов с приложением продольной силы без изгибающего момента – а) план нижнего армирования; б) план верхнего армирования; в) разрез А-А

Рисунок 2.4 - Армирование образцов с приложением продольной силы с эксцентриситетом ($e=150$ мм) – а) план нижнего армирования; б) план верхнего армирования; в) разрез Б-Б

Для анкеровки продольных стержней колонной части в торце консольной части были установлены П-образные детали (П-2) из арматуры $\varnothing 12$ мм класса А500. В консольной части установлены поперечные хомуты из арматуры $\varnothing 8$ мм А500. Для исключения вероятности разрушения консольного участка по наклонным сечениям было установлено два дополнительных гнутых наклонных стержня (Гс-1) из арматуры $\varnothing 8$ мм класса А500.

Опалубка испытуемых образцов изготавливалась из фанеры толщиной 15 мм. Для исключения отклонения от геометрических размеров во время бетонирования в угловых участках были установлены дополнительные бруски 20x20x10 мм. (см. рисунок 2.4)



Рисунок 2.4 – Устройство опалубки образцов

Для удобства представления данные по геометрическим характеристикам и армированию образцов для испытаний представлены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 Характеристики плиты перекрытия

Габариты плиты а x b, мм	Рабочая высота плиты h_0 , мм	Эксцентриситет, мм ($e/h_{\text{конс}}$)	Процент армирования сжатой части плиты, %	Процент армирования растянутой части плиты, %	Габариты колонны, а x b (мм)	Процент армирования колонной части
1400x1400	92	-	0,251 %	0,502 %	200x200	1, 13%
1400x1400	92	150 (0.75)	0,251 %	0,502 %	200x200	1, 13%

2.3 *Определение физико-механические характеристики материалов*

2.3.1 *Физико-механические характеристики бетона*

Образцы изготавливались из тяжелого бетона на гранитном щебне фракции 5-20мм. Для получения физико-механических характеристик были выполнены 4 контрольных куба с ребрами по 100 мм и 6 призм габаритами 100x100x400 мм. Образцы (ПРЦ-1, ПРЦ-2, ПРЦ-3, ПРВ-1, ПРВ-2, ПРВ-3) вместе с кубами и призмами набирали прочность в складском помещении при нормальных условиях хранения 28 суток (см. рисунок 2.5).

Непосредственно перед проведением испытаний образцов узлов сопряжения (ПРЦ-1, ПРЦ-2, ПРЦ-3, ПРВ-1, ПРВ-2, ПРВ-3) на базе НИУ МГСУ были проведены испытания контрольных кубов и призм. Результаты испытаний использовались для проведения предварительных расчетов с определением ожидаемой разрушающей нагрузки образцов.

Кубиковая прочность определялась в соответствии с методикой ГОСТ 10180-2012. Перед проведением испытаний был выполнен визуальный осмотр, определены фактические геометрические размеры, плотность и масса образца. После этого образцы были устанавливались на опорную часть испытательной машины и отцентрированы относительно его продольной оси. Далее через металлические пластины испытательной машины на кубы прикладывалась нагрузка вплоть до их полного разрушения. Потом проводился визуальный осмотр фактической схемы разрушения с последующим сравнением этой схемы с указанными в ГОСТ 10180-2012. Согласно данным по испытания кубов бетон можно отнести к классу В25.

Для получения прочности бетона при растяжении были проведены статических испытания трех призм на растяжение при изгибе в соответствии с методикой ГОСТ 101180-2012. Аналогично испытаниям кубов предварительно был проведен визуальный осмотр и определены фактические геометрические размеры. Образцы устанавливались в горизонтальном положении на опоры испытательного пресса. Нагрузка от пресса прикладывалась в каждой трети пролета. После

разрушения призм проводился визуальный осмотр фактической схемы их разрушения с последующим сравнением этой схемы с рекомендациями по разрушению, указанными в ГОСТ 10180-2012 Результаты испытаний приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 Результаты испытаний на растяжение бетонных призм при изгибе

Номер образца	Маркировка образца	Ширина сечения a (мм)	Высота сечения B (мм)	Длина образца L (мм)	Расстояние между опорами l (мм)	Разрушающая нагрузка F (кН)	δ	Прочность R_{fb} (МПа)
1	1	98	98	403	300	9,84	0,92	2,89
2	2	96	97	398	300	9,81	0,92	2,99
3	3	98	98	395	300	13,44	0,92	3,93
Прочность в серии по ГОСТ 10180-2012:								3,47

Для получения призмной прочности на сжатие и начального модуля упругости бетона в соответствии с методикой ГОСТ 24452-80 были проведены статические испытания трех призм. Перед проведением испытаний был выполнен визуальный осмотр и определены фактические геометрические размеры образца. На боковые грани призм в продольном и перпендикулярном направлении были наклеены тензометрические датчики для измерения деформаций бетона. После этого образцы были установлены на опорную часть испытательной машины и отцентрированы относительно его продольной оси.

Для измерения деформаций бетона дополнительно были установлены индикаторы часового (см. рисунок 2.6). По результатам испытаний кубов была определена ожидаемая разрушающая нагрузка для призм. Нагружение призм проводилось ступенями по 10% от предельной ожидаемой нагрузки. На каждой ступени проводилась выдержка в 5 минут и снимались показания приборов. При достижении 40% от ожидаемой предельной разрушающей нагрузки с образцов были сняты индикаторы часового типа.

После разрушения образца проводилась визуальный осмотр фактической схемы разрушения с последующим сравнением этой схемы, указанной по ГОСТ 24452-80 и обработка полученных испытаний (см. таблицу 2.3).

Таблица 2.3 Результаты испытаний призм на сжатие

Номер образца	Маркировка образца	Разрушающая нагрузка (кН)	Призменная прочность (МПа)	Модуль упругости при сжатии (МПа)	Коэффициент Пуассона
1	1	237,3	24,7	17850	0,14
2	2	225,7	24,2	20504	0,13
3	3	183,8	19,1	19892	0,16
Среднее значение:			22,7	19783	0,14
Среднее квадратическое отклонение:			3,1	1777	0,01
Коэффициент вариации (%):			13,61	8,98	10,66



Рисунок 2.5 – Хранение опытных образцов

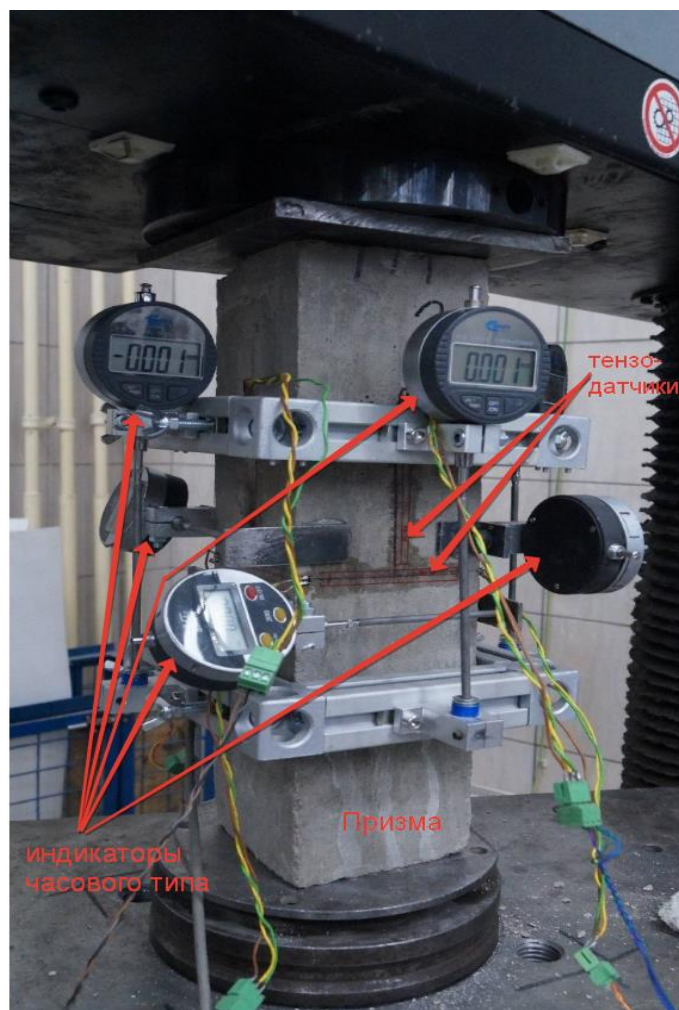


Рисунок 2.6 – Испытания железобетонных призм

2.3.2 Механические характеристики арматуры

Испытания арматурных стержней выполнялись согласно ГОСТ 12004-81. Механические характеристики арматуры Ø8 мм класса А500 определялись по

испытаниям трех заранее подготовленных арматурных стержней длиной по 400 мм (образцы- Арм1, Арм2, Арм3). Продольные деформации стержня измерялись с помощью наклеенных в центре тензодатчиков FLA-10-11 (см. рисунок 2.8).

Перед наклейкой тензодатчиков поверхность была тщательно очищена, обезжирена, элемент периодического арматурного профиля был локально сточен. После наклейки тензодатчики были заклеены клейкой лентой.

На начальных этапах испытаниях стержень закреплялся в захватах машины и к нему прикладывалась нагрузка равная 3-5% от ожидаемого разрывного усилия (см. рисунок 2.8). При приближении к нагрузке, соответствующей уровню напряжений соответствующему условному пределу текучести ($\sigma_{0,02}$), нагрузка прикладывалась долями по 1-3% от ожидаемого разрывного усилия. По мере приложения нагрузки велась непрерывная запись удлинений арматурного стержня между захватами испытательной машины и фиксировались показания тензодатчиков (см. рисунок 2.7). Все образцы показали близкий характер деформирования с ростом деформаций после достижения условного предела упругости ($\sigma_{0,02}$), с последующим образованием шейки в центральной зоне и разрывом стержней.

После проведения испытаний была проведена обработка результатов. Выполнено осреднение полученных данных и построена диаграмма деформирования арматуры при растяжении (напряжения от относительных деформаций " $\sigma - \varepsilon$ ") (см. рисунок 2.8). Полученные результаты по каждому арматурному стержню (Арм1, Арм2, Арм3) приведены в таблице 2.4.



Рисунок 2.7 - Испытания арматурных стержней стали Ø8 класса А500

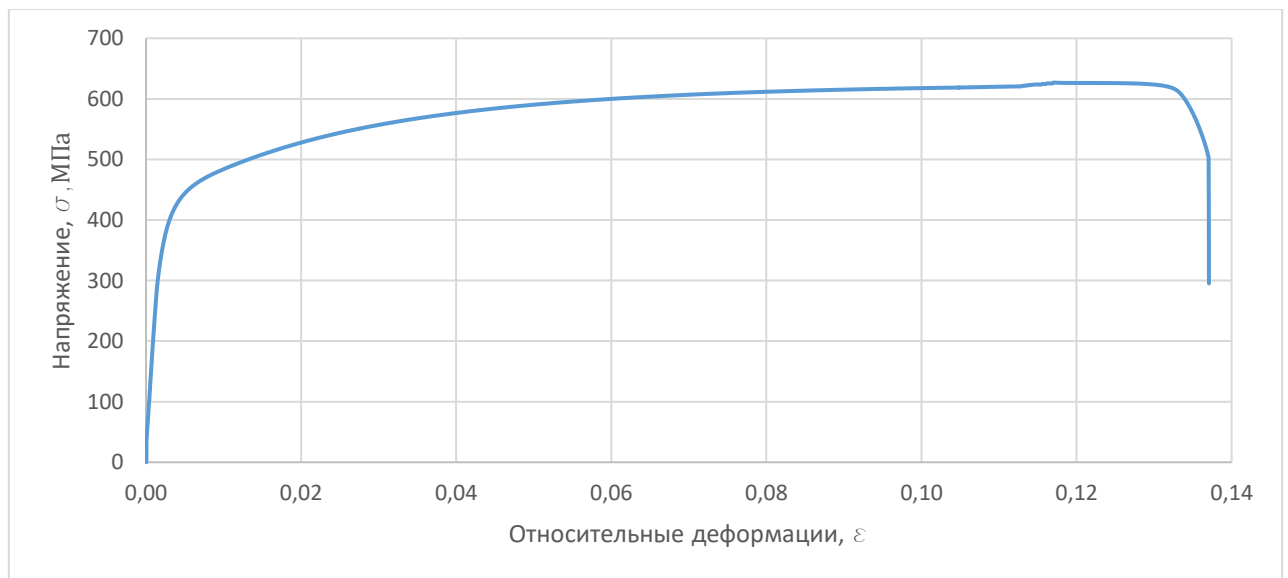


Рисунок 2.8 - Диаграмма растяжения арматурной стали Ø8A500

По полученным физико-механическим характеристикам арматуры и бетона проводилось вычисление несущей способности экспериментальных образцов (ПРц-1...ПРв-3) для получения теоретически ожидаемой разрушающей нагрузки.

Таблица 2.4 – Геометрические характеристики и результаты испытаний арматурной стали

Образцы	Номинальный диаметр, мм	Фактический диаметр, мм	Напряжение при растяжении, МПа			
			Условный предел упругости ($\sigma_{0,02}$)	Условный предел упругости средний для серии ($\sigma_{0,02}$)	Предел прочности	Предел прочности средний для серии
Арм1	8	8,17	451,2	451,2	628,3	627,3
Арм2	8	8,17	448,1		622,4	
Арм3	8	8,17	454,3		631,1	

2.4 Методика проведения экспериментальных исследований

Испытания опытных образцов проводились на базе НИУ МГСУ в г. Мытищи в силовой раме, представленной на рисунке 2.9. Образцы устанавливались на 8 равномерно-распределенных по контуру опор. Для минимизации дополнительных эффектов обжатия, возникающих в результате трения между образцом и точками крепления, образец был установлен на металлические пластины.

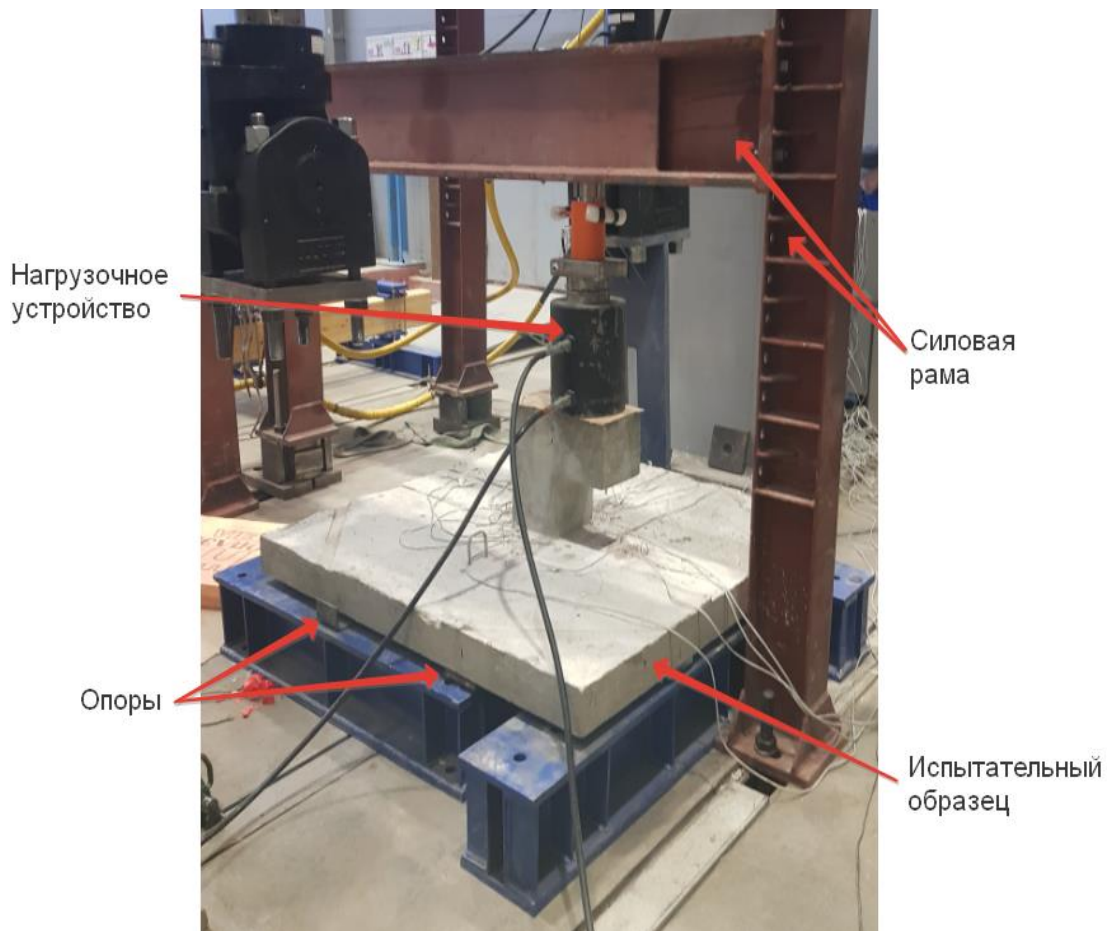


Рисунок 2.9 – Образец на испытательном стенде

На начальном этапе к образцам прикладывалась нагрузка в 0.5 т для выбора зазоров. Далее нагрузка прикладывалась ступенями по 1/10 от теоретической разрушающей нагрузки. Предельная нагрузка определялась в главе 4 «Численный анализ работы монолитного каркаса с разной степенью повреждений при аварийном воздействии». Для образцов с центральным приложением продольной силы она составляла порядка 247 кН, для образцов с приложением продольной силы с эксцентриситетом она составляла порядка 187 кН. По окончании каждого этапа образцы выдерживались под нагрузкой в течении 5 минут. Во время выдержки проводилась фиксация достигнутого уровня нагрузки и после этого выполнялся визуальный осмотр с фиксацией образования и развития трещин.

В процессе испытаний опытных образцов фиксировались:

- относительные деформации бетона верхней (сжатой) поверхности плиты;
- относительные деформации верхней и нижней арматуры плиты под колонной;
- прогибы плитной части образцов (ПРЦ-1, ПРЦ-2, ПРЦ-3, ПРВ-1, ПРВ-2, ПРВ-3);
- схема образования и развития трещин;
- величина разрушающей нагрузки и схема разрушения образцов.

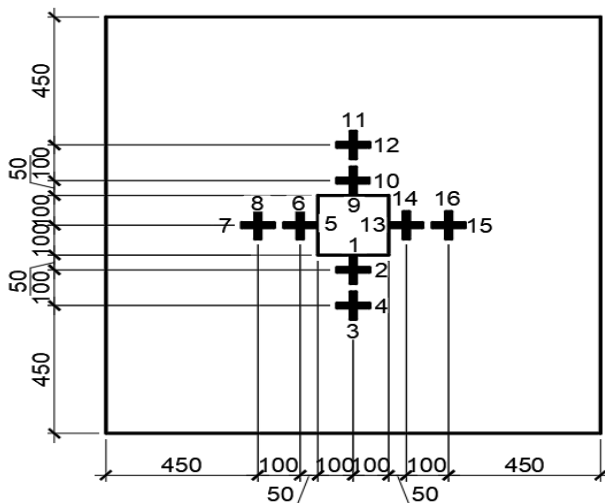


Рисунок 2.10 – Схема установки тензодатчиков на верхней поверхности плиты образца с центральным приложением продольной силы Р

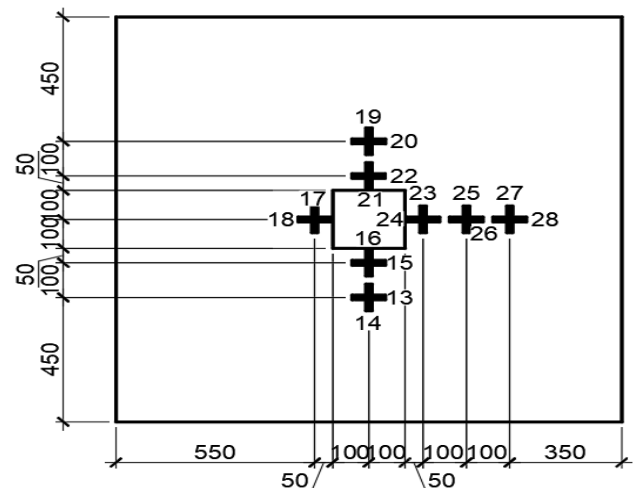


Рисунок 2.11 – Схема установки тензодатчиков на верхней поверхности плиты образца с приложением продольной силы с эксцентриситетом

Для фиксации продольных деформаций бетона в радиальном и тангенциальном направлении после набора прочности бетоном на верхнюю поверхность образца у колонны наклеивались тензорезисторы фирмы «Токуо Measuring Instruments Laboratory Co., Ltd.». (см. рисунки 2.10, 2.11) Были использованы тензорезисторы марки PL-60-11 с базой 50 мм и сопротивлением 120 Ом.

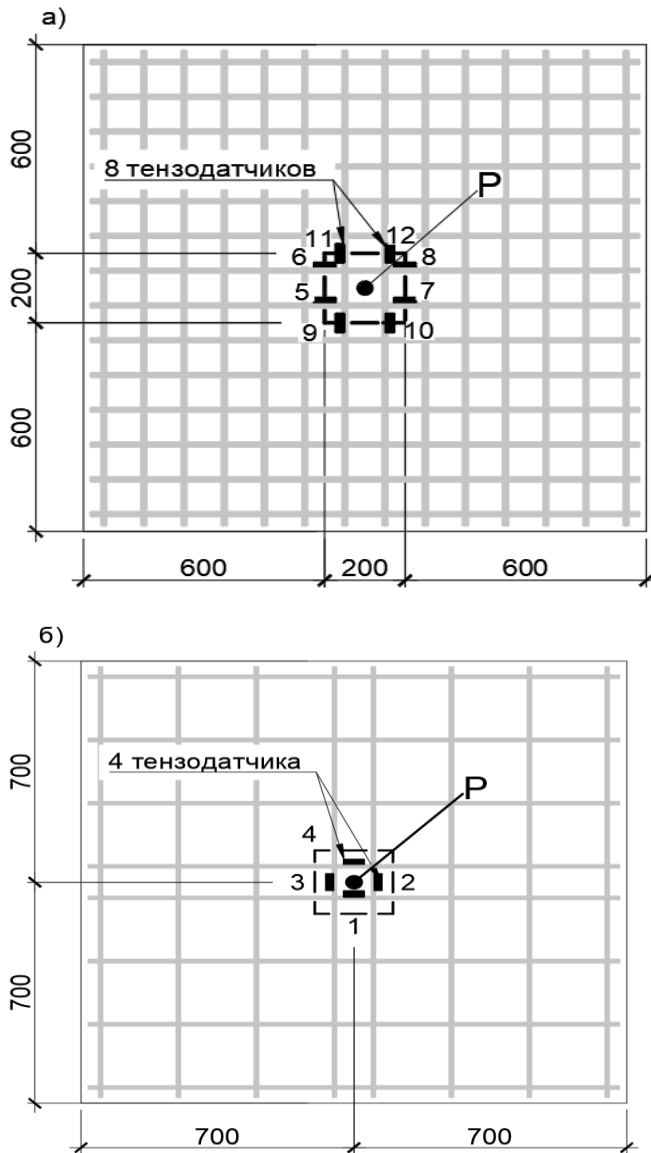


Рисунок 2.12 – Схема установки тензодатчиков на арматуре плиты образца с центральным приложением продольной силы P – а) план установки на нижней сетке; б) план установки на верхней сетке

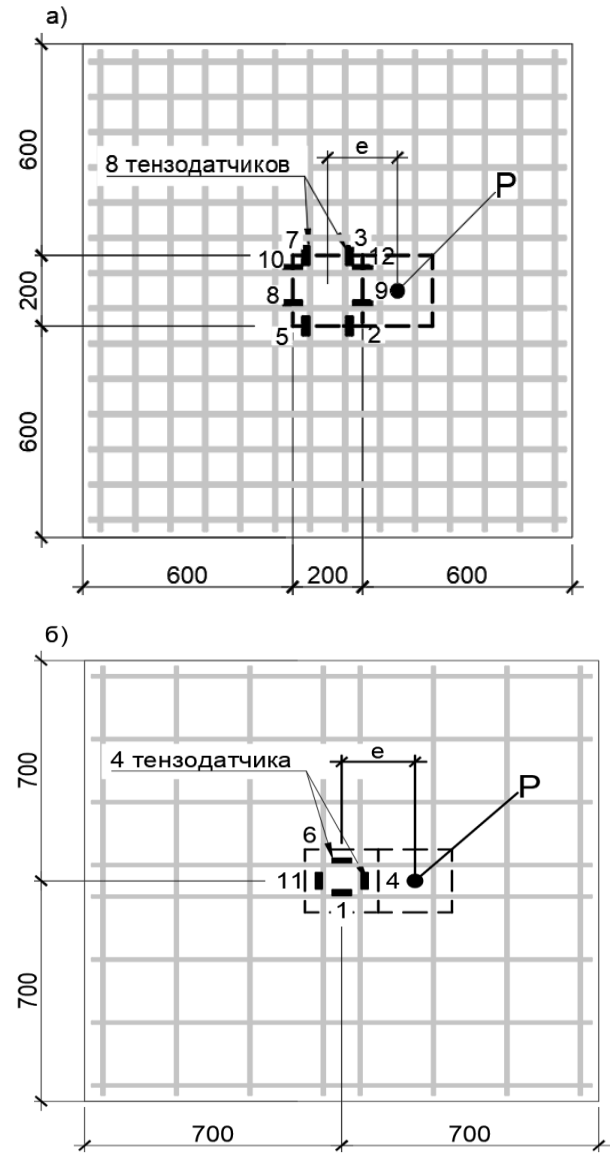


Рисунок 2.13 – Схема установки тензодатчиков на арматуре плиты образца с приложением продольной силы с эксцентриситетом – а) план установки на нижней сетке; б) план установки на верхней сетке

Для измерения линейных продольных деформаций на этапе изготовления образцов на арматурные стержни наклеивались тензорезисторы. Тензорезисторы марки FLA-10-11 с базой 10 мм, сопротивлением 120 Ом и с пределом измерения деформаций до 2% устанавливались на продольную растянутую и сжатую арматуру (см. рисунки 2.11, 2.12). В местах наклейки тензодатчиков проводилась шлифовка до ровной поверхности арматуры.

Данные тензометрических датчиков регистрировались с помощью тензорезисторной станции марки - National Instruments SCXI-1001.

2.5 Результаты испытаний образцов с центральным приложением продольной силы

2.5.1 Трещинообразование и развитие прогибов

Первые трещины на нижней грани плиты возникали при нагрузке 30%-35% от предельного значения, соответствующего разрушению образца.

При нагрузке 40-45% от предельного значения соответствующего разрушению образца (в точке А по рисунку 2.14) начали образовываться радиальные трещины, которые распространялись от зоны плиты под колонной к крайней поверхности плиты.

При нагрузке 40-65% от предельного значения соответствующего разрушению образца от предельной разрушающей нагрузки для всех образцов наблюдалось образование незамкнутых по контуру тангенциальных (кольцевых) трещин на некотором удалении от зоны плиты под колонной.

При дальнейшем увеличении нагрузки (в точке Б по рисунку 2.14) наблюдалось активное формирование новых радиальных трещин и раскрытие уже имеющихся. Тангенциальные трещины постепенно расширялись и замыкались в пределах развития некоторой области продавливания. Бетон на сжатой поверхности плиты не имел никаких видимых трещин вплоть до наступления разрушения от продавливания.

Прогибы плиты перекрытия измерялись в центре нижней поверхности плитной части с помощью электронного индикатора часового типа (ИЧЦ 2103-10) с ценой деления 0.01 мм. Прогибы плиты фиксировались на каждом этапе после приложения нагрузки и окончания выдержки.

По результатам испытаний построены графики зависимости прогибов от центрально приложенной нагрузки (см. рисунок 2.14). Можем отметить схожий характер деформирования образцов (ПРц-1, ПРц-2, ПРц-3) внутри серии. Для удобства дальнейшей оценки построены диаграмма средних нагрузок образцов по результатам испытаний (см. рисунок 2.15).

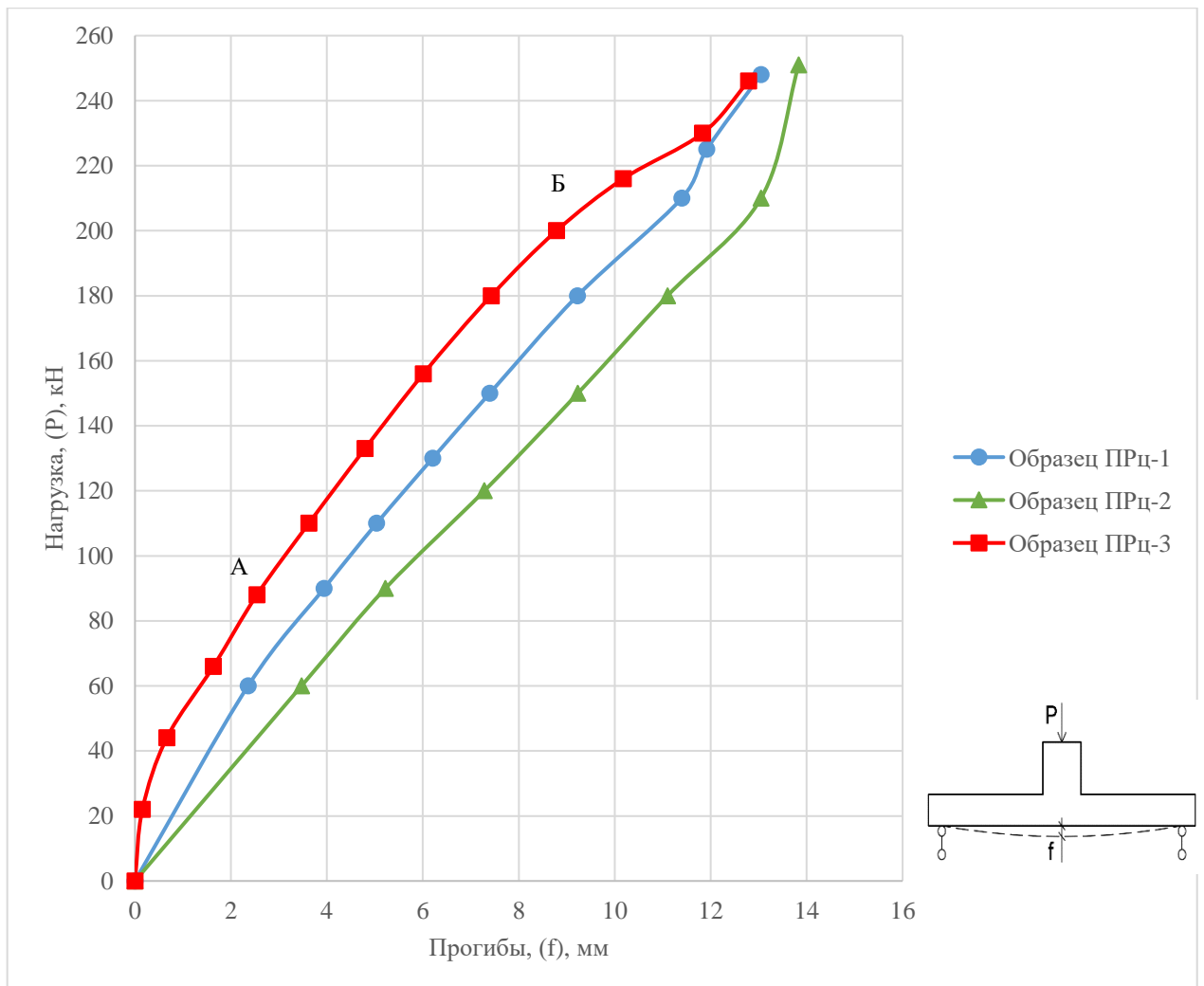


Рисунок 2.14 – Прогибы опытных образцов с центральным приложением продольной силы

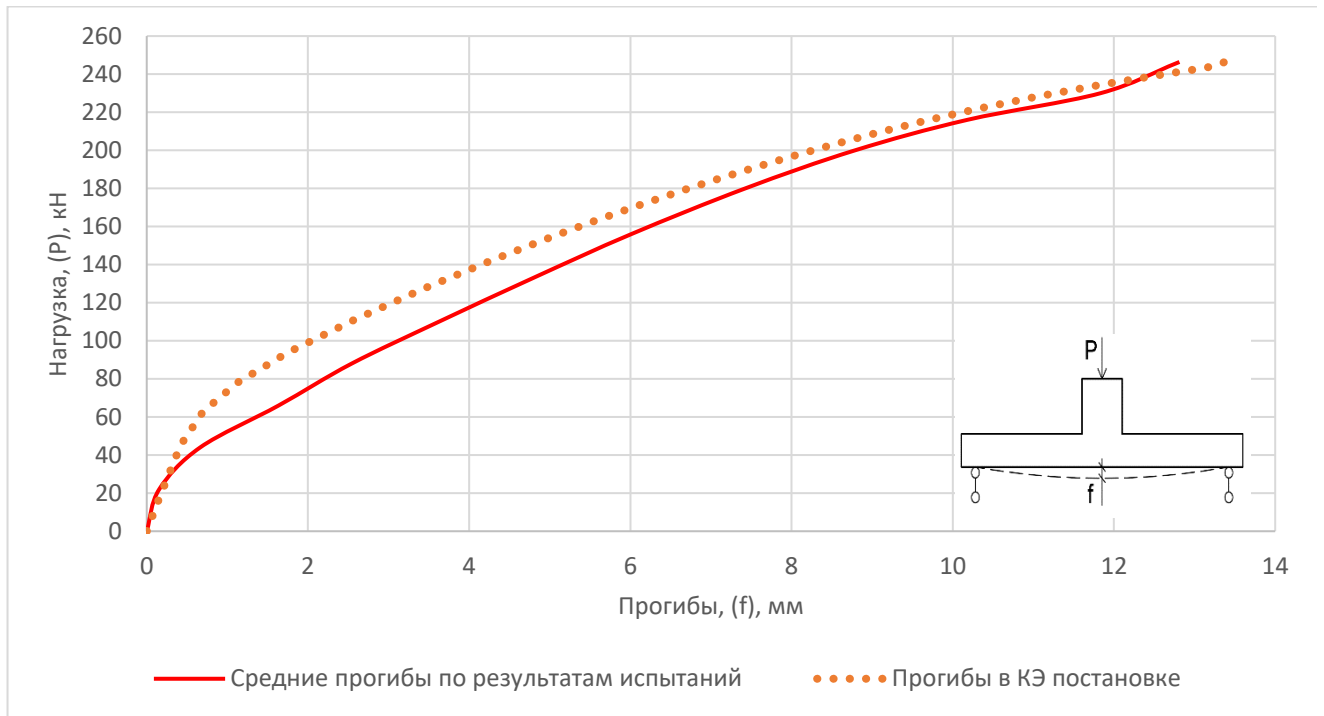


Рисунок 2.15 – Средние прогибы опытных образцов с центральным приложением продольной силы

После наступления продавливания произошло падение давления в цилиндре нагрузочного устройства. В результате чего увеличивались прогибы образцов и происходило перераспределение основной части усилий с бетона на арматуру. Однако при уровне нагрузки в среднем порядка 110 кН, давление в нагрузочном устройстве перестало падать. Была проведена выдержка в 5 минут образца под данной нагрузкой. По результатам которой было установлено, что образцы продолжали выдерживать усилия без существенного увеличения прогибов.

Таким образом все образцы показывали похожий характер деформирования (ПРц-1, ПР2-2, ПРц-3) - при усилиях в 110 кН ($\approx 40\%$ от $P_{\text{разр.}}$) наблюдалось увеличение прогибов до 10 мм к прогибам, полученным при наступлении продавливания без их дальнейшего роста. (см. рисунок 2.16). Контроль прогибов в связи с отколом значительной части защитного слоя бетона в растянутой зоне проводился косвенно путем измерения хода штока гидравлического цилиндра. На данной ступени наблюдалось откалывание защитного слоя бетона и образование волосяных трещин на боковых поверхностях плиты перекрытия.

При дальнейшем увеличении нагрузки до 145 кН ($\approx 58\%$ от $R_{\text{разр.}}$) отмечается существенное нарастание прогибов образца (до 45 мм). Начинают образовываться небольшие трещины на сжатой поверхности плиты в зоне сопряжения колонны и плиты.

При увеличении нагрузки до 174 кН и прогибе порядка 53 мм испытания были остановлены. На верхней поверхности узла сопряжения начинали интенсивно образовываться мелких трещин у опоры. При попытках дальнейшего увеличения давления в нагрузочном устройстве происходил интенсивный откол бетона на нижней поверхности плиты, образование новых трещин на её верхней поверхности и рост прогибов.

Данные по испытаниям образцов для удобства представлены в таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Таблица результатов испытаний образцов с центральным приложением продольной силы

№ образца	Продольное усилие (P) при наступлении продавливания, кН	Среднее продольное усилие (P) при наступлении продавливания, кН	Прогиб (f) образца при наступлении продавливания, мм	Средний прогиб (f) образцов при наступлении продавливания, мм
1	248	248,3	13,1	13,2
2	246		13,8	
3	251		12,8	
№ образца	Продольное усилие (P) после наступления продавливания и стабилизации давления нагрузочного устройства, кН	Среднее продольное усилие (P) после наступления продавливания и стабилизации давления нагрузочного устройства, кН	Окончательный прогиб (f) образца после наступления продавливания, мм	Средний прогиб (f) образцов после наступления продавливания, мм
1	106	110,0	52,9	53,7
2	110		53,2	
3	114		55,0	

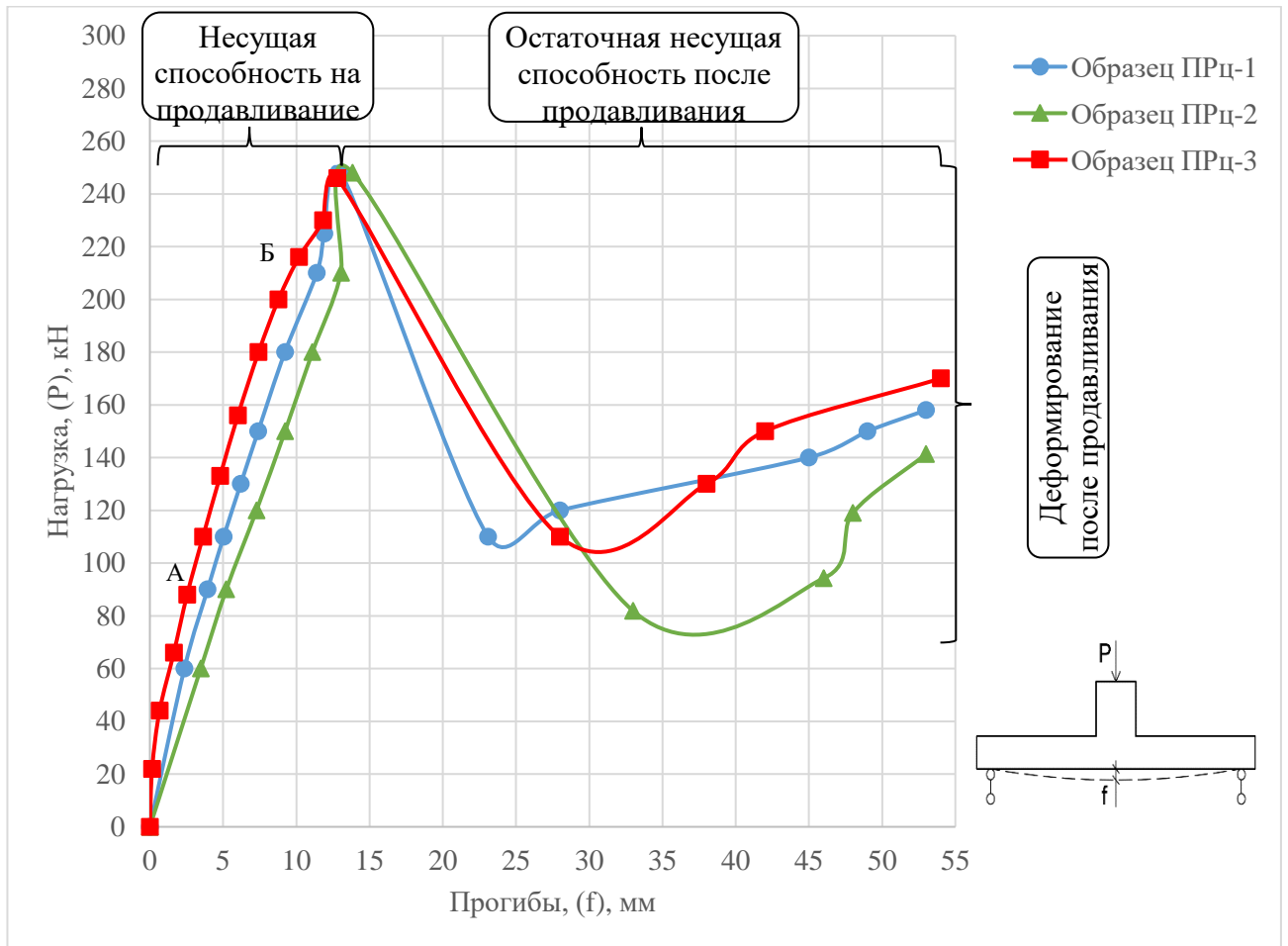


Рисунок 2.16 – Прогибы опытных образцов с центральным приложением продольной силы после наступления продавливания

2.5.2 Относительные деформации бетона

Согласно программе испытаний, проводилась запись показаний относительных деформаций бетона на верхней (сжатой) поверхности плиты до момента наступления продавливания (см. рисунки 2.17, 2.19, датчики 1-16).

По результатам обработки данных показаний построены графики зависимости относительных деформаций от приложенной на образец нагрузки для каждого датчика. После этого была проведена оценка полученных данных по каждому отдельному образцу (ПРЦ-1, ПРЦ-2, ПРЦ-3) и с учетом близкого характера деформирования образцов внутри серии выполнено осреднение полученных данных по каждому датчику (см. рисунки 2.18, 2.20). Деформации в радиальном направлении измерялись датчиками под номерами 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15 (см.

рисунки 2.17), деформации в тангенциальном направлении – 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, 16 (см. рисунки 2.19).

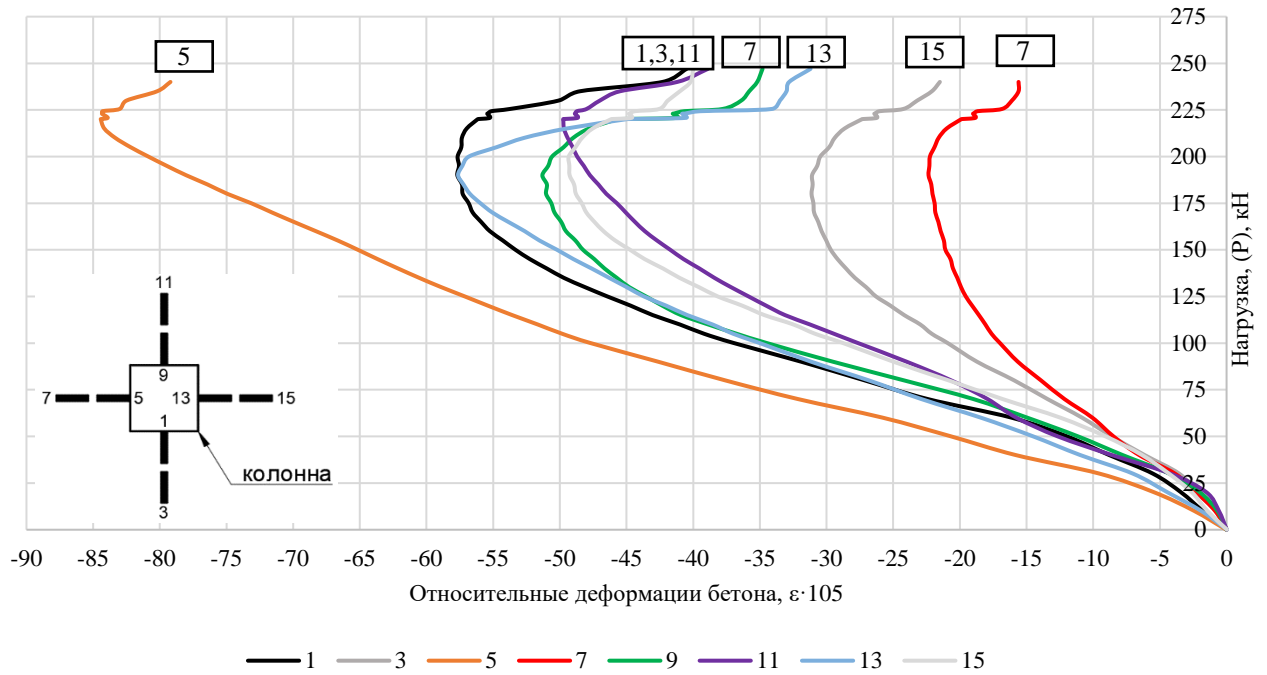


Рисунок 2.17 – Средние деформации в радиальном направлении опытных образцов с центральным приложением продольной силы

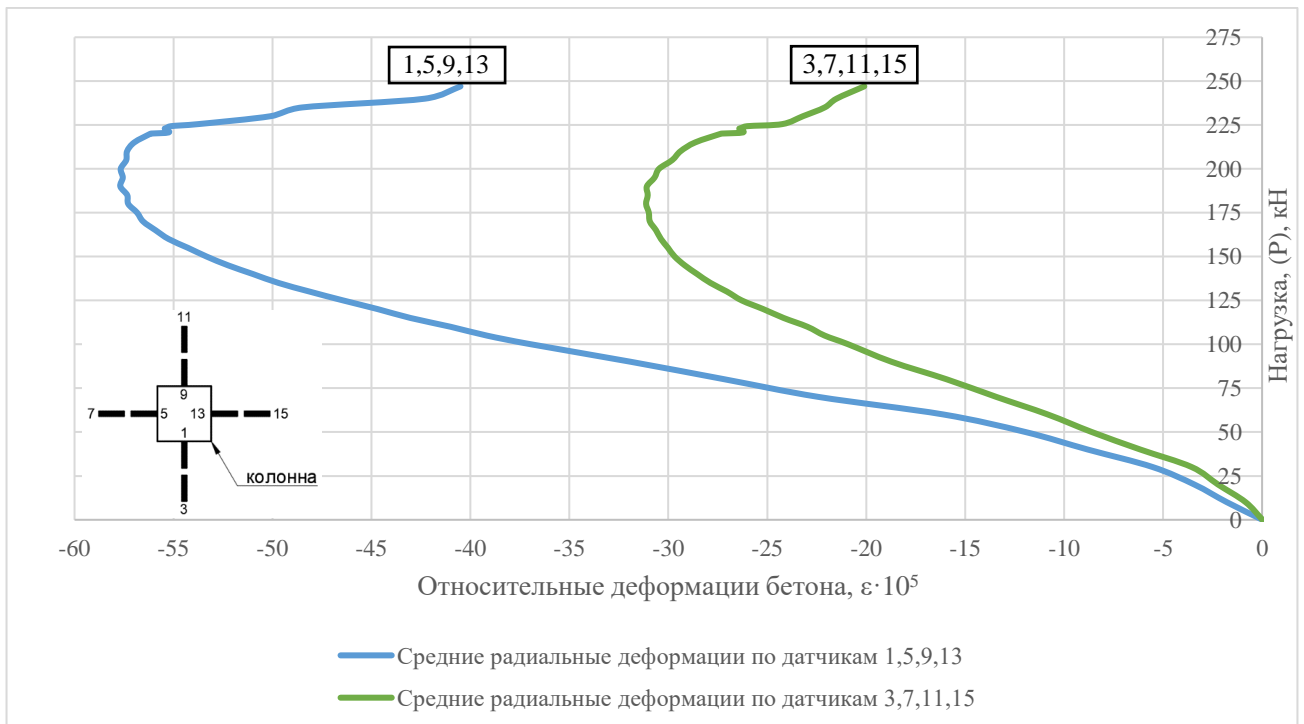


Рисунок 2.18 – Осреднение деформаций групп датчиков в радиальном направлении опытных образцов с центральным приложением продольной силы

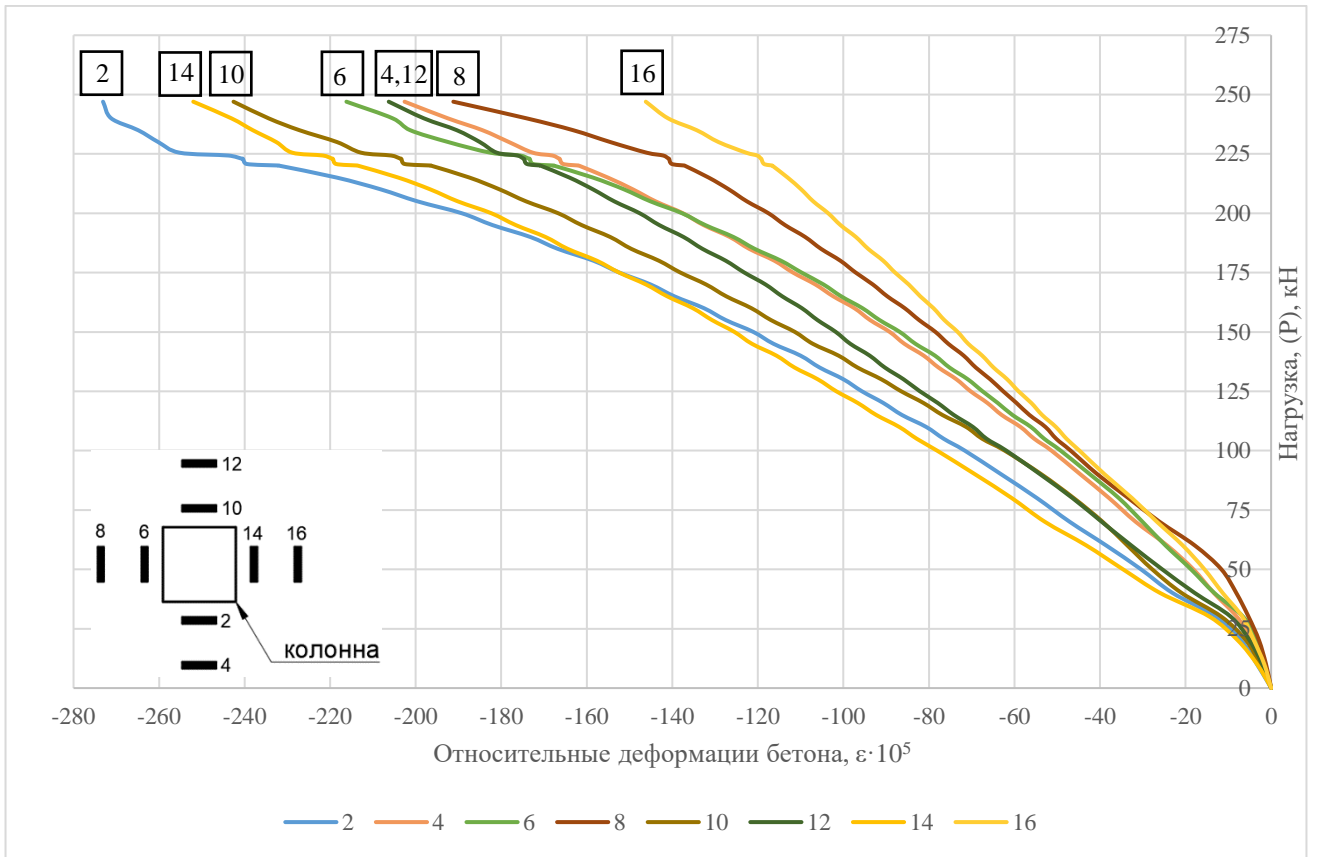


Рисунок 2.19 – Средние деформации в тангенциальном направлении опытных образцов с действием продольной силы без изгибающего момента

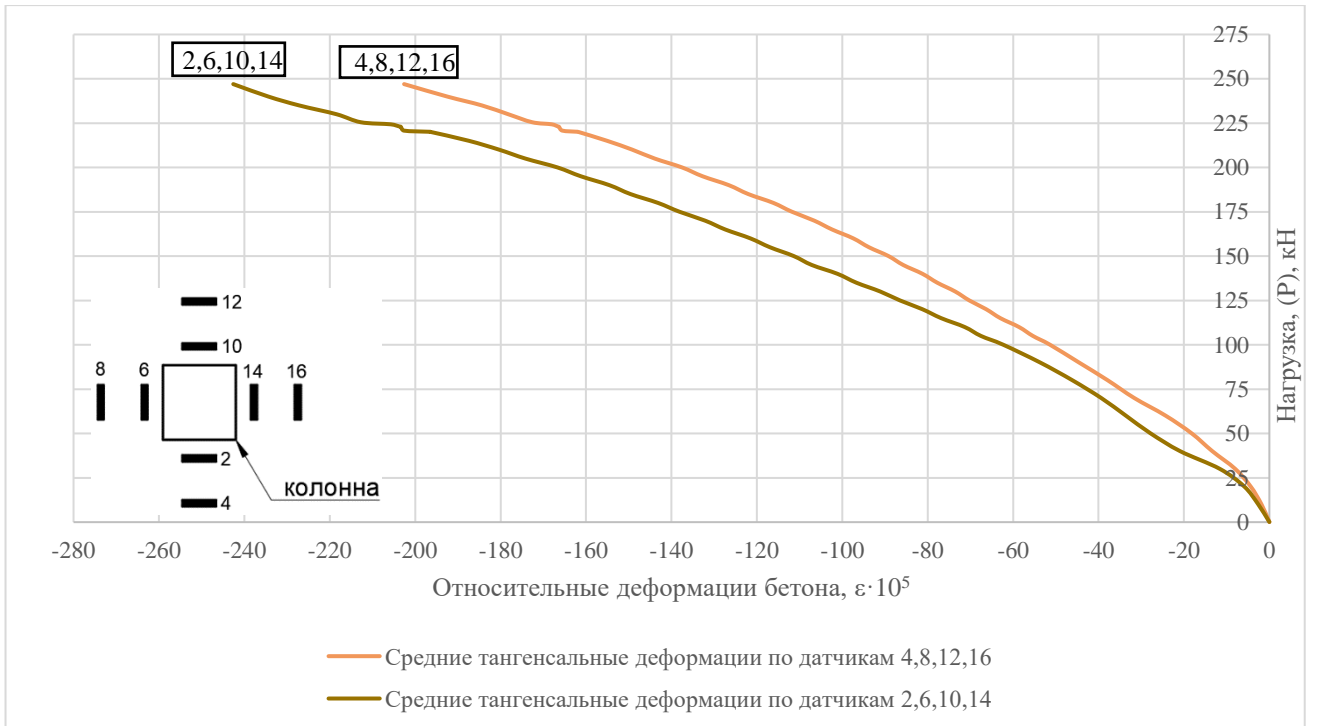


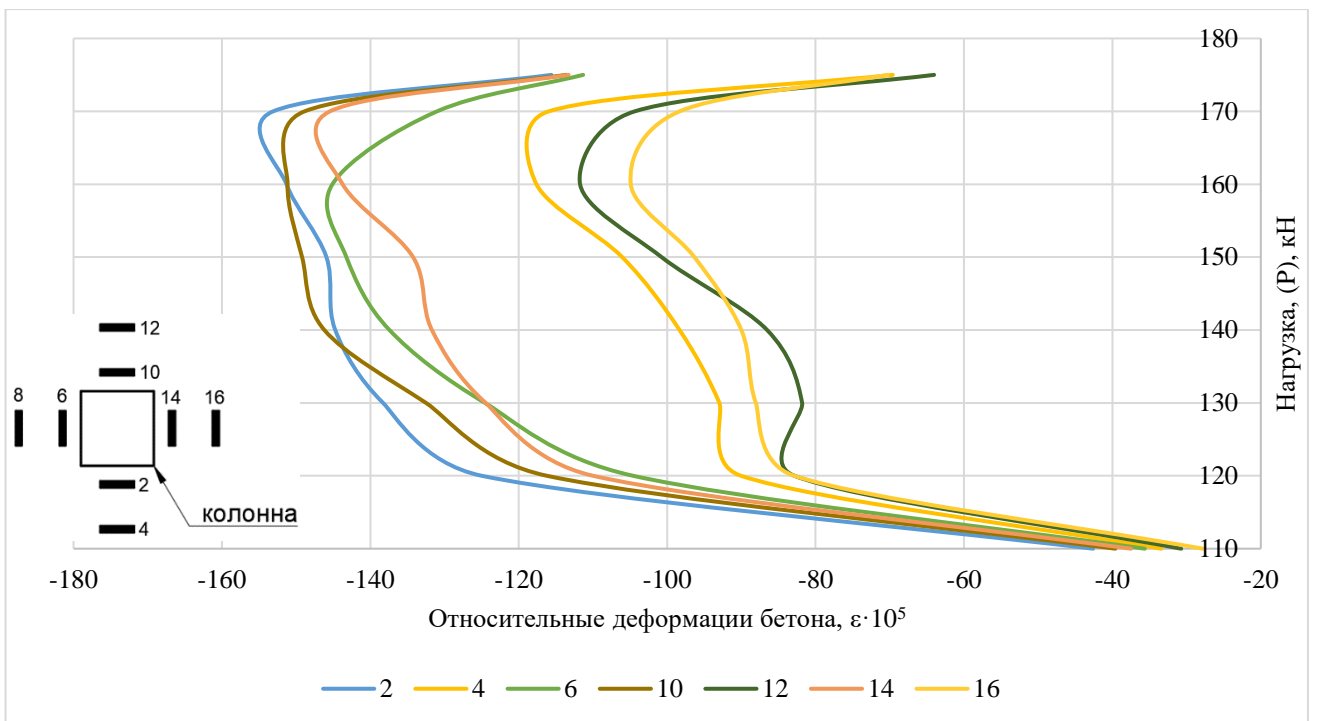
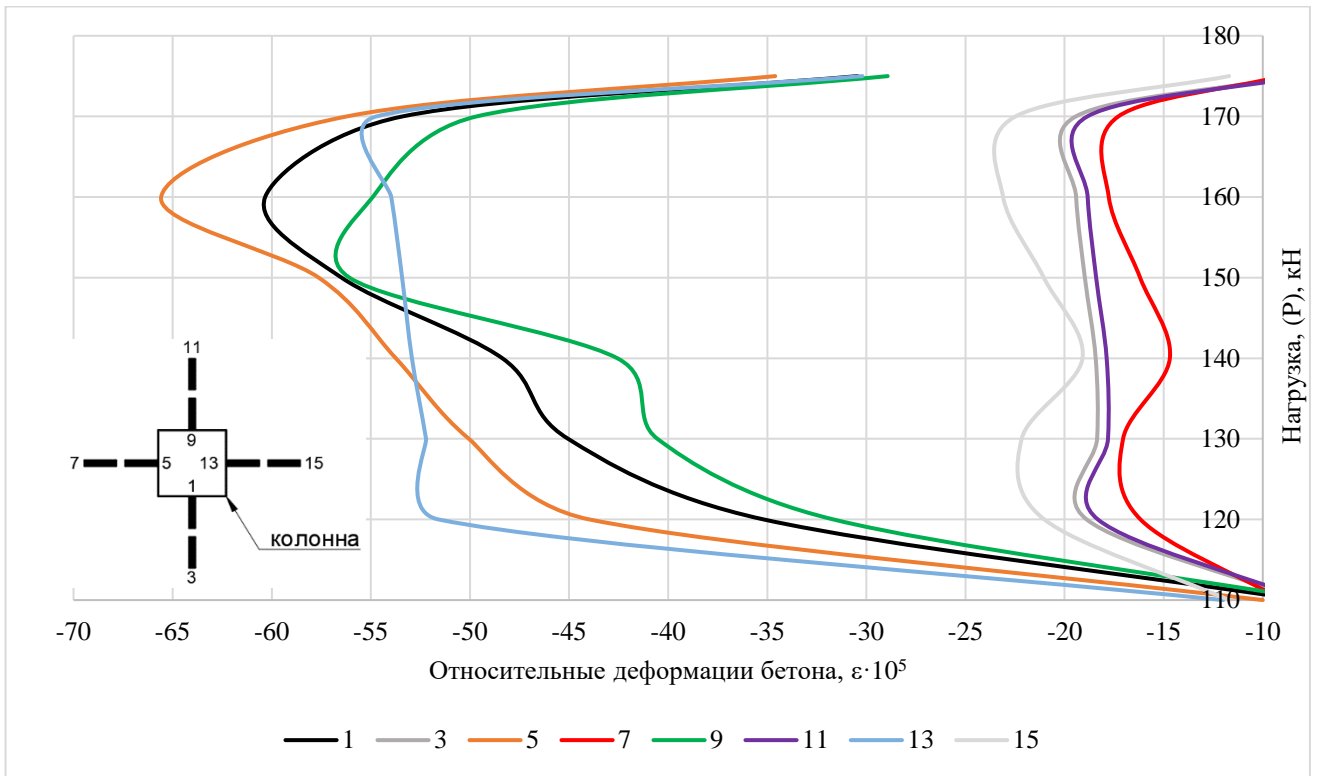
Рисунок 2.20 – Осреднение деформаций групп датчиков в тангенциальном направлении опытных образцов с действием продольной силы без изгибающего момента

Из вышеприведенных графиков, для образцов с приложением продольной силы без изгибающего момента наблюдаем, что деформации в радиальном направлении в 2-4 раза меньше, чем в тангенциальном направлении. Радиальные деформации на ранних этапах нагружения показывают рост сжимающих деформаций, ближе к моменту наступления продавливания (начиная с нагрузки в 200 кН) наблюдается уменьшение сжимающих деформаций. Они начинают плавно снижаться.

Проведена обработка данных по датчикам после наступления продавливания и повторного нагружения образцов. Разгрузка производилась до уровня в 110 кН, что соответствовало нагрузке, при которой образец начинал сопротивляться продавливающей силе без роста прогибов. Отмечаем падение уровня деформаций в бетоне во всех тензодатчиках. Данное явление связано с передачей силового потока от бетонной плиты в результате его местного нагружения. При увеличении нагрузки до 120 кН наблюдается рост относительных деформаций до уровня в интервале 30%-50% от деформаций (см. рис. 2.21, 2.22).

Вплоть до нагрузки в 160 кН по данным тензодатчиков в радиальном направлении наблюдается увеличение показаний датчиков вблизи колонны не более чем на 10% и стабильные значения относительных деформаций для более удаленных от колонны датчиков (см. рисунок 2.21). В тангенциальном направлении отмечается рост показаний относительных деформаций в среднем на 10-15% (см. рисунок 2.22).

При дальнейшем увеличении нагрузки до 174 кН отмечается изменения снижение сжимающих относительных деформаций по всем датчикам (см. рисунки 2.21, 2.22).



2.5.3 Напряженно-деформированное состояние продольной арматуры плиты перекрытия

Согласно программе испытаний, проводилась регистрация показаний деформирования продольной арматуры до наступления продавливания плиты. Для более удобной оценки напряженно-деформированного состояния образцов, построены графики распределения напряжений в опытных образцах. Напряжения арматуры, расположенной в сжатой зоне, определялись по формуле $\sigma = E \cdot \varepsilon$. Алгоритм определения напряжений арматурных стержней в растянутой зоне заключался в фиксации относительных деформаций по данным тензодатчиков при выбранном уровне приложенной нагрузки и определением уровня напряжений, соответствующего этому уровню относительных деформаций по построенному графику работы арматуры (см. пункт 2.3.2 рисунок 2.8). В связи со схожим характером деформирования образцов (ПРц-1, ПРц-2-2, ПРц-3), представлены осредненные значения напряжений арматуры (см. рисунки 2.23-2.26).

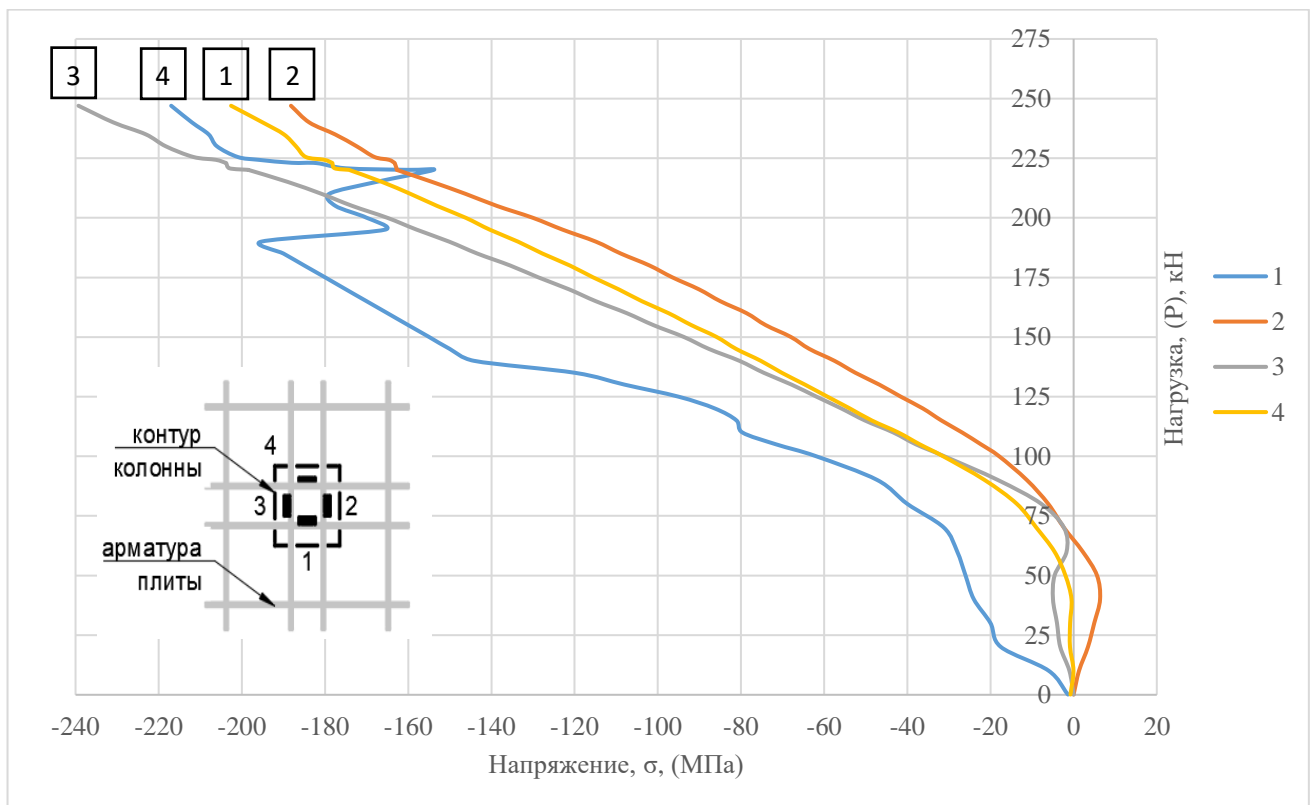


Рисунок 2.23 – Средние напряжения арматуры в сжатой зоне в опытных образцах с центральным приложением продольной силы

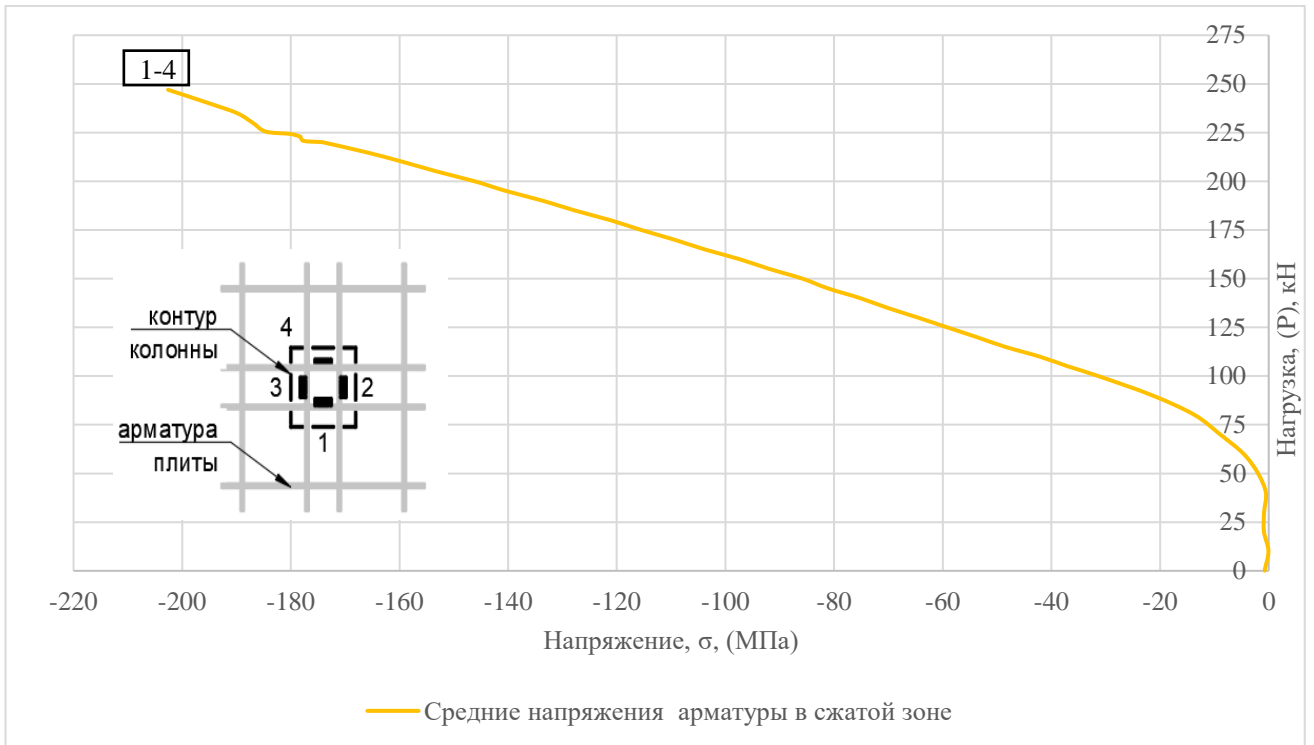


Рисунок 2.24 – Осреднение напряжения групп датчиков на арматуре в сжатой зоне в опытных образцах с центральным приложением продольной силы

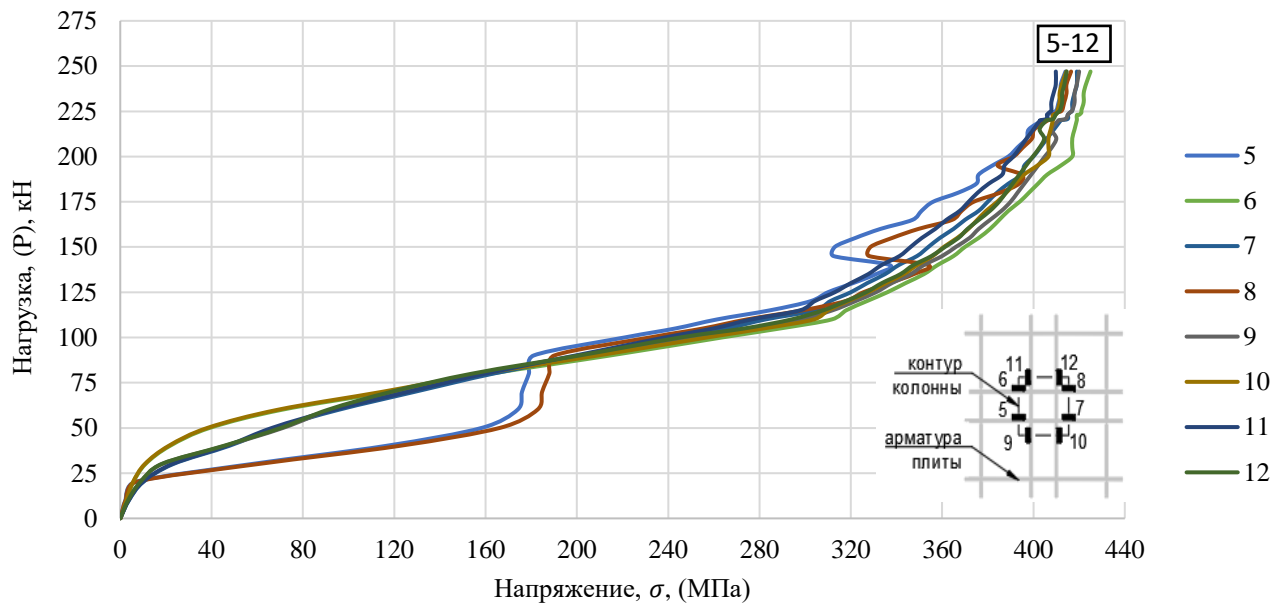


Рисунок 2.25 – Средние напряжения арматуры в растянутой зоне в опытных образцах с центральным приложением продольной силы

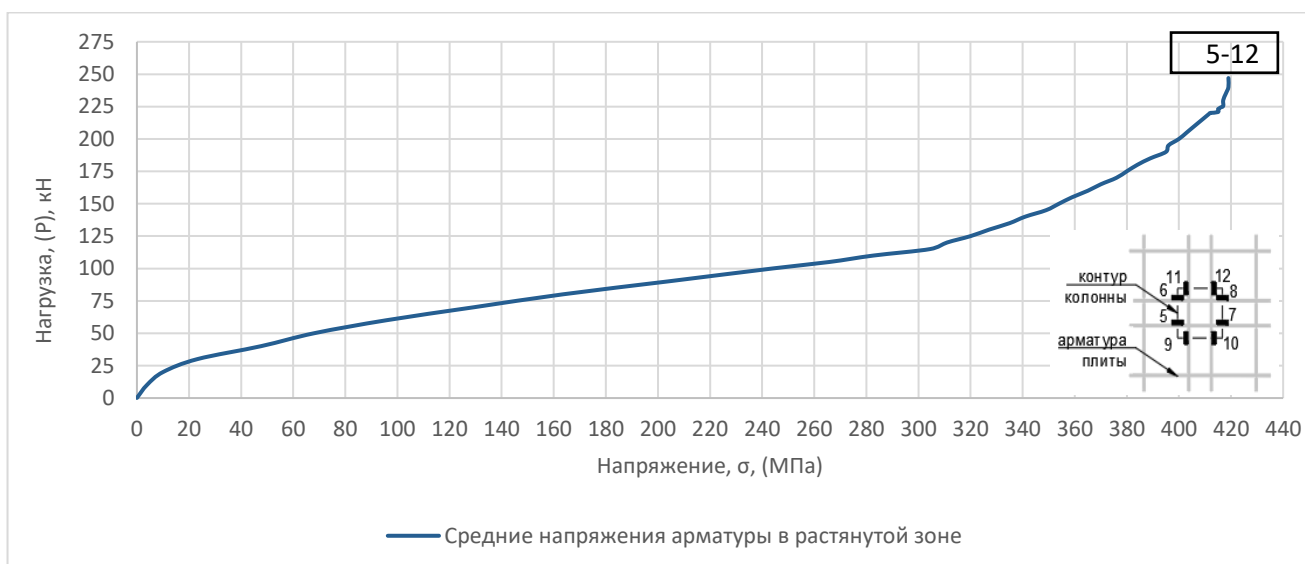


Рисунок 2.26 – Осреднение напряжения групп датчиков на арматуре в растянутой зоне в опытных образцах с центральным приложением продольной силы

Для арматуры в сжатой зоне отмечаем различие показаний между напряжениями до 10%. Стержни в растянутой зоне показали более стабильную работу. Различия между значениями напряжений не превышают 5%. Можно отметить, что по мере приближения к разрушающей нагрузке все стержни в растянутой области достигают своего предела упругости и переходят в зону пластической работы (см. рисунок 2.25, 2.26).

2.6 Результаты испытаний образцов с приложением продольной силы с эксцентриситетом

2.6.1 Трещинообразование и развитие прогибов

Первые трещины на нижней грани плиты возникали при нагрузке 20%-30% от предельного значения соответствующего разрушению образца.

При нагрузке 30-40% от предельного значения соответствующего разрушению образца начали образовываться радиальные трещины, которые распространялись от зоны плиты под колонной к крайней поверхности плиты.

При нагрузке 40-65% от предельной разрушающей нагрузки для всех образцов (точке А по рисунку 2.27) наблюдалось образование незамкнутых по

контуру тангенциальных (кольцевых) трещин на некотором удалении от зоны плиты под колонной.

При дальнейшем увеличении нагрузки (точке Б по рисунку 2.27) наблюдалось активное формирование новых радиальных трещин и раскрытие уже имеющихся. Тангенциальные трещины постепенно расширялись и замыкались в пределах развития некоторой области продавливания.

Стоит отметить, что бетон на сжатой поверхности плиты не имел никаких видимых трещин вплоть до наступления разрушения от продавливания.

Прогибы плиты перекрытия измерялись в центре плиты с помощью индикатора часового типа с ценой деления 0,01 мм. Прогибы плиты фиксировались на каждой ступени после приложения нагрузки и окончания выдержки.

На рисунках 2.27 показаны графики развития прогибов для образцов с действием продольной силы без изгибающего момента и для образцов с действием продольной силы с изгибающим моментом. Средний график деформирования образцов данной одной группы представлен на рисунке 2.28.

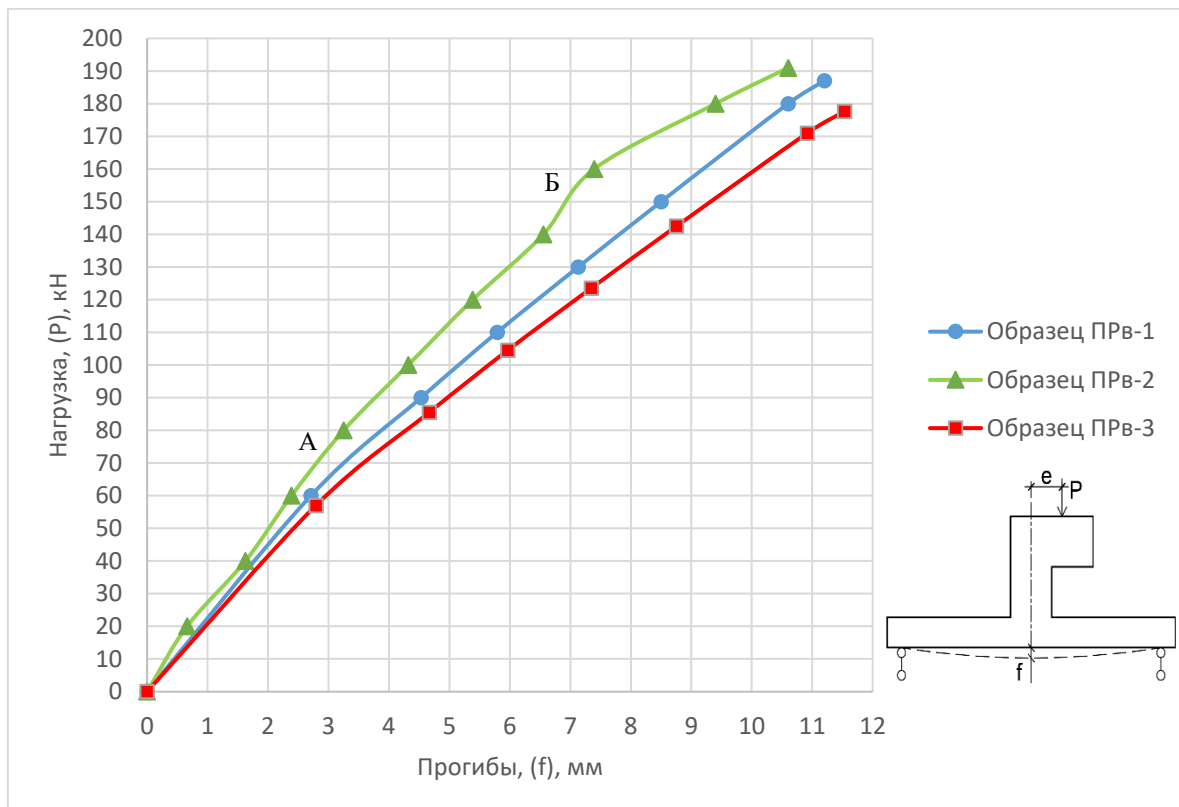


Рисунок 2.27 – Прогибы опытных образцов с приложением сосредоточенной нагрузки с приложением продольной силы с эксцентриситетом

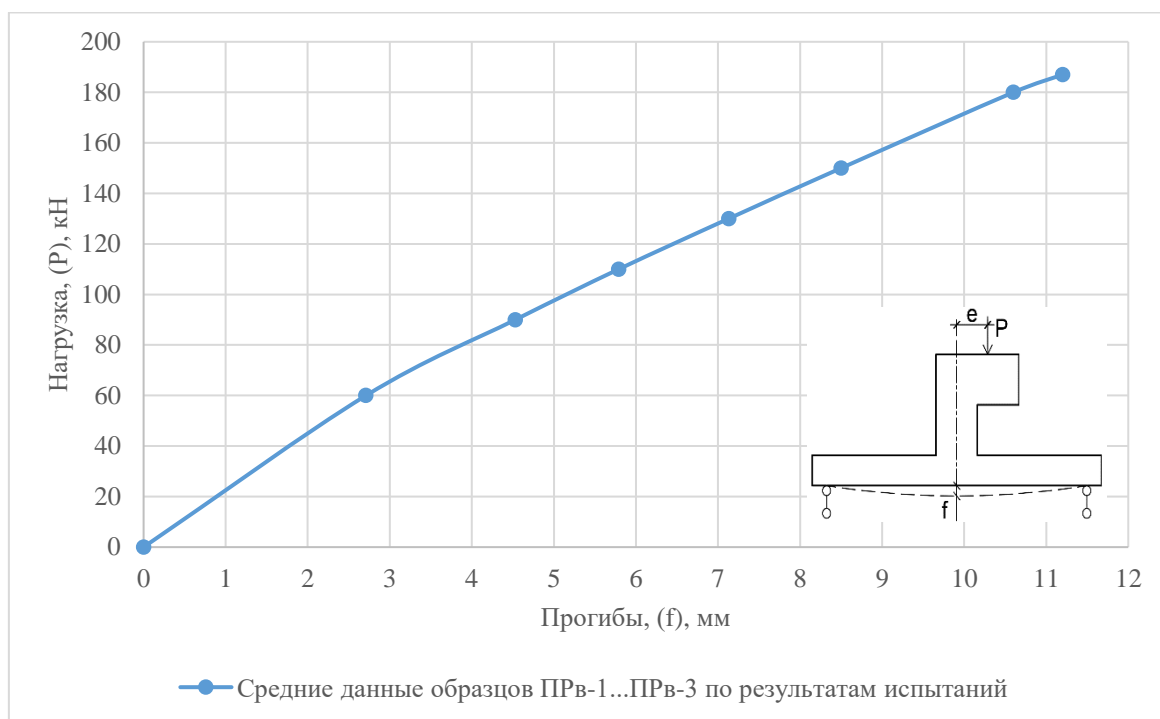


Рисунок 2.28 – Средние прогибы опытных образцов с приложением продольной силы с эксцентриситетом

После наступления продавливания произошло падение давления в цилиндре нагрузочного устройства. В результате чего увеличивались прогибы образцов и происходило перераспределение основной части усилий с бетона на арматуру. Однако при уровне нагрузки в среднем порядка 110 кН, давление в нагрузочном устройстве перестало падать. Была проведена выдержка в 5 минут образца под данной нагрузкой. По результатам которой было установлено, что образцы продолжали выдерживать усилия без существенного увеличения прогибов. Контроль прогибов в связи с отколом значительной части защитного слоя бетона в растянутой зоне проводился косвенно путем измерения штока опускания гидравлического цилиндра.

После наступления продавливания для образцов с действием продольной силы с изгибающим моментом при усилии в 111 кН ($\approx 60\%$ от $P_{\text{разр.}}$) установлен прирост прогибов (до 10 мм) к прогибам, полученным при наступлении продавливания без дальнейшего роста перемещений (см. рисунок 2.29). На данной ступени наблюдалось откалывание защитного слоя бетона и образование волосяных трещин на боковых поверхностях плиты перекрытия.

При дальнейшем увеличении нагрузки до 145 кН ($\approx 75\%$ от $P_{\text{разр.}}$) отмечается существенное нарастание прогибов образца (до 45 мм). Начинают образовываться небольшие трещины на сжатой поверхности плиты в зоне сопряжения колонны и плиты. При нагрузке в 156 кН и прогибе порядка 55 мм испытания были остановлены, так как не удавалось увеличить давление в нагрузочном устройстве. Наблюдалось лишь увеличение прогибов образца и образование мелких трещин у опоры на верхней поверхности плиты перекрытия.

Для удобства результаты деформирования образцов представлены в таблице 2.6.

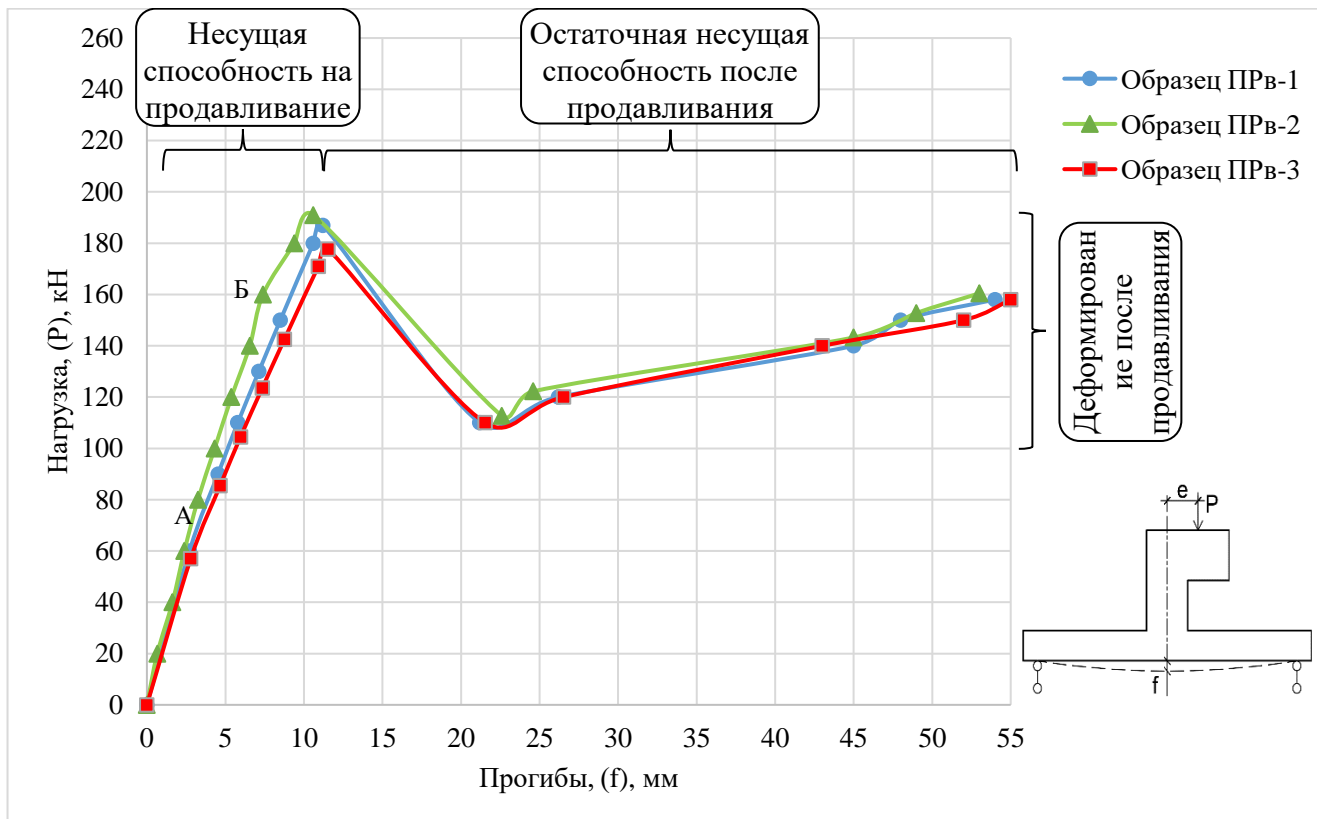


Рисунок 2.29 – Прогибы опытных образцов с действием продольной силы с приложением продольной силы с эксцентриситетом

Таблица 2.6-Таблица результатов испытаний образцов с внецентренным приложением продольной силы

№ образца	Продольное усилие (P) и изгибающий момент (M) при наступлении продавливания, кН	Среднее продольное усилие (P) и изгибающий момент (M) при наступлении продавливания, кН	Прогиб (f) образца при наступлении продавливания, мм	Средний прогиб (f) образцов при наступлении продавливания, мм
1	187 / 28,1	187 / 28,1	11,2	11,2
2	191 / 28,7		11,9	
3	183 / 27,5		10,6	
№ образца	Остаточное продольное усилие (P) и изгибающий момент (M) после наступления продавливания, кН	Среднее продольное усилие (P) и изгибающий момент (M) после наступления продавливания, кН	Прогиб (f) образца после наступления продавливания, мм	Средний прогиб (f) образцов после наступления продавливания, мм
1	111 / 16,7	111 / 16,7	53,9	54,5
2	114 / 17,1		54,3	
3	109 / 16,3		55,2	

2.6.2 Относительные деформации бетона

Согласно программе испытаний, проводилась запись показаний относительных деформаций бетона на верхней (сжатой) поверхности плиты.

По результатам обработки данных показаний были построены графики относительных деформаций по каждому датчику. После этого была проведена оценка полученных данных по каждому отдельному образцу и с учетом близкого характера деформирования образцов внутри серии выполнено осреднение полученных данных внутри серии испытаний и по группам датчиков (см. рисунки 2.30-2.33).

Для образцов с приложением продольной силы с эксцентриситетом наблюдается аналогичная особенность деформирования с образцами с центральным приложением продольной силы - большие деформации в тангенциальном направлении, меньшие (в среднем в 1,5-3 раза) радиальном направлении. (см. рисунки 2.30-2.33) Сжимающие деформации в радиальном направлении на ранних этапах нагружения также показывают деформации сжатия,

а затем либо останавливаются, либо начинают плавно уменьшаться ближе к достижению предельной нагрузки (см. рисунок 2.30, 2.31).

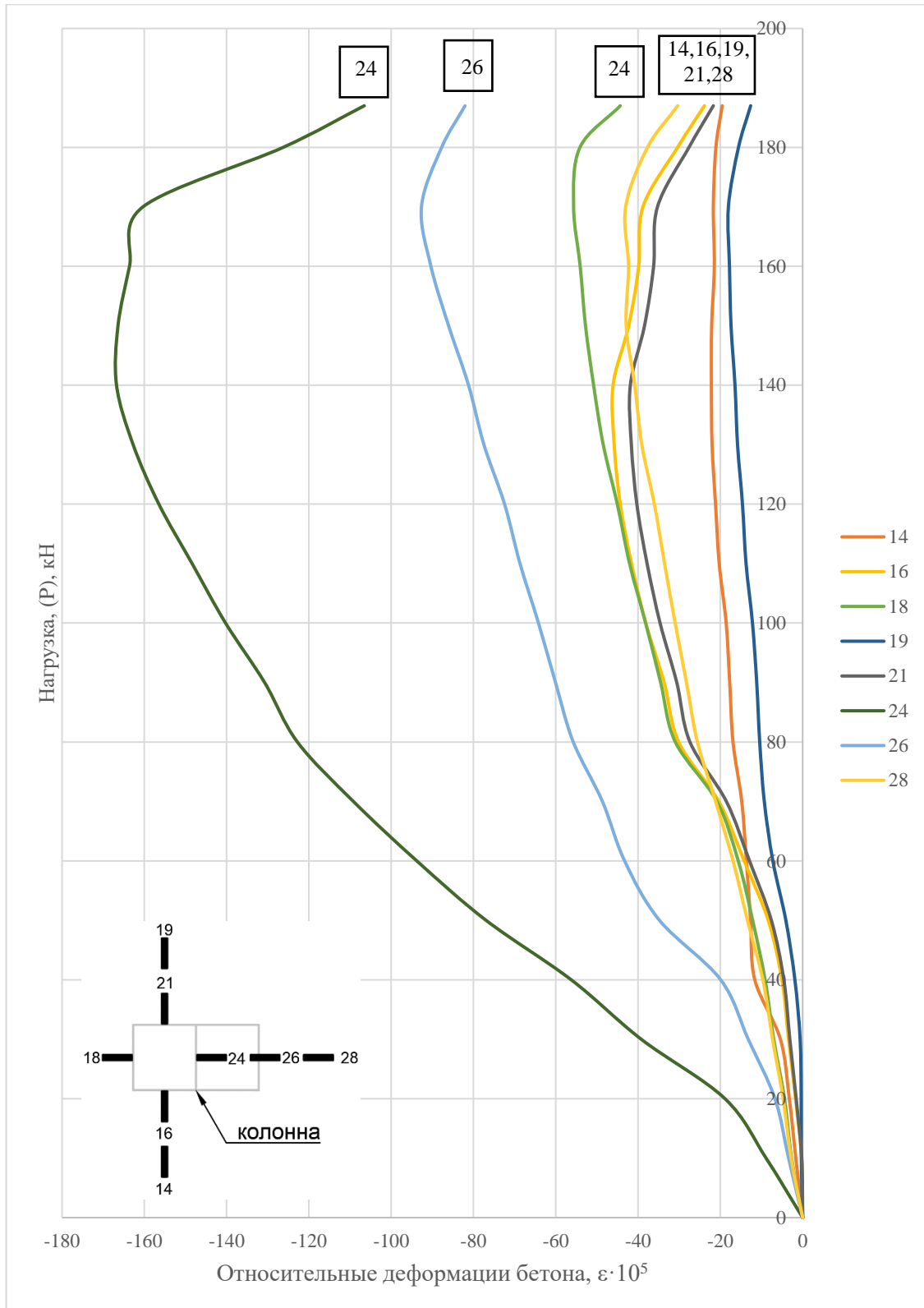


Рисунок 2.30 – Средние деформации опытных образцов в радиальном направлении с приложением продольной силы с эксцентриситетом

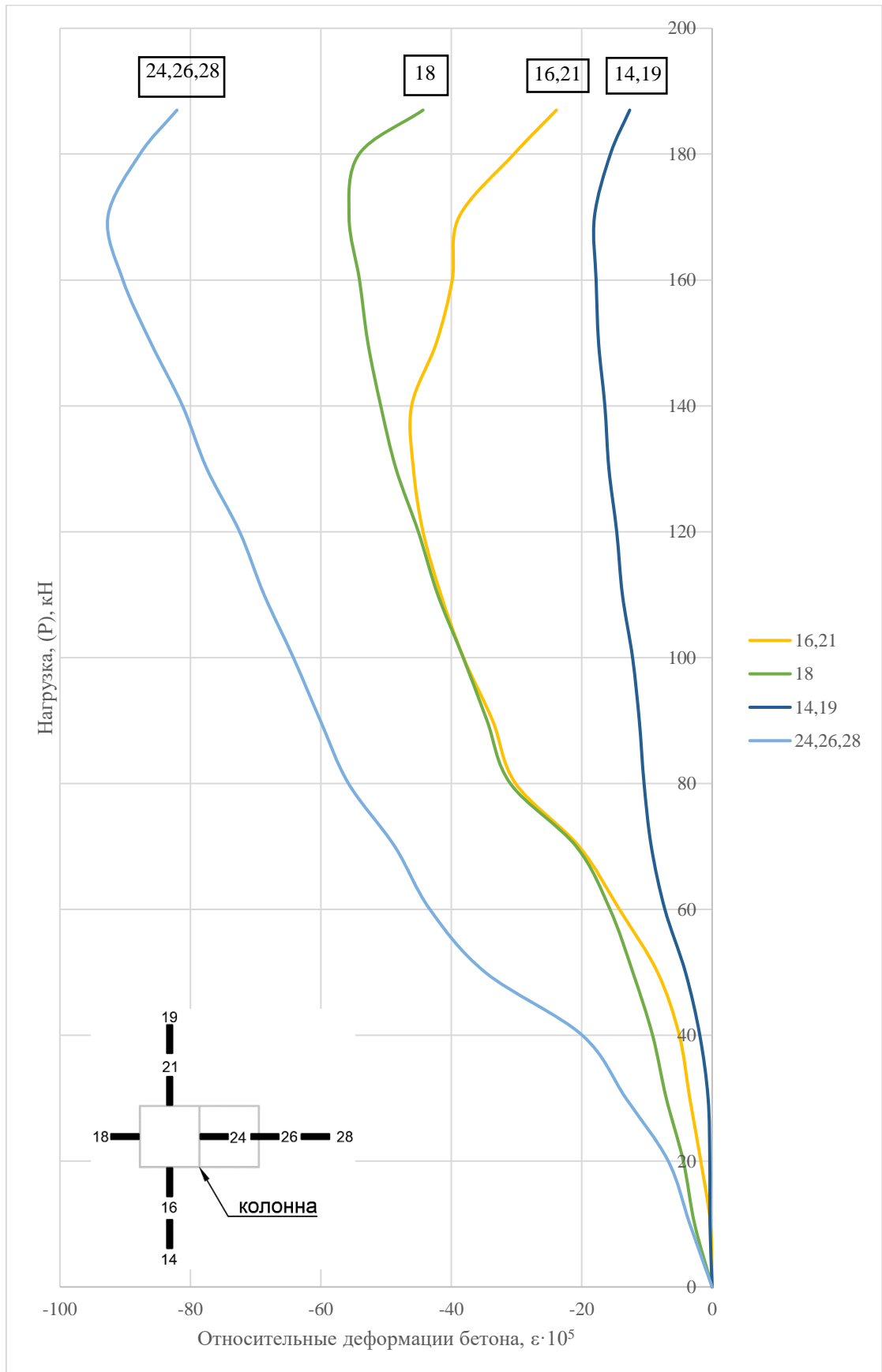


Рисунок 2.31 – Осреднение деформаций групп датчиков опытных образцов в радиальном направлении с приложением продольной силы с эксцентриситетом

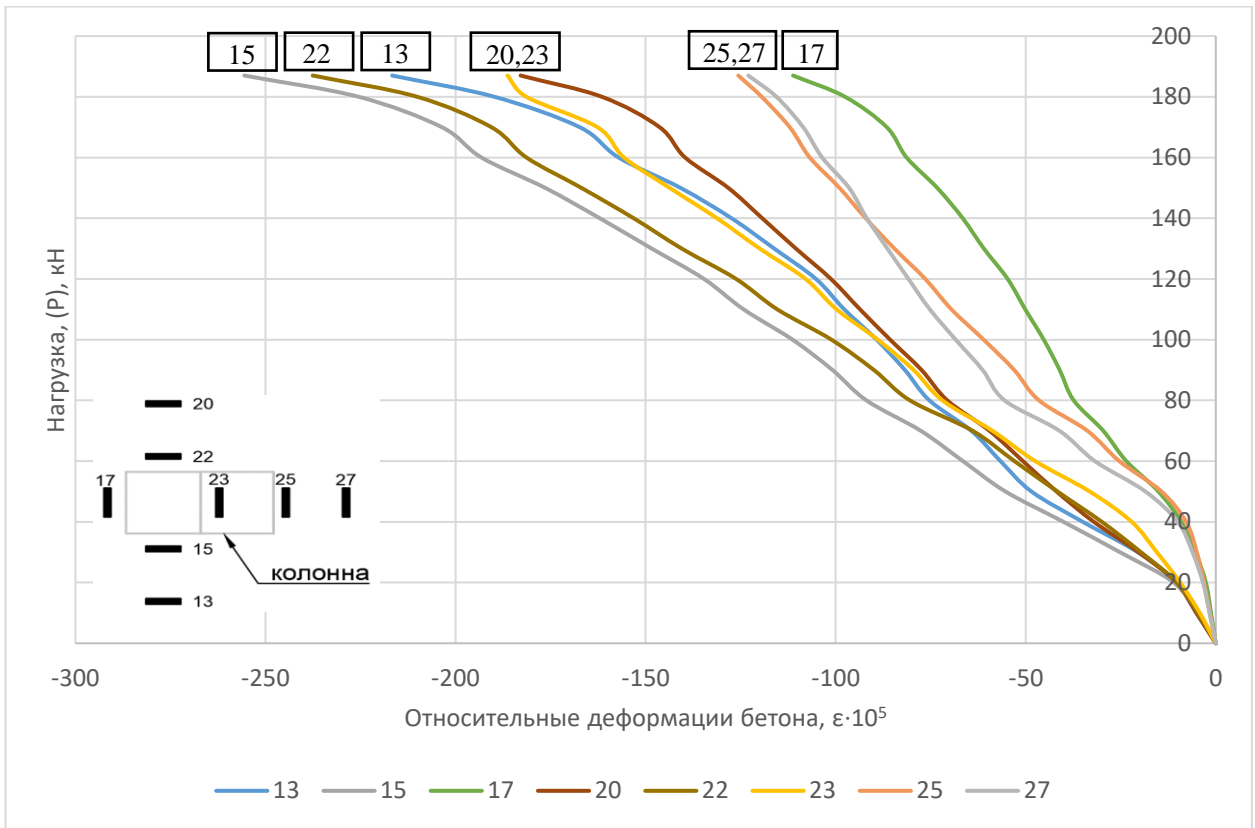


Рисунок 2.32 – Средние деформации опытных образцов в тангенсальном направлении с приложением продольной силы с эксцентриситетом

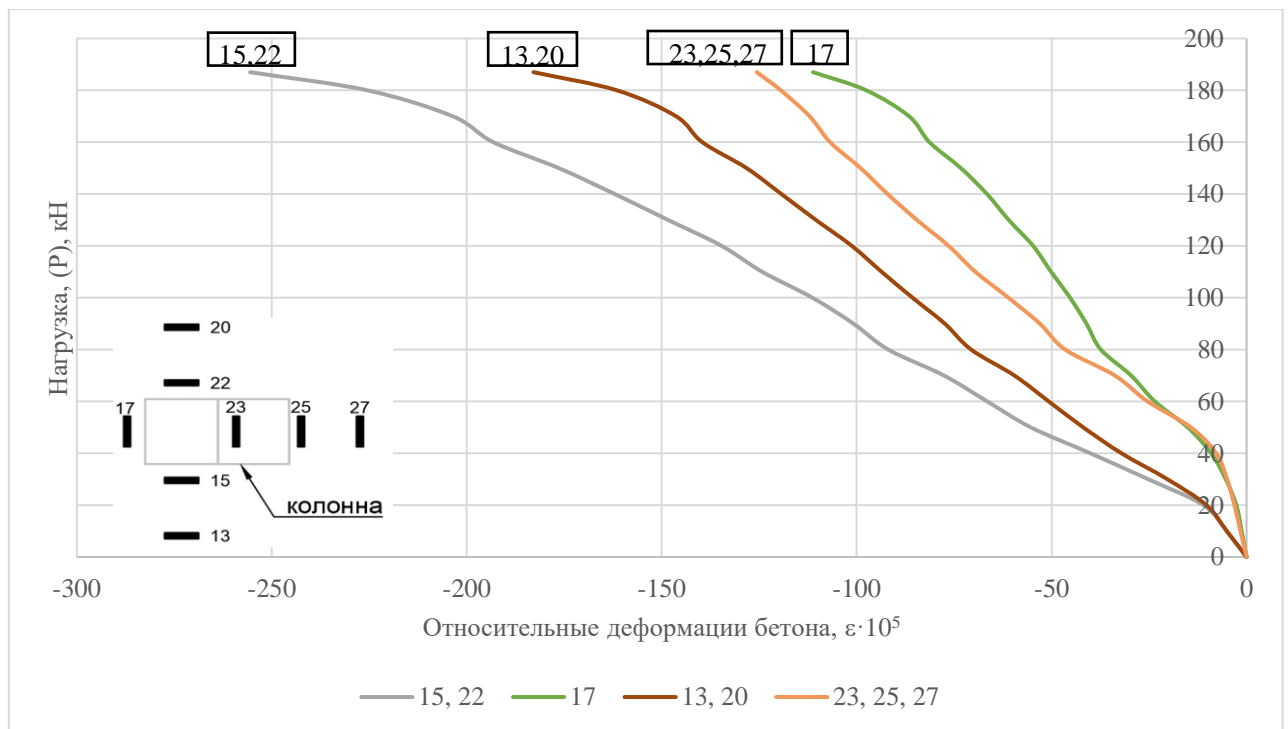


Рисунок 2.33 – Осреднение деформаций групп датчиков опытных образцов в тангенсальном направлении с приложением продольной силы с эксцентриситетом

С учетом наличия эксцентриситета приложения продольной силы установлено, что наибольшие деформации наблюдаются в радиальном направлении отмечаются в тензодатчиках, расположенных под консольным участком, а в тангенсальном – из плоскости действия момента. При этом важно можно отметить, что радиальные деформации ниже, чем тангенсальные, но не более чем в 1.5-2 раза от деформаций.

После наступления продавливания и падения давления штока нагрузочного устройства до 111 кН по показаниям тензодатчиков, отмечаем падение уровня деформаций в бетоне во всех тензодатчиках. Данное явление связано с передачей напряжений с бетона на арматуру плиты. При увеличении нагрузки до 120 кН наблюдается рост относительных деформаций до уровня от 40% до 80% от деформаций, наблюдаемых в образцах непосредственно до наступления продавливания (см. рисунки 2.34, 2.35). Вплоть до 145-150 кН по данным тензодатчиков наблюдаются стабильные значения относительных деформаций без существенного роста. После нагрузки в 150 кН наблюдается падение относительных деформаций, связанное с началом разрушения бетона сжатой зоны плиты перекрытия.

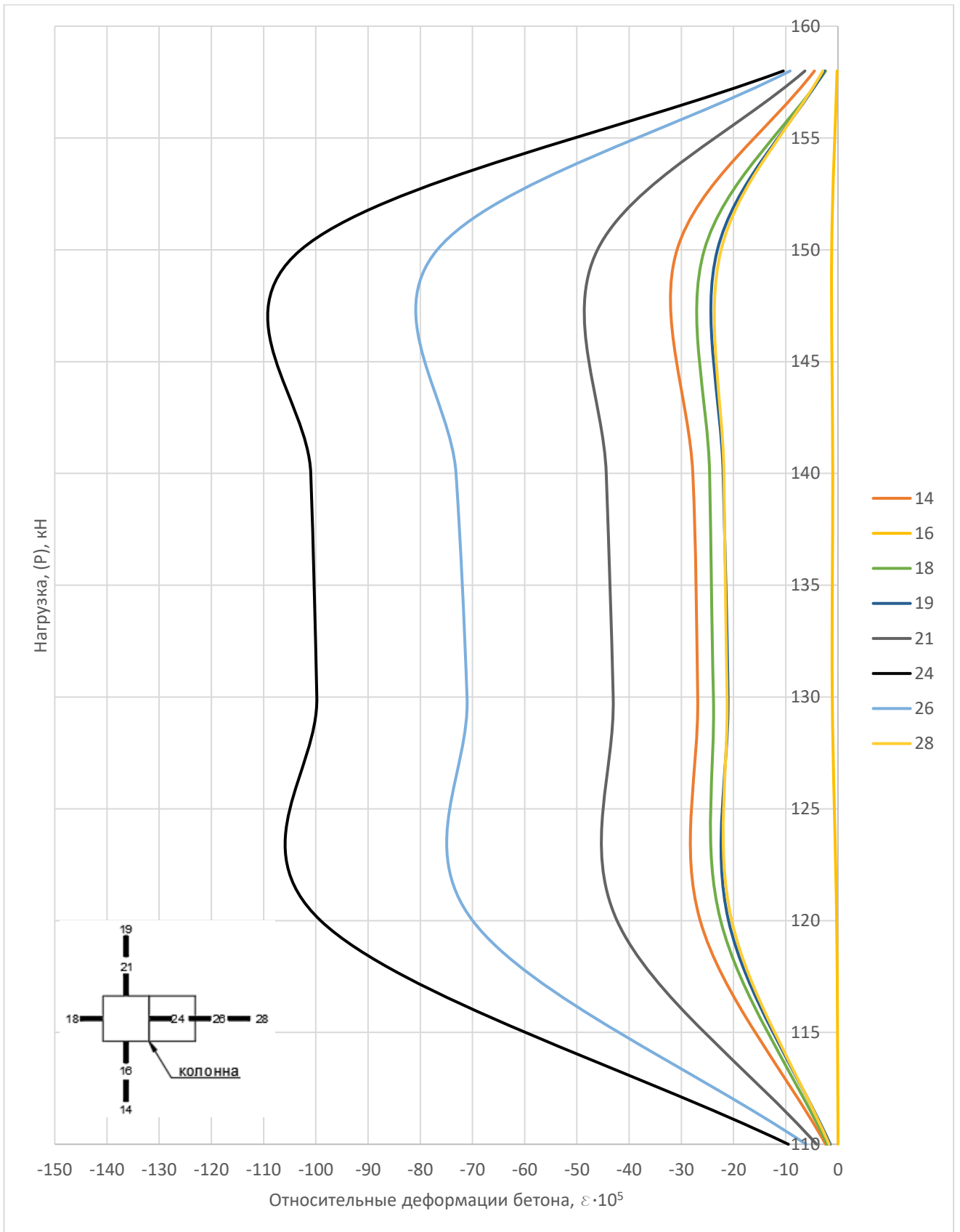


Рисунок 2.34 – Средние деформации опытных образцов в радиальном направлении с приложением продольной силы с эксцентриситетом после продавливания

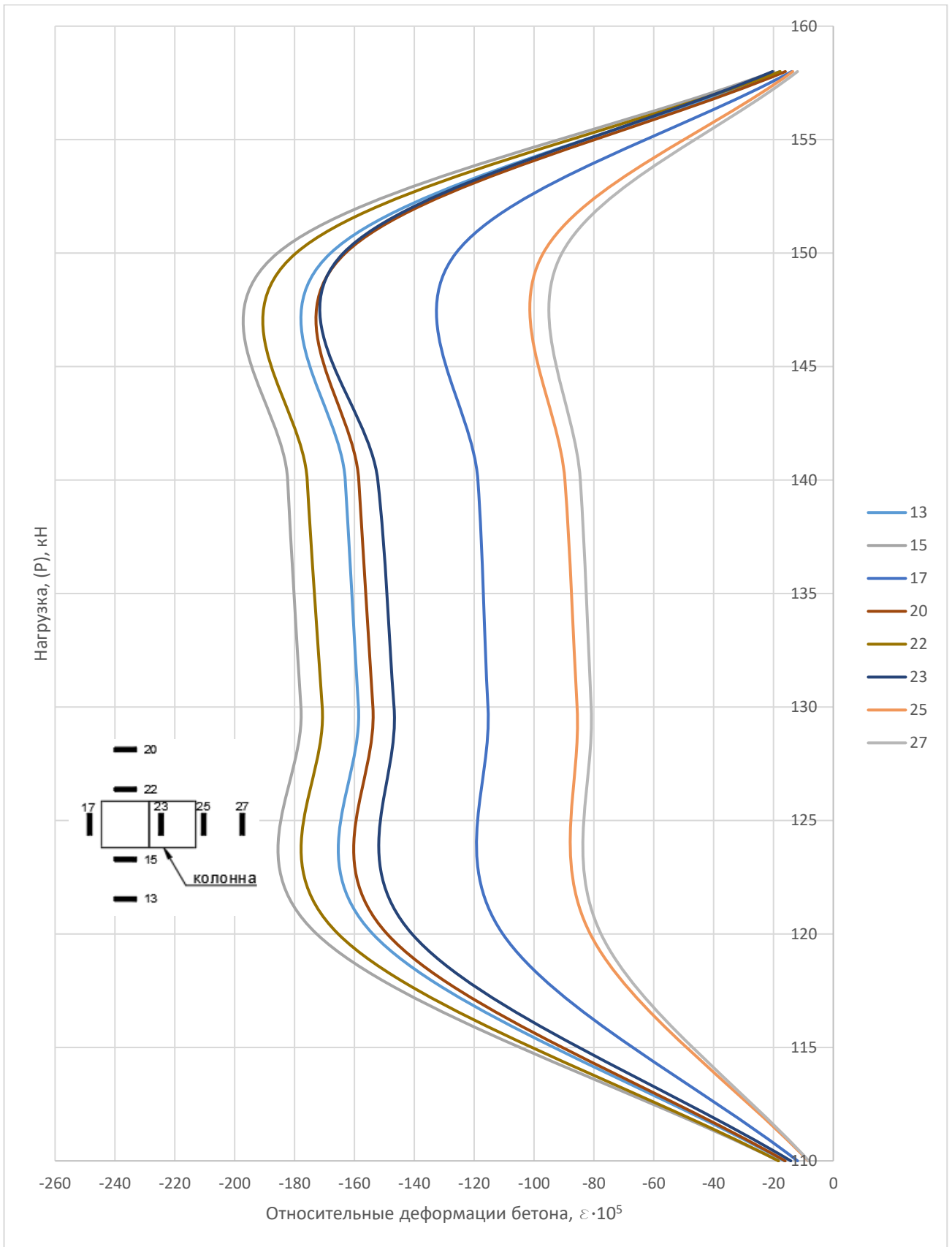


Рисунок 2.35 – Средние деформации опытных образцов в тангенциальном направлении с приложением продольной силы с эксцентриситетом после продавливания

2.6.3 Напряженно-деформированное состояние продольной арматуры плиты перекрытия

Согласно программе испытаний, проводилась регистрация показаний деформирования продольной арматуры. Для более удобной оценки напряженно-деформированного состояния образцов, построены графики распределения напряжений в опытных образцах. Напряжения арматуры, расположенной в сжатой зоне, определялись по формуле $\sigma = E \cdot \varepsilon$. Алгоритм определения напряжений арматурных стержней в растянутой зоне заключался в фиксации относительных деформаций по данным тензодатчиков при выбранном уровне приложенной нагрузки и определением уровня напряжений, соответствующего этому уровню относительных деформаций по построенному графику работы арматуры (см. пункт 2.3.2 рисунок 2.8). В связи со схожим характером деформирования образцов (ПРв-1, ПРв-2, ПРв-3), представлены осредненные значения напряжений.

Отмечаем, что для стержней, расположенных в сжатой зоне, наблюдаются небольшие растягивающие напряжения в направлении приложения эксцентриситета (см. рисунок 2.36).

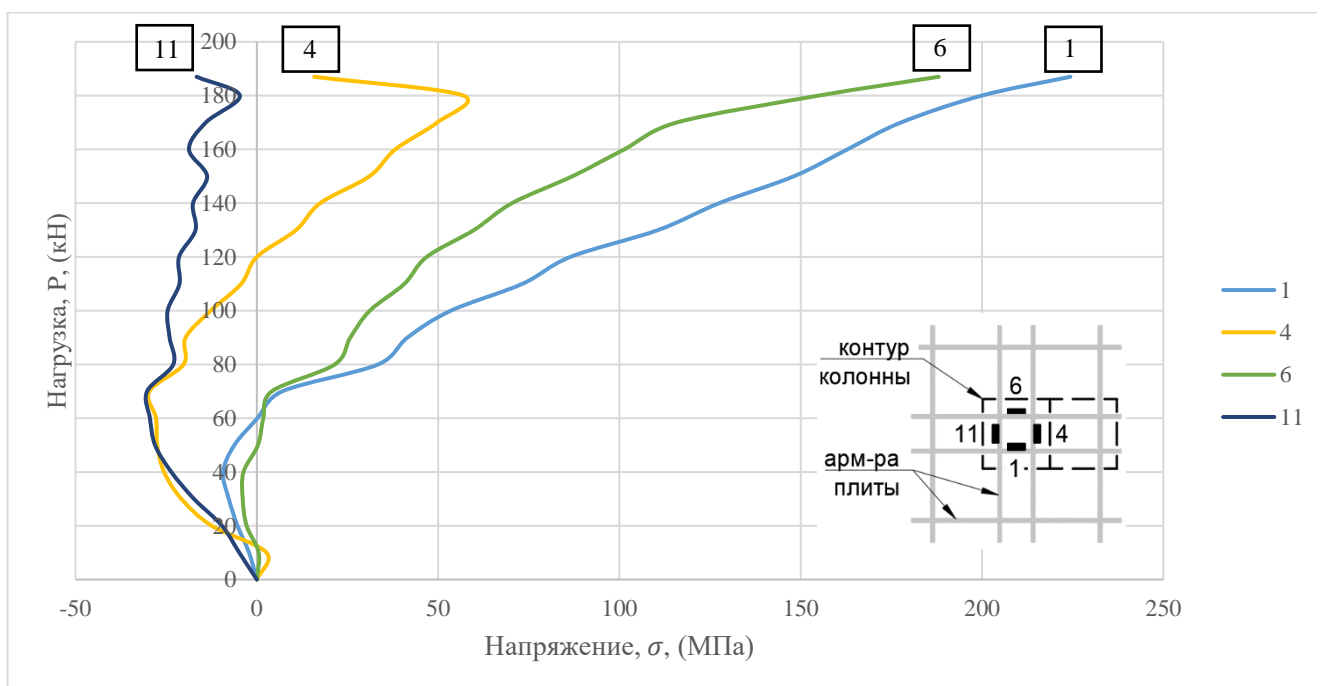


Рисунок 2.36 – Средние напряжения арматуры в сжатой зоне в опытных образцах с приложением продольной силы с эксцентриситетом

Можно отметить, что по мере приближения к разрушающей нагрузке все стержни в растянутой области достигают своего предела упругости и переходят в зону пластической работы (см. рисунок 2.37).

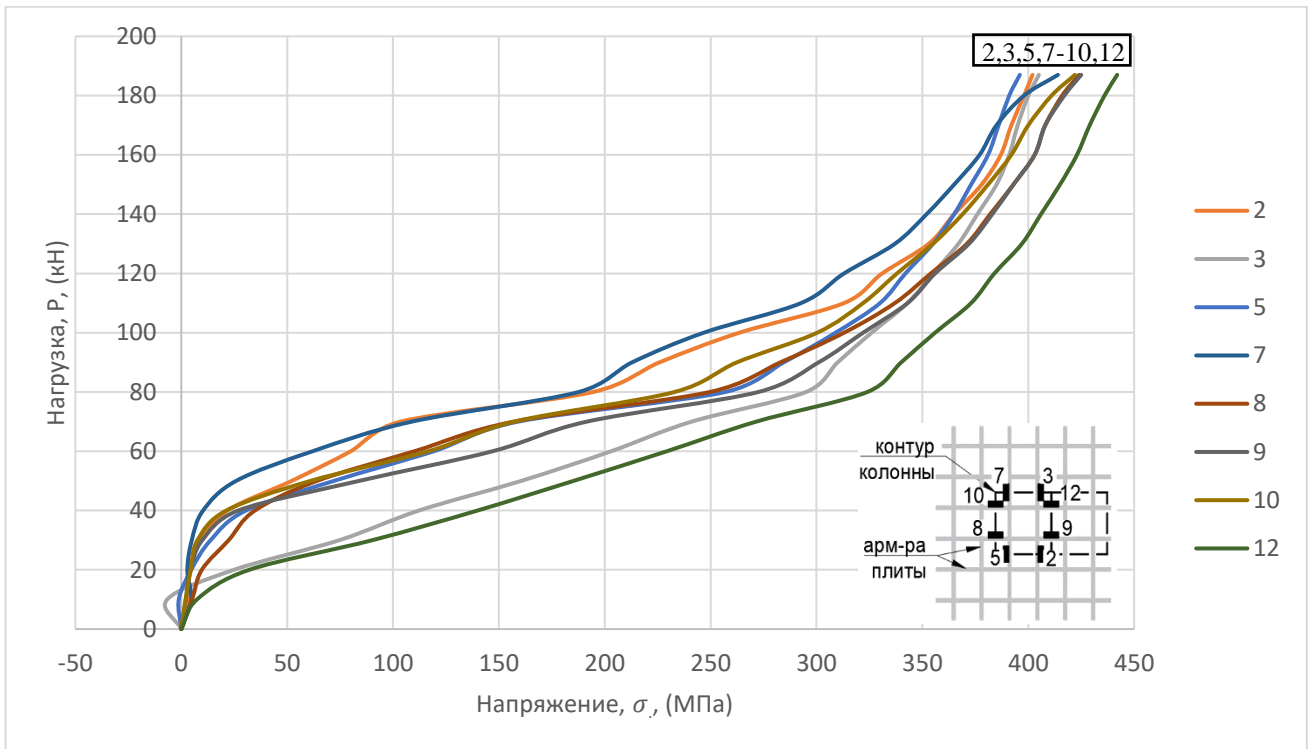


Рисунок 2.37 – Средние напряжения арматуры в растянутой зоне в опытных образцах с приложением продольной силы с эксцентриситетом

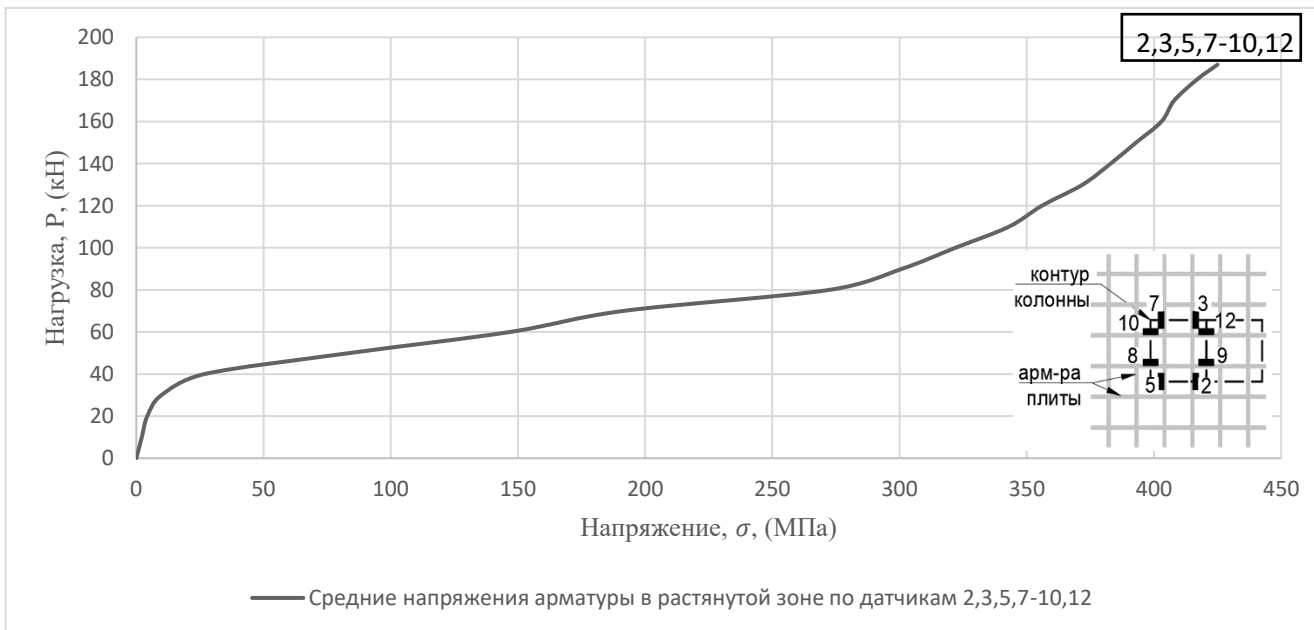


Рисунок 2.29 – Осреднение напряжений в арматуре по группам датчиков в растянутой зоне в опытных образцах с приложением продольной силы с эксцентриситетом

Выводы по главе 2

1. Экспериментально определены механические характеристики материалов, которые будут использованы в дальнейших расчетах для изучения напряженно-деформированного узла сопряжения колонны и плиты.
2. Экспериментальным путем получены зависимости изменения деформаций бетона и арматуры от нагрузки при реализации разрушения в режиме продавливания и после наступления продавливания.
3. Рассмотрены две схемы нагружения узла сопряжения колонны и плиты в результате которых установлено, что разрушающая нагрузка при центральном нагружении больше на 24%, чем при приложении нагрузки с эксцентриситетом.
4. Полученные экспериментальные данные могут быть использованы при моделировании напряженно-деформированных каркасов зданий с учетом наличия повреждений от продавливания, накопленных при эксплуатации.
5. При обеспечении достаточной анкеровки стержней продольного армирования остаточная несущая способность узла сопряжения после продавливания может составлять до 45% от предельной нагрузки при действии центрально приложенной продольной силы и до 60% при действии продольной силы с эксцентриситетом.
6. Средние значения остаточной несущая способность для образцов при действии центрально приложенной продольной силы на 10% выше, чем для образцов при действии продольной силы с эксцентриситетом.

ГЛАВА 3. МЕТОДИКА РАСЧЕТА УЗЛА СОПРЯЖЕНИЯ КОЛОННЫ И ПЛИТЫ ПРИ НАЛИЧИИ ПОВРЕЖДЕНИЙ

3.1 Предпосылки к формированию методики расчета на продавливание с учетом локальных повреждений в зоне сопряжения колонны и плиты

В связи с тем, что исчерпание несущей способности на продавливание является одним из наиболее опасных сценариев работы безбалочных плит перекрытия, а учет локальных повреждений в данной зоне не был представлен в виде инженерной методики расчета, предлагается сформировать такую методику, основываясь на предпосылках, аналитических моделях, схемах деформирования, представленных в исследованиях А.С. Залесова [15], Б.С. Соколова [45] и Н.Н. Трекина [57].

3.1.1 Основные предпосылки расчетной методики на продавливание А.С. Залесова

Данная методика расчета используется в действующем отечественном нормативном документе [39] и определяет расчет на продавливание без повреждений. Поэтому рассмотрим наиболее важные предпосылки, используемые в предлагаемой методике, взятые из работы А.С. Залесова [15].

Расчет ведется из предпосылки, что пирамида продавливания образуется под углом 45° . Для упрощения расчета в данной методике вместо наклонного сечения пирамиды продавливания рассматривается ортогональное на расстоянии $h_0/2$ от зоны передачи нагрузки. По поверхности данного условного расчетного контура действуют касательные усилия от сосредоточенной силы и от изгибающего момента.

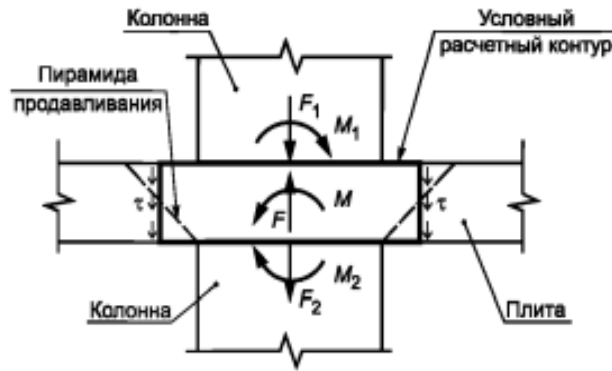


Рисунок 3.1 – Условная модель для расчета на продавливание [39]

$$F \leq F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b \quad (3.1)$$

$A_b = u \cdot h_0$ – площадь бетона в пределах расчетного контура;

u – периметр расчетного контура;

R_{bt} – прочность бетона на растяжение.

Действующие касательные усилия при отсутствии поперечной арматуры воспринимаются бетоном с сопротивлением осевому растяжению R_{bt} .

3.1.2 Основные предпосылки расчетной методики по расчету стыков плиты и колонны Б.С. Соколова

Методика расчета [45] используется для расчета штепсельных стыков, применяемых для соединения сборных конструкций зданий и сооружений. В данной методике были рассмотрены предпосылки для отображения работы узла колонны и плиты при действии эксплуатационных нагрузок.

Для обеспечения механической безопасности соединения проводятся проверки по обеспечению несущей способности по прочности, деформативности, образованию и раскрытию трещин, обеспечению совместной работы продольной арматуры в скважинах без нарушения ее сцепления с раствором и бетоном колонн. (см. рисунок 3.2).

После замоноличивания стыков рассматривается расчетная схема с действием продольной силы со случайным эксцентриситетом, показанная на рисунке 3.2.

Условие прочности стыка в данном случае выражено по формуле:

$$N \leq N_{ult} = \left[4\omega\gamma_s L_{sw} \sum R_s A_{sw} + 3R_{bt} b (\sin^2 \alpha + 1) \right] \operatorname{ctg} \alpha + Q_s + R_b b^2 \sin^4 \alpha + R_s A_s + \gamma_c R_s A_{sc} \quad (3.2)$$

ω – коэффициент полноты эпюры напряжений в стержнях поперечной арматуры;

γ_s – коэффициент условий работы арматуры;

L_{sw} – длина зоны расположения поперечной арматуры;

R_s – сопротивление арматуры растяжению;

A_{sw} – площадь поперечной арматуры;

R_{bt} – сопротивление бетона осевому растяжению;

R_b – сопротивление бетона осевому сжатию;

R_{bt} – сопротивление бетона осевому растяжению;

b – ширина колонны;

α – угол наклона грани клина к грузовой площадке;

Q_s – усилие, воспринимаемое стержнями сеток;

A_s – площадь растянутой продольной арматуры колонны;

A_{sc} – площадь сжатой продольной арматуры колонны;

γ_c – коэффициент условий работы продольной арматуры колонны.

Первое слагаемое отображает работу поперечной арматуры в стыке на растяжение; второе и третье – бетона и арматуры на сдвиг по плоскости скольжения; четвертое – шестое – работу бетона и продольной арматуры на сжатие.

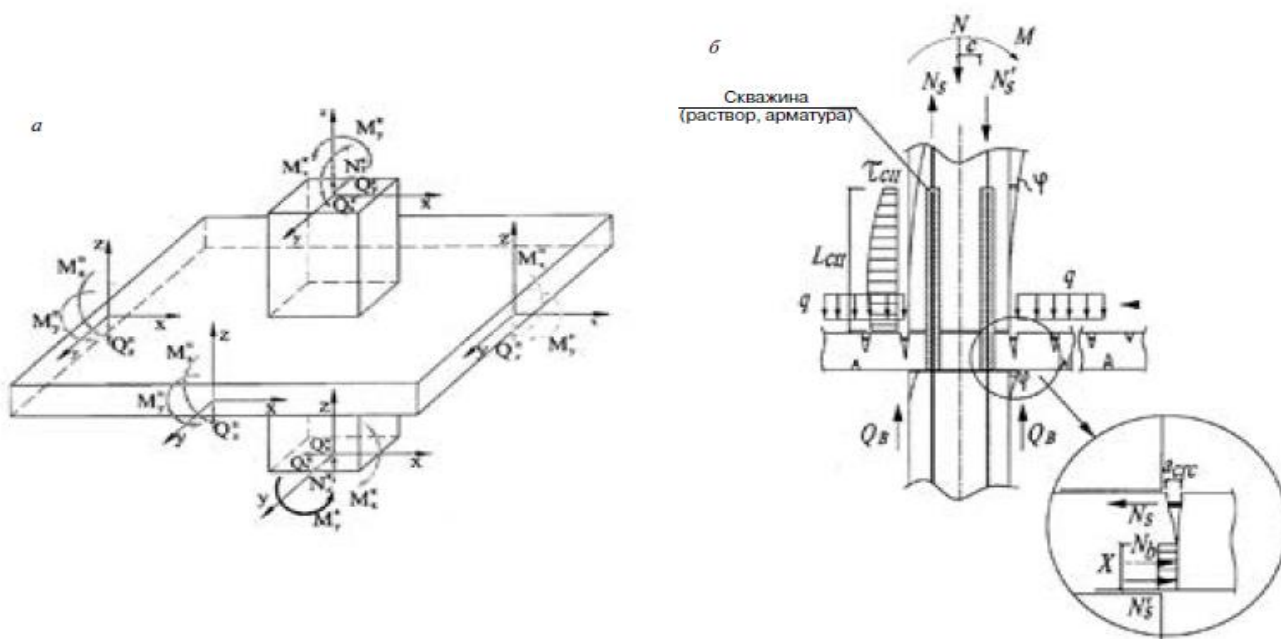


Рисунок 3.2 – Усилия и результаты их воздействия на работу элементов стыка в эксплуатационной стадии [45]

Оценку несущей способности стыков при действии горизонтальных усилий следует выполнять по расчетной схеме, показанной на рисунке 3.3. Условие прочности в данном случае записывается:

$$Q \leq Q_{ult} = Q_{bt} + Q_{sw} + Q_s + 2N\mu, \quad (3.3)$$

где $Q_{bt} = A_{bt}R_{bt}$ - сопротивление отрыву бетона по высоте стыка L_t ;

$Q_{sw} = w_1R_sA_{sw}$ - сопротивление растяжению горизонтальной арматуры сеток косвенного армирования, расположенных на нормативном участке;

$Q_s = J_{red}R_s \sin \alpha / S_{red}$ - усилие, воспринимаемое продольной арматурой, работающей как нагель;

$N\mu$ - сопротивление сдвигу за счет трения в горизонтальных швах под влиянием действия продольного усилия.

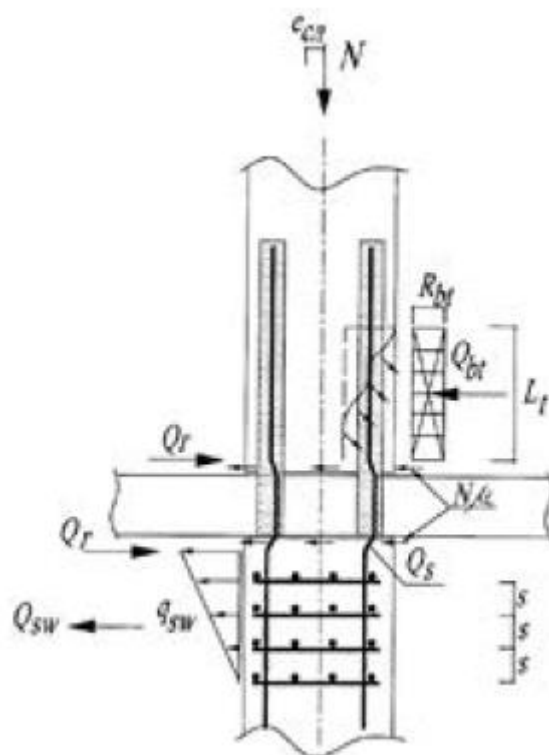


Рисунок 3.3- Расчетная схема стыка при действии горизонтальных сил [45]

3.1.3 Основные предпосылки расчетной методики на продавливание Н.Н. Трекина

Методика базируется на следующих основных предпосылках представленных в работе [57]:

- при наличии продольного армирования разрушение образца при образовании трещин в растянутой зоне не происходит, а образуется пара сил, формирующаяся из сжатой зоны бетона в пределах вершины пирамиды продавливания и растянутой нижней арматуры;

- сопротивление вертикальной нагрузке оказывает сжатая зона бетона, сформированная поверхностью приведенной пирамиды продавливания, как это показано на рисунке 3.4;

- бетон сжатой зоны в контурах приведенной пирамиды продавливания работает на срез с обжатием;

- сопротивление бетона срезу увеличивается за счет обжимающих усилий [33].

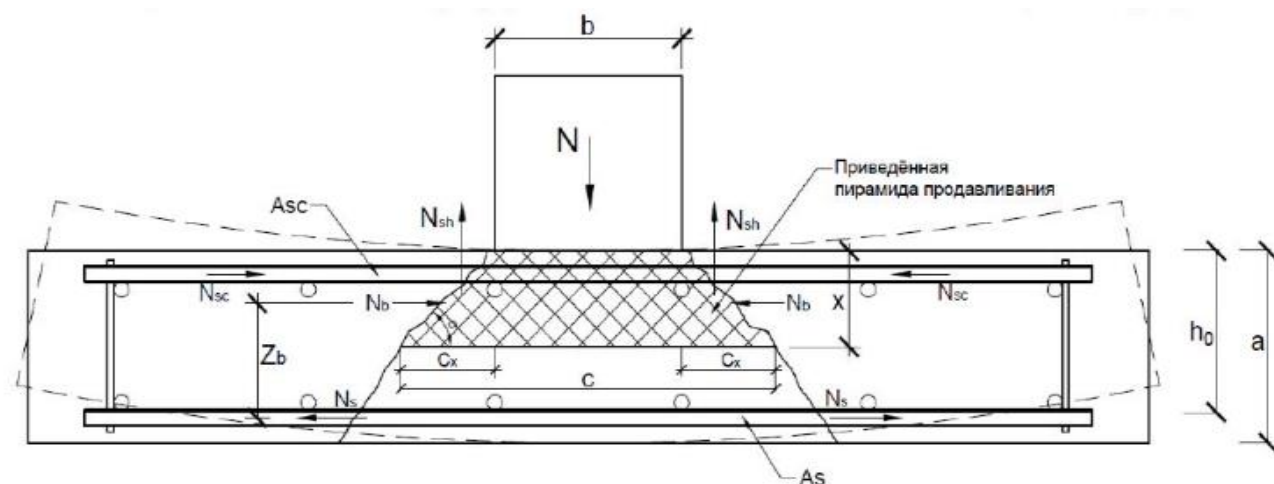


Рисунок 3.4 – Схема напряженно-деформированного состояния симметричного сопряжения плиты с колонной при разрушении от продавливания

Несущая способность узла сопряжения на продавливание определяется по формуле:

$$F = A_{red} R_{sh,red} \quad (3.4)$$

где $R_{sh,red}$ - приведенная прочность бетона на срез равная:

$$R_{sh,red} = 2R_{bt}k \quad (3.5)$$

k – коэффициент увеличения прочности на срез при наличии бокового обжатия, принимается по рекомендациям работы [33]:

$$A_{red} = 4A_{red1} \quad (3.6)$$

где A_{red1} – боковая поверхность приведенной пирамиды продавливания:

$$A_{red1} = \frac{2(b+x)x}{\sqrt{2}} \quad (3.7)$$

Высота сжатой зоны определяется из условия равновесия в нормальном сечении плиты у опорной зоны:

$$\sigma_s A_s - \sigma_{sc} A'_s - \sigma_b A_{red1} = 0 \quad (3.8)$$

где σ_s, σ_{sc} – напряжение в растянутой и сжатой арматуре соответственно;

A_s, A'_s – площадь растянутой и сжатой арматуры соответственно;

σ_b – напряжение в сжатой зоне бетона.

При этом исследователи отмечают, что при кратковременных, в частности, ударных воздействиях наблюдается увеличение угла наклона призмы продавливания с уменьшением поверхности среза и как следствие уменьшением несущей способности узла сопряжения колонны и плиты на продавливание.

3.2 Предлагаемая методика по учету локальных повреждений в том числе и от продавливания при расчете узла сопряжения колонны и плиты на продавливание

В результате анализа экспериментальных испытаний и исследований по работе узла сопряжения колонны и плиты [15, 45, 57] предложена методика, согласно которой разрушение происходит по поверхности объемной фигуры, образующейся при развитии локальных повреждений. В общем случае, поверхность этой фигуры криволинейна, но для инженерных расчетов криволинейную поверхность можно заменить системой плоскостей П1...П4, НП1...НП4 см. рисунок 3.5.

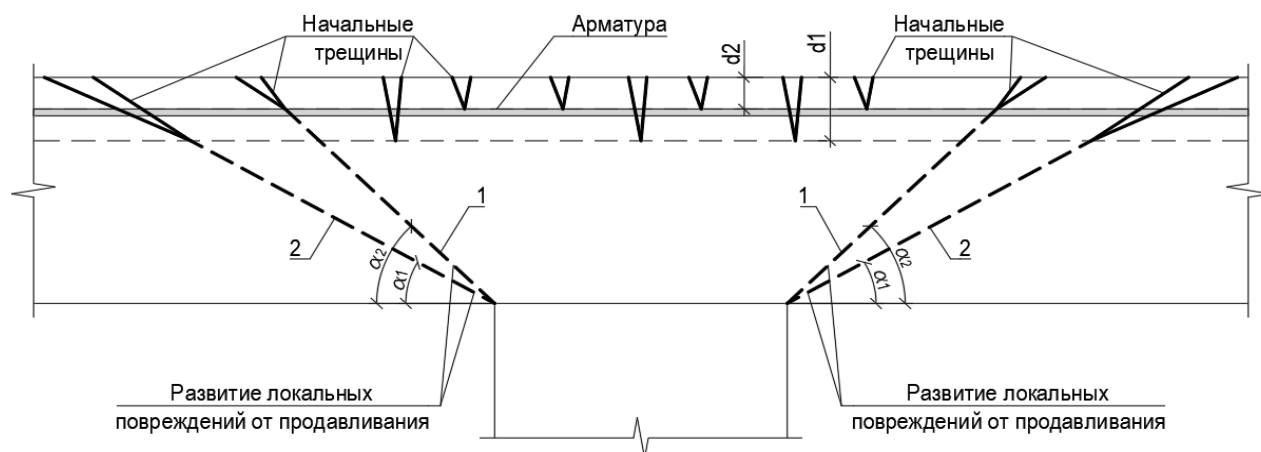


Рисунок 3.5 – Схема узла с локальными повреждениями 1,2-сценарии разрушения от продавливания α_1, α_2 -углы наклона пирамиды продавливания; d_1, d_2 -уровни повреждений бетона, учитываемые при оценке несущей способности на продавливание

Принимаем модель применимой для плит толщиной менее 250 мм. Так как при большей толщине наблюдается влияние размерного эффекта, связанного с неравномерным распределением напряжений по высоте сечения [20,81].

Плита перекрытия в условиях продавливания имеет сжатую (плоскости НП1...НП4) и растянутые поверхности (плоскости П1...П4). Предполагается, что

растянутая поверхность плиты работает с расчетным сопротивлением растяжению бетона. Следовательно, задавшись углом наклона поверхности продавливания и зная высоту сжатой зоны можем определить, можем вычислить площадь этой области продавливания. Она будет складываться из суммы площадей поверхностей НП1...НП4 и П1...П4, которые могут быть представлены в виде трапеций.

Нижняя сжатая часть находится в условиях стесненного (ограниченного) сжатия и сопротивляется продавливанию с расчетным сопротивлением сдвига при обжатии. Предполагается, что поверхность среза нижней части находится под некоторым углом наклона равным углу наклонной трещины, определяемым с помощью углов наклона α и β (см. рисунок 3.6). Предполагаем, что угол $\beta=45^\circ$, таким образом образуются 4 одинаковые наклонные поверхности (НП1, НП2, НП3, НП4) в форме равнобедренных трапеций в сжатой зоне и 4 одинаковые наклонные поверхности (П1, П2, П3, П4) в форме равнобедренных трапеций в растянутой зоне.

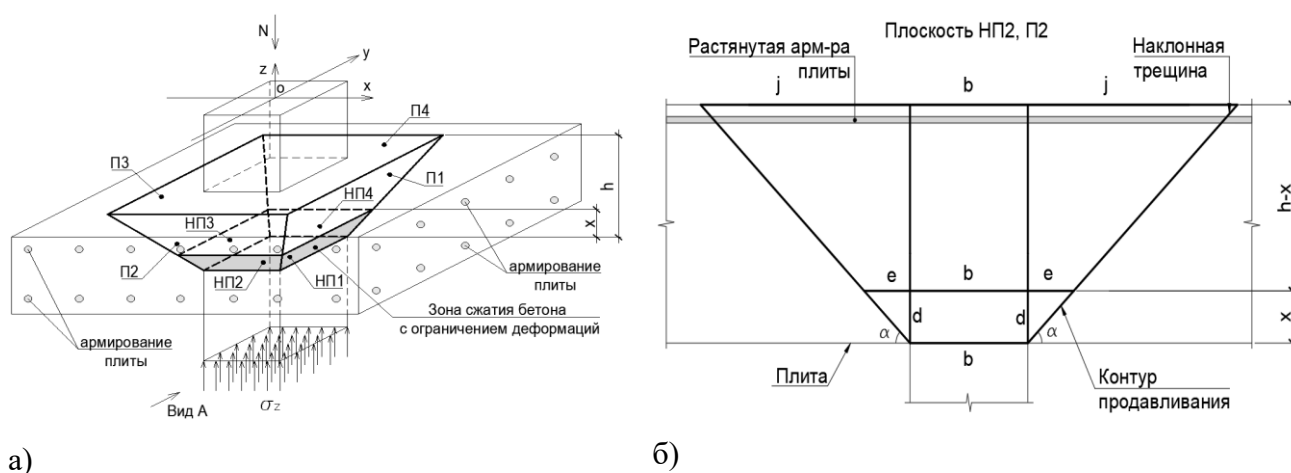


Рисунок 3.6 – К расчету узла на продавливание с учетом локальных повреждений при центральном нагружении: объемная фигура (а), вид А (б)

Рассмотрим узел сопряжения плиты толщиной h , продавливаемого вертикальной колонной габаритами $b \times b$. Тогда несущая способность узла сопряжения на продавливание при наличии сосредоточенной нагрузки без изгибающих моментов будет складываться из несущей способности по плоскостям $П_i$, $НП_i$ объемной фигуры:

$$F_{b,ult} = \sum_{i=1}^4 (A_{HIIIi} \cdot R_{sh} + \theta \cdot A_{IIi} \cdot R_{sh}) \quad (3.9)$$

где A_{HIIIi} – площадь наклонных плоскостей НП1...НП4 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_{IIi} – площадь наклонных плоскостей П1...П4 в растянутой зоне узла при работе в условиях продавливания;

Для граней П1...П4 $R_{sh} = R_{bt}$ при отсутствии стеснения;

θ – коэффициент учета снижения площади ортогональной поверхности (П1...П4) с учетом наличия повреждений. Данный коэффициент может быть представлен как соотношение площадей:

$$\theta = \frac{\sum_{i=1}^4 (A_{IIi} - A_{IIi,dam})}{\sum_{i=1}^4 A_{IIi}} \quad (3.10)$$

$A_{IIi,dam}$ – площадь накопленных локальных повреждений плоскостей П1...П4 в растянутой зоне узла при работе в условиях продавливания. При действии сосредоточенной нагрузки без изгибающего момента данный коэффициент равен порядка 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. Для упрощения инженерной методики, предполагаем, что угол наклона между гранями (β) остается постоянным и равным 45° . Тогда площадь наклонных плоскостей НП1...НП4 будет равна:

$$A_{HIII} = \frac{1}{2} \cdot (2 \cdot b + 2 \cdot e) \cdot d \quad (3.11)$$

где b – длина контура опорной части (см. рисунок 3.6);

e – участок верхнего основания грани трапеции в сжатой зоне, по которой происходит продавливание;

d – высота, проведенная к большему основанию грани-трапеции в сжатой зоне, по которой происходит продавливание.

Габариты e и d предполагается находить, задаваясь различными значениями угла наклона пирамиды продавливания (α):

$$\sin(\alpha) = \frac{x}{d} \rightarrow d = \frac{x}{\sin(\alpha)} \quad (3.12)$$

$$e = x \cdot \operatorname{ctg}(\alpha) \quad (3.13)$$

$$f = \frac{h-x}{\sin(\alpha)} \quad (3.14)$$

$$j = h \cdot \operatorname{ctg}(\alpha) \quad (3.15)$$

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.

Высоту сжатой зоны (x) предлагается определять из условия равновесия в нормальном сечении плиты у опорной зоны. Площадь наклонных граней П1...П4 будет вычисляться как:

$$A_{Pi} = \frac{1}{2} \cdot [(b + 2 \cdot e) + (b + 2 \cdot j)] \cdot f \quad (3.16)$$

Когезионную прочность предлагается определять с учетом фактического напряженного состояния узла сопряжения через прочность бетона на растяжение (см. рисунок 3.7) по аналогии с уравнением (3.5):

$$R_{sh} = 2 \cdot R_{bt} \cdot k \quad (3.17)$$

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

$$k = \sqrt{\frac{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2}{\sigma_b^2}} \quad (3.18)$$

С учетом предположения о двухосном напряженном состоянии узла сопряжения ($\sigma_3 = 0$) величины главных напряжений можно определить через нормальные и касательные по формуле:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3.19)$$

В случае двухстороннего обжатия максимальное значение $k \approx \sqrt{2}$. Нормальные напряжения определяются с учетом действующих в сечении нагрузок.

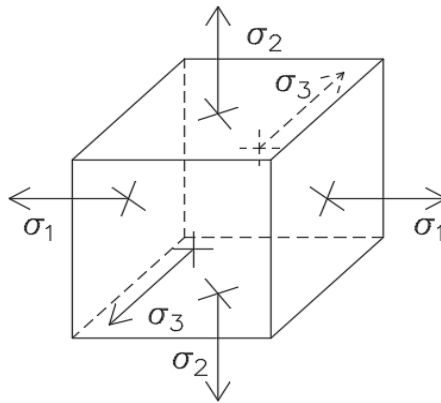


Рисунок 3.7 – Схема действия главных напряжений на главных площадках [11, 68]

Основываясь на проведенных испытаниях образцов с центральным приложением продольной силы (см. главу 2), обзоре литературы по работе безбалочных узлов, был проведен анализ трещинообразования и вероятного характера разрушения данных узлов. По итогам проделанной работы было выделено два уровня развития повреждений, которые могут накопиться в результате эксплуатации в безбалочных узлах сопряжения колонны и плиты перекрытия.

Предполагаем, что первый уровень развития повреждений связан с раскрытием имеющихся и образованием новых нормальных и радиальных трещин, а также образованием начальных тангенциальных трещин в наиболее растянутой зоне работы узла. При проведении испытаний и обзоре литературы установлено, что данная схема трещинообразования может соответствовать нагрузке равной

0,40-0,65 от предельного продавливающего усилия, что в целом соответствует напряженно-деформированному состоянию в точке А (см. рисунок 2.14) испытанных в главе 2 узлов сопряжения. Допускаем, что в результате, дальнейшей эксплуатации с циклическим повторением указанного уровня нагрузки, локальной перегрузкой, развития дефектов полученных при производстве работ для данного узла будет наблюдаться деградация свойств бетона в зоне образования трещин.

В случае определения несущей способности на продавливание исключаем влияние данных участков на предельную несущую способность при продавливании (см. рисунок 3.8) Тогда с учетом данного исключения площадь растянутых граней (П1...П4) объемной фигуры продавливания будет равна:

$$A_{Pi,dam} = 0.9 \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot 0.1 \cdot (h - x) + 2 \cdot 0.05 \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot 0.2 \cdot (h - x) + 2 \cdot (j - e) \cdot 0,05 \cdot (h - x) \quad (3.20)$$

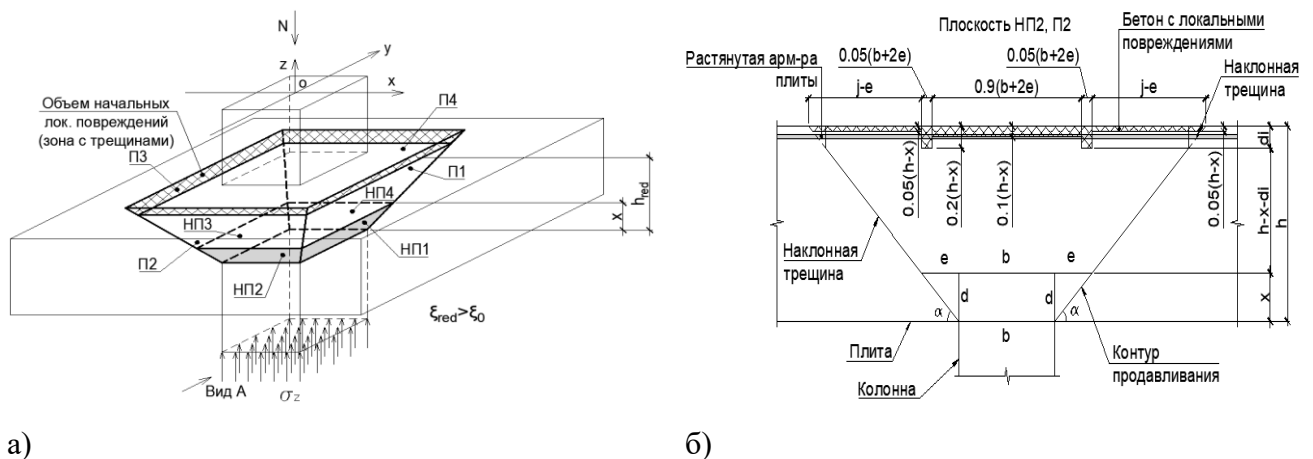


Рисунок 3.8 – Схема к расчету узла при центральном нагружении с начальными повреждениями в узле 1-ого уровня $\xi_{red} > \xi_0$, где ξ_{red} – относительная высота сжатой зоны с локальными повреждениями; ξ_0 – относительная высота сжатой зоны без локальных повреждений (а); распределение нормальных напряжения при наличии изгибающего момента с повреждениями первого и второго уровня грани ПЗ в узле продавливания (б); вид Б (в)

Предполагаем, что второй уровень повреждений может быть связан с интенсивным раскрытием образовавшихся нормальных, 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, что в целом

соответствует напряженно-деформированному состоянию в точке Б (см. рисунок 2.14) испытанных в главе 2 узлов сопряжения. Допускаем, что в результате, дальнейшей эксплуатации с циклическим повторением указанного уровня нагрузки, локальной перегрузкой, развития дефектов полученных при производстве работ для данного узла будет наблюдаться деградация свойств бетона в зоне образования трещин.

В случае определения несущей способности на продавливание исключаем влияние поврежденного участка бетона на несущую способность при развитии механизма продавливания (см. рисунок 3.9). Площадь растянутой зоны сечения плиты будет равна:

$$A_{Pi,dam} = 0,8 \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot 0,2 \cdot (h - x) + 2 \cdot 0,1 \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot 0,3 \cdot (h - x) + 2 \cdot (j - e) \cdot 0,1 \cdot (h - x) \quad (3.21)$$

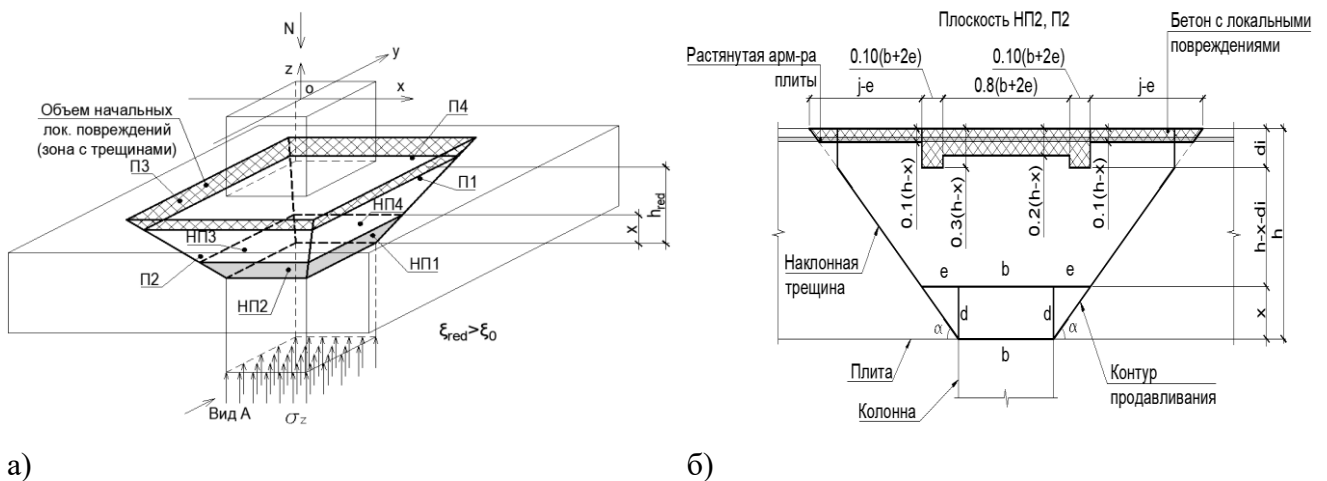


Рисунок 3.9 – Схема к расчету узла при центральном нагружении с начальными повреждениями в узле 2-ого уровня $\xi_{red} > \xi_0$, где ξ_{red} – относительная высота сжатой зоны с локальными повреждениями; ξ_0 – относительная высота сжатой зоны без локальных повреждений (а); распределение нормальных напряжения при наличии изгибающего момента с повреждениями первого и второго уровня грани П3 в узле продавливания (б); вид Б (в)

Важно отметить, данные уровни повреждений отражают характер накопления деформаций в безбалочных узлах монолитных перекрытий. Возникновение заданного уровня деформаций может быть связано не только с перегрузкой, но и с сейсмическими, пожарными, коррозионными и другими воздействиями. В рамках данной методики, важно отметить необходимость учета

развития таких деформаций в приопорной зоне при оценке живучести монолитных безбалочных каркасов

Основываясь на проведенных испытаниях по работе узлов сопряжения при действии продольной силы с эксцентриситетом и обзоре литературы по работе узлов данного типа предложена методика по определению несущей способности на продавливание при наличии изгибающего момента. Предположим, что при наличии изгибающего момента 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. Тогда предельную несущую способность можно представить, как сумму сопротивления этих граней:

$$M_{b,ult} = M_1 + M_2 \quad (3.22)$$

M_1 – момент воспринимаемый боковыми гранями (П2, П4, НП2, НП4) из плоскости действия изгибающего момента (см. рисунок 3.10); M_2 – момент, воспринимаемый торцевой гранью (П1, П3, НП1, НП3) по направлению действия изгибающего момента (см. рисунок 3.10).

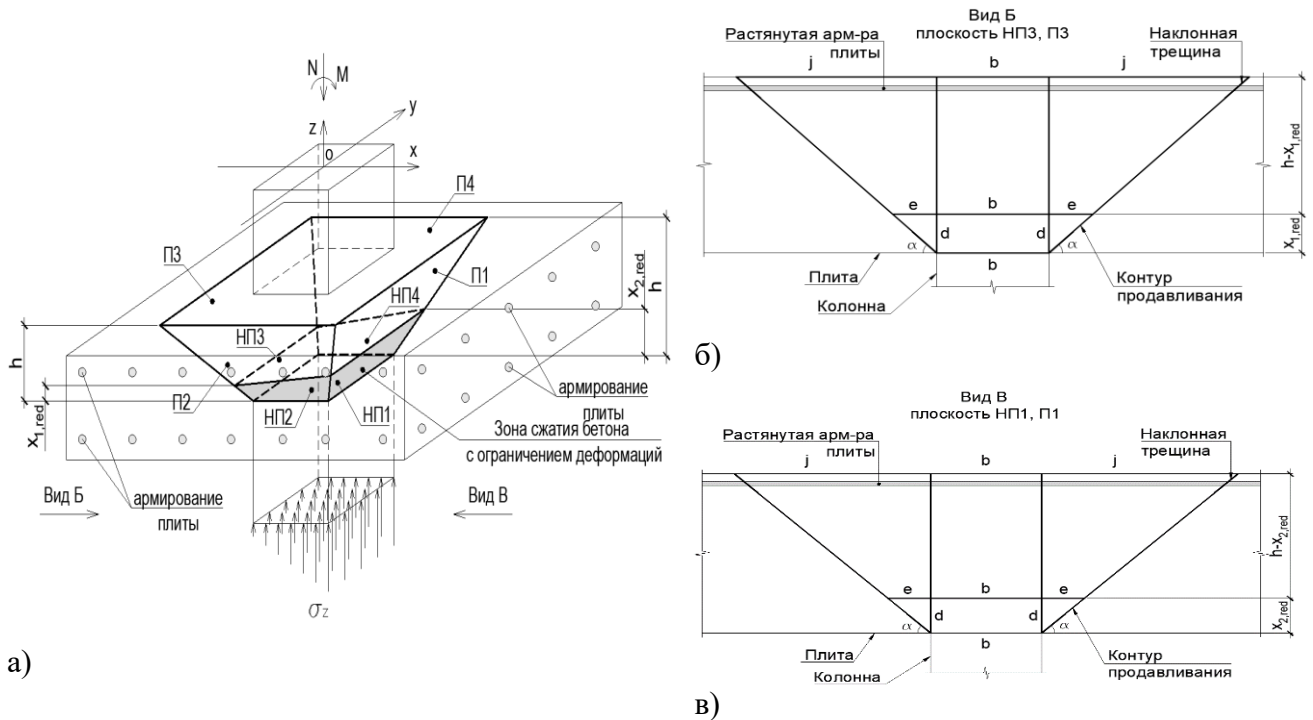


Рисунок 3.10 – К расчету узла на продавливание с учетом локальных повреждений при наличии изгибающего момента: объемная фигура (а), вид Б (б), вид В (в)

$$M_1 = R_{sh} \cdot (W_{HIS} + W_{HIS}) + R_{sh} \cdot (W_{IS} + W_{IS}) \quad (3.23)$$

W_{HIS} - моменты сопротивления наклонных граней в сжатой зоне (плоскостей НП1 и НП3 по рисунку 3.10);

W_{IS} - моменты сопротивления наклонных граней в растянутой зоне (плоскостей П1 и П3 по рисунку 3.10);

Для боковых граней $R_{sh} = R_{bt}$;

$$W_{HIS} = \frac{J_{HIS}}{m} \quad (3.24)$$

m – расстояние до наиболее сжатой грани;

J_{IS}, J_{HIS} - моменты инерции торцевых граней.

$$M_2 = Q_{HII} \cdot (b + 2 \cdot e) + Q_{II} \cdot (b + 2 \cdot j) \quad (3.25)$$

где Q_{HII}, Q_{II} - поперечная сила, воспринимаемая наиболее растянутыми гранями (НП3 и П3 по рисунку 3.10) в плоскости действия изгибающего момента:

$$Q_{HII} = R_{sh} \cdot A_{HII,M} \quad (3.26)$$

$$Q_{II} = R_{sh} \cdot A_{II,M} \quad (3.27)$$

$A_{HII,M}, A_{II,M}$ - площадь поверхностей растянутой зоны в плоскости действия изгибающего момента (плоскость НП3, П3 по рисунку 3.10)

При этом аналогично с подходом действующих нормативных документов вводится ограничение на вклад изгибающих моментов в предельную несущую способность на продавливание:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M}{M_{b,ult}} \leq 1 \quad (3.28)$$

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 превышала указанное неравенство:

$$\frac{M}{M_{ult}} \leq \frac{F}{2F_{ult}} \quad (3.29)$$

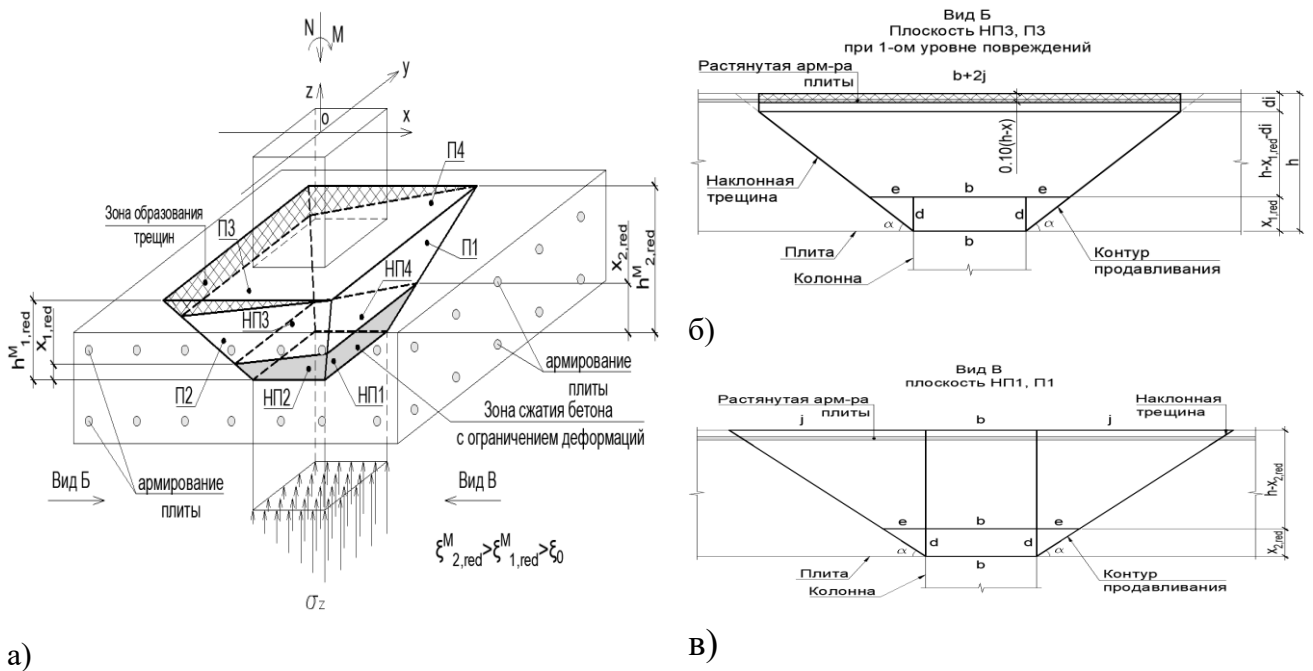
Основываясь на проведенных испытаниях по работе узлов сопряжения на продавливание с изгибом и выше приведенной методике, предложены 2 уровня развития локальных повреждений в узле сопряжения колонны и плиты при наличии изгибающего момента.

С учетом развития дополнительных трещин в плоскости действия изгибающего момента предполагается дополнительное увеличение площади повреждений на наиболее растянутой грани (на грани ПЗ, см. рисунки 3.15-3.18). Для упрощения инженерной методики, снижение несущей способности по боковым граням (П2 и П4 по рисункам 3.15-3.18) не учитывается.

Таким образом формула (3.21) преобразуется к виду:

$$M_{b,ult} = M_1 + M_{2,dam} \quad (3.30)$$

$M_{2,dam}$ – момент, воспринимаемый поврежденной от действия изгибающего момента торцевой гранью (грань ПЗ по рисункам 3.11, 3.12) по направлению действия изгибающего момента:



а)

б)

Рисунок 3.11 – Схема к расчету узла при наличии изгибающего момента и начальными повреждениями в узле первого уровня $\xi_{red} > \xi_0$, где ξ_{red} – относительная высота сжатой зоны с локальными повреждениями; ξ_0 – относительная высота сжатой зоны без локальных повреждений (а); распределение нормальных напряжения при наличии изгибающего момента с повреждениями первого уровня грани ПЗ в узле продавливания вид Б (б); вид В (в)

$$M_{2,dam} = Q_{HPi} \cdot (b + 2 \cdot e) + Q_{Pi} \cdot (b + 2 \cdot j) \quad (3.31)$$

где Q_{dam} - поперечная сила, воспринимаемая наиболее растянутыми гранями (ПЗ и НПЗ, см. рисунки 3.11-3.12) в плоскости действия изгибающего момента:

$$Q_{dam} = R_{sh} \cdot A_{HP,M} + R_{sh} \cdot (A_{Pi,i} - A_{Pi,i,dam} - A_{PMi,dam}) \quad (3.32)$$

$A_{Pi,i}$ - площадь поверхностей более растянутой грани в плоскости действия изгибающего момента повреждений (грань ПЗ, см. рисунки 3.11, 3.12)

$A_{Pi,i,dam}$ - площадь повреждений более растянутой грани в плоскости действия изгибающего момента повреждений, полученных в результате действия продольной силы (грань ПЗ, см. рисунки 3.11, 3.12). Вычисляется в зависимости от уровня повреждений по формулам 3.20, 3.21.

$A_{PMi,dam}$ - площадь повреждений более растянутой грани в плоскости действия изгибающего момента повреждений, полученных в результате действия изгибающего момента (грань ПЗ, см. рисунки 3.11, 3.12).

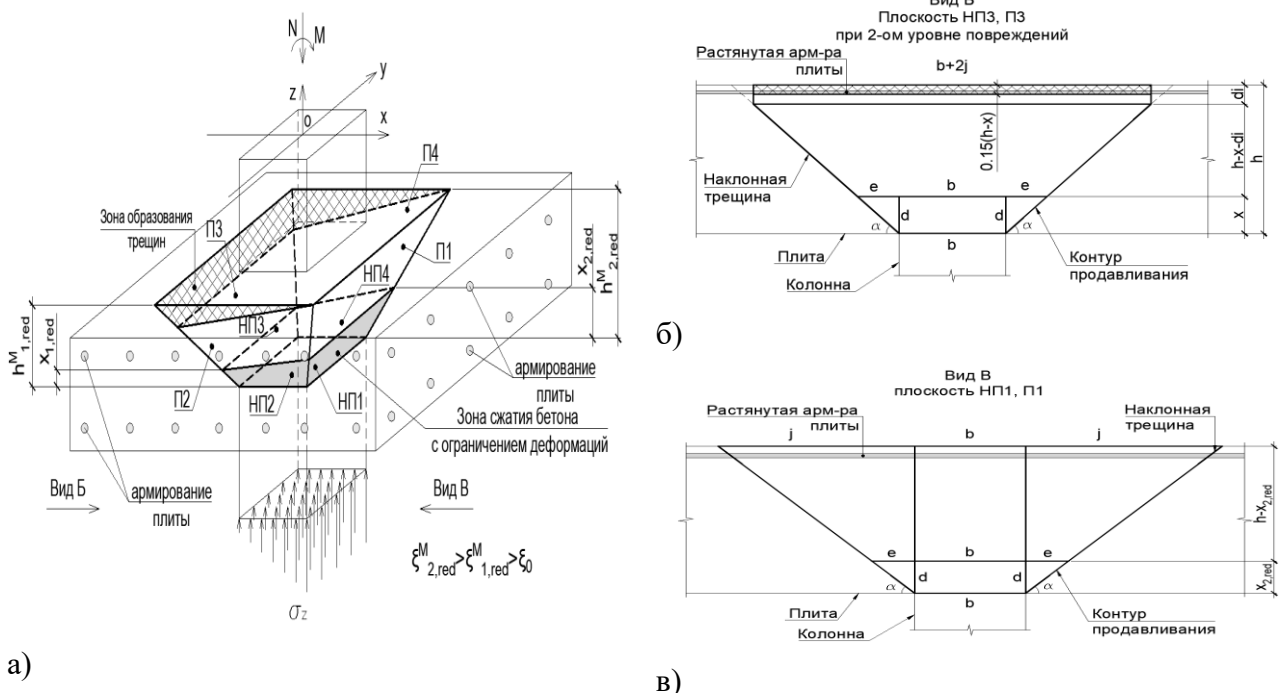


Рисунок 3.12 – Схема к расчету узла при наличии изгибающего момента и начальными повреждениями в узле второго уровня $\xi_{red} > \xi_0$, где ξ_{red} – относительная высота сжатой зоны с локальными повреждениями; ξ_0 – относительная высота сжатой зоны без локальных повреждений (а); распределение нормальных напряжения при наличии изгибающего момента с повреждениями первого уровня грани ПЗ в узле продавливания вид Б (б); вид В (в)

$$M_{2,dam} = Q_{H\Pi i} \cdot (b + 2 \cdot e) + Q_{\Pi i} \cdot (b + 2 \cdot j) \quad (3.31)$$

где Q_{dam} - поперечная сила, воспринимаемая наиболее растянутыми гранями (ПЗ и НПЗ, см. рисунки 3.11, 3.12) в плоскости действия изгибающего момента:

$$Q_{dam} = R_{sh} \cdot A_{H\Pi, M} + R_{sh} \cdot (A_{\Pi, i} - A_{\Pi, i, dam} - A_{\Pi Mi, dam}) \quad (3.32)$$

$A_{\Pi, i}$ - площадь поверхностей более растянутой грани в плоскости действия изгибающего момента повреждений (грань ПЗ, см. рисунки 3.15-3.18)

$A_{\Pi, i, dam}$ - - площадь повреждений более растянутой грани в плоскости действия изгибающего момента повреждений, полученных в результате действия продольной силы (грань ПЗ, см. рисунки 3.11, 3.12). Вычисляется в зависимости от уровня повреждений по формулам 3.20, 3.21.

$A_{\Pi Mi, dam}$ - - площадь повреждений более растянутой грани в плоскости действия изгибающего момента повреждений, полученных в результате действия изгибающего момента (грань ПЗ, см. рисунки 3.11, 3.12).

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

$$A_{\Pi i, M, dam} = 0.1 \cdot h \cdot (b + 2 \cdot j) \quad (3.33)$$

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

$$A_{\Pi i, M, dam} = 0.15 \cdot h \cdot (b + 2 \cdot j) \quad (3.34)$$

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

$$F_{b,ult,dam,M} = \sum_{i=1}^3 \left(A_{IIIi} \cdot R_{sh} + (A_{IIi} - A_{IIi,dam}) \cdot R_{sh} \right) + A_{III,M} \cdot R_{sh} + (A_{II,i} - A_{II,i,dam} - A_{II,iM,dam}) \cdot R_{sh} \quad (3.35)$$

A_{IIi}, A_{IIIi} – площади граней за исключением наиболее растянутой грани в плоскости действия момента.

Соответственно условие (3.28, 3.29) преобразуются к виду:

$$\frac{F}{F_{b,ult,dam,M}} + \frac{M}{M_{b,ult,dam}} \leq 1 \quad (3.36)$$

$$\frac{M}{M_{b,ult,dam}} \leq \frac{F}{2F_{b,ult,dam,M}} \quad (3.37)$$

3.3 *Пример расчета узла сопряжения колонны и плиты на продавливание с учетом локальных повреждений*

Для верификации предложенной методики был проведен сравнительный анализ расчетов по определению теоретической несущей способности с данными по испытаниям, представленными в главе 2.

Алгоритм расчета по предлагаемой методике представлен в приложении А. На основании выполненных расчетов построен график зависимости несущей способности плиты перекрытия на продавливание по предлагаемой методике, по методике расчета нормативных документов и по экспериментально полученным данным для образцов узлов при действии продольной силы без и с наличием эксцентриситета (см. рисунок 3.13).

По результатам расчетов отмечаем, что для образцов с центральным приложением продольной силы предлагаемая методика дает близкие с экспериментальными данными результаты расчета при угле наклона $\alpha=45^\circ$. Отклонения от экспериментальных данных при данном угле наклона по предложенной методике составляет +9,6 %, по нормативной методике различие с экспериментальными данными составляет -17,2 % (см. рисунок 3.13).

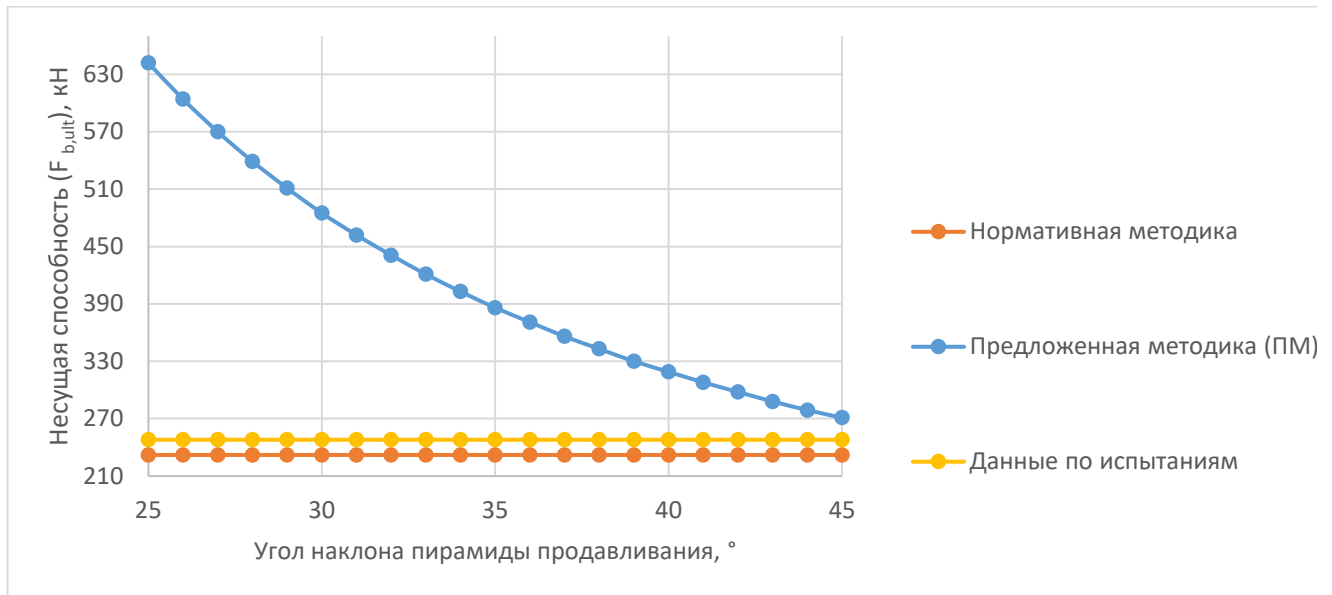


Рисунок 3.13 - Зависимость несущей способности плиты на продавливание при действии сосредоточенной силы от угла α по нормативной и предлагаемой методике

По результатам расчетов образцов с приложением продольной силы с эксцентриситетом отмечаем, что предельный изгибающий момент по предлагаемой и нормативной методике ниже, полученного по результатам испытаний. Отклонение от экспериментальных данных по предложенной методике при угле наклона $\alpha = 45^\circ$ составляет +17,2 %, по нормативной методике различие с экспериментальными данными составляет 31,8 % (см. рисунок 3.14).

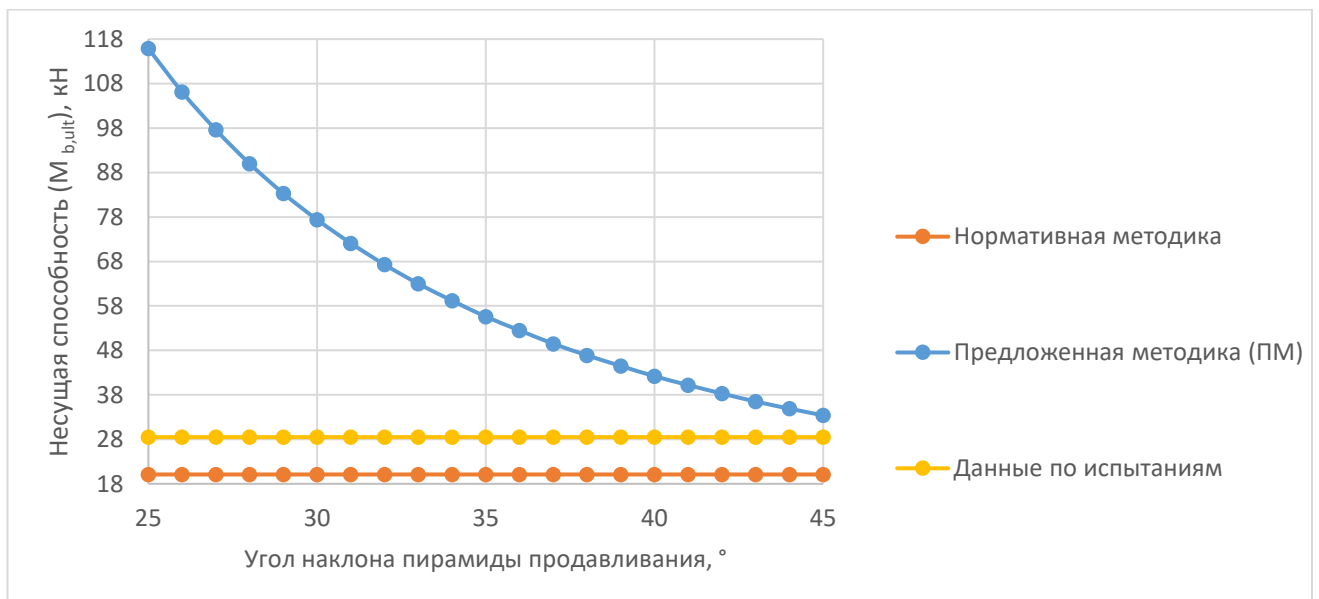


Рисунок 3.14 - Зависимость предельного изгибающего момента, воспринимаемое плитой при продавливании от угла α по нормативной и предлагаемой методике

В целом, отмечаем удовлетворительную сходимость предложенной методики с результатами испытаний при угле наклона $\alpha=45^\circ$ и возможность её использования для изучения влияния локальных повреждений на предельную несущую способность на продавливание.

Выводы по главе 3

1. Разработана методика расчета узла на основе равновесия усилий на поверхности объемной фигуры, состоящей из параллелепипеда и усеченной объемной пирамиды.
2. Выявлены ограничения применения предложенного подхода в зависимости от толщины плиты и наличия продольной арматуры.
3. Предложены два уровня локальных повреждений, которые могут получить узлы сопряжения колонны и плиты в процессе эксплуатации, в том числе от продавливания.
4. Расчеты и экспериментальная верификация показали, что в случае продавливания первый уровень локальных повреждений может реализовываться при повторяющейся нагрузке $F = 0.45 - 0.65F_{b,ult}$; второй уровень при нагрузке $F = 0.65 - 0.85F_{b,ult}$. При наличии изгибающего момента в связи с перегрузкой одной из граней данные уровни необходимо учитывать дополнительные локальные повреждения на одной из граней в результате действия изгибающего момента.
5. Приведенные примеры расчета узла сопряжения колонны и плиты на продавливание при действии продольной силы показали удовлетворительное соответствие результатов с СП63.13330.2018 без локальных повреждений.

ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ РАБОТЫ МОНОЛИТНОГО КАРКАСА ПРИ РАЗНОЙ СТЕПЕНИ ПОВРЕЖДЕНИЙ В УЗЛАХ СОПРЯЖЕНИЯ КОЛОННЫ И ПЛИТЫ

4.1 Цели и задачи численного исследования

Цель численного исследования – моделирование локальных повреждений в узлах сопряжения колонны и плиты, а также исследование влияния объема этих повреждений на работу монолитных каркасов при аварийных воздействиях.

Для достижения указанной цели необходимо решить следующие задачи:

1. Построить конечно-элементные модели узлов сопряжения и провести верификацию полученных результатов с экспериментальными данными.
2. Оценить сопротивляемость данных каркасов к аварийным воздействиям.

4.2 Моделирование материалов в ПК SIMULIA Abaqus

4.2.1 Моделирование работы бетона

Для решения этой задачи было принято решение о проведении расчета в программном комплексе SIMULIA Abaqus (ПК SIMULIA Abaqus)[69,70].

Для выполнения численных расчетов конечно-элементных моделей образцов (ПРЦ-1, ПРЦ-2, ПРЦ-3, ПРВ-1, ПРВ-2, ПРВ-3) была использована модель бетона с повреждениями «Concrete Damaged Plasticity» (CDP).

Критерием разрушения в модели CDP является модифицированный критерий Druker–Prager (1) с введением для описания поверхности текучести F гиперболической кривой в меридиональной плоскости (рисунок 4.1).

$$F = \sqrt{(d'_{|_0} - p_{t|_0} \tan \beta)^2 + q^2} - p \tan \beta - d' = 0, \quad (4.1)$$

где p – эквивалентное давление, q – девиаторное напряжение Мизеса, p_t – значение p при $q = 0$, d' , β – параметры поверхности текучести (см рисунок 4.1).

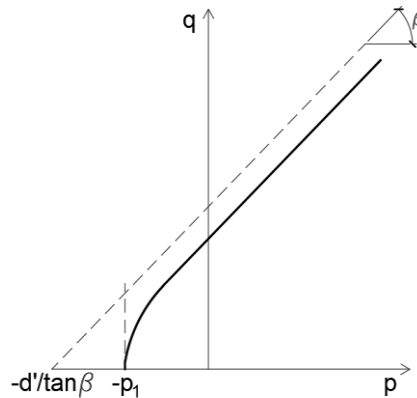


Рисунок 4.1 - Критерий прочности бетона в модели CDP

При достижении материалом предельных напряжений или деформаций элементы бетона данной модели работали по ниспадающей ветви с появлением и распределением по объему трещин. Напряжения в элементах находились с использованием параметров повреждения (деградации жесткости) бетона при осевом сжатии d_c и при осевом растяжении d_t , учета полных деформаций сжатия ε_c и растяжения ε_t за вычетом эквивалентных пластических деформаций (рисунки 4.2, 4.3).

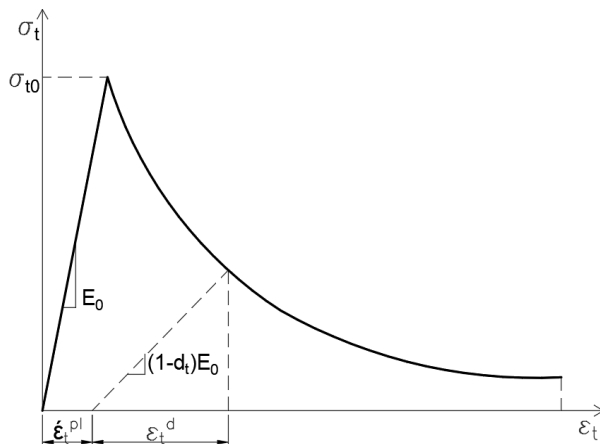


Рисунок 4.2 - Общий вид диаграммы деформирования бетона при растяжении в модели CDP

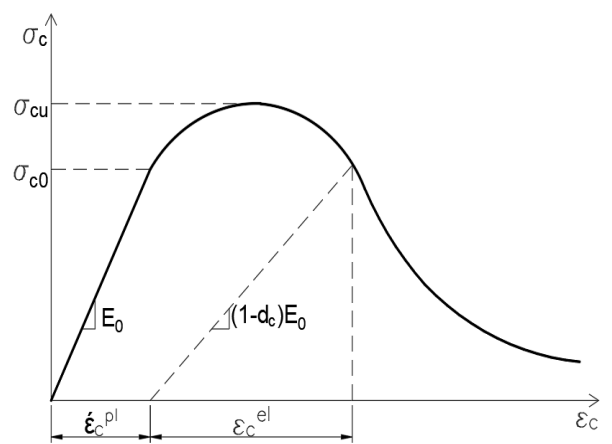


Рисунок 4.3 - Общий вид диаграммы деформирования бетона при сжатии в модели CDP

Напряжения сжатия σ_c и растяжения σ_t определяются по следующим формулам:

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (4.2)$$

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (4.3)$$

где $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ – эквивалентные пластические деформации сжатия;

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ – эквивалентные пластические деформации растяжения.

Моделирование накопления повреждений бетона при сжатии и при растяжении в модели CDP выполняется с помощью параметров деградации жесткости материалов d_c при работе материала на сжатие и параметра d_t при работе материала на растяжение. Учет снижения жесткости материала в результате накопления повреждений осуществляется путем вычисления на каждом шаге расчета модуля упругости поврежденного материала (E_{damage}):

$$E_{damage} = E_0 \cdot (1 - d_c) \quad (4.4)$$

$$E_{damage} = E_0 \cdot (1 - d_t), \quad (4.5)$$

где E_0 - начальный модуль упругости;

d_c, d_t - параметры, который показывает относительный уровень деформаций, а также угол наклона ветви разгрузки образца в зависимости от работы материала на сжатие (d_c) или растяжение (d_t).

Графически учет накопления повреждений проиллюстрирован на рисунках 4.4, 4.5. В работах [84], [135] показаны результаты использования модели CDP в численных задачах, которые хорошо согласуются с экспериментальными данными.

Для изучения схемы распределения трещин с помощью численного моделирования, при задании характеристик состояния бетона, после достижения им предельных напряжений или деформаций используется диаграмма с ниспадающей ветвью. Деформация, при которой растягивающее и сжимающее напряжение после разрушения достигает близкого к нулю значения приняты $4\varepsilon_{b,crush}$ и $8\varepsilon_{t,crack}$ [44] (см. рисунки 4.6, 4.7). Такие параметры обеспечивают развитие в материале при нагружении образца локальных зон с существенными деформациями и малыми напряжениями, моделирующие таким образом эквивалентные макротрещины.

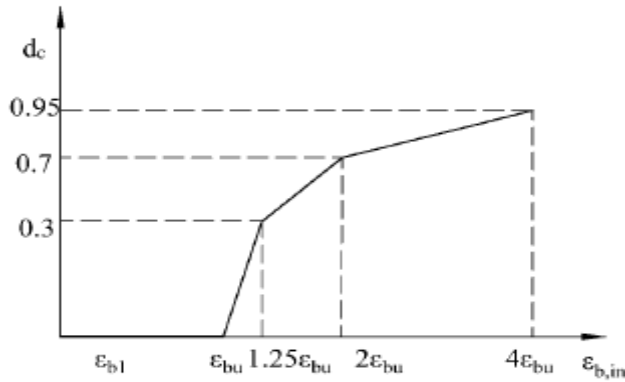


Рисунок 4.4 – $\varepsilon_{b,in} - d_c$ -диаграмма

зависимости сжимающих относительных нелинейных деформаций от коэффициента повреждений бетона при сжатии

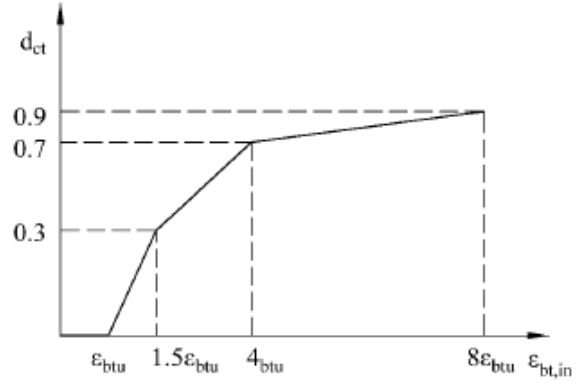
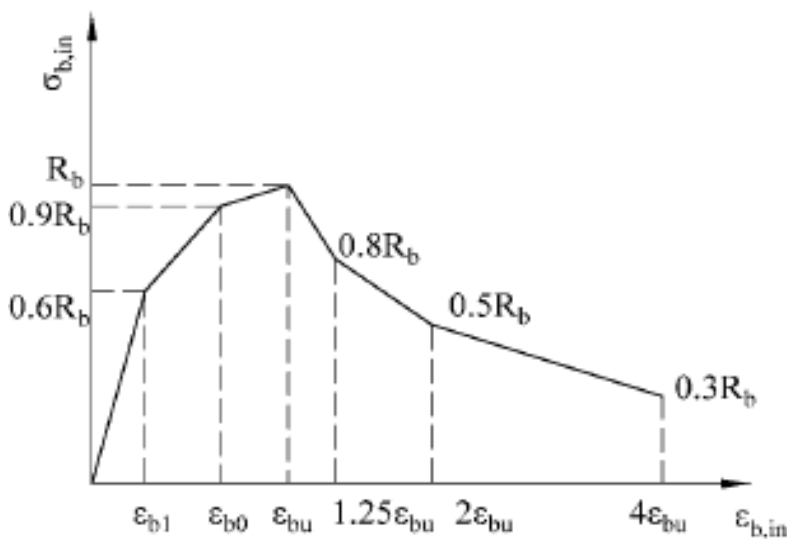


Рисунок 4.5 – $\varepsilon_{bt,in} - d_{ct}$ -диаграмма

зависимости растягивающих относительных нелинейных деформаций от коэффициента повреждений бетона при растяжении

На рисунке 4.6 и 4.7 показаны принятые при конечно-элементном моделировании диаграммы работы бетона при одноосном сжатии и растяжении.



Характеристики бетона для КЭ моделей узлов (ПРЦ-1...ПРВ-3)
$R_b = 22,7$ МПа
$\varepsilon_{b1} = 0,0007$
$\varepsilon_{bu} = 0,002$
Характеристики бетона для КЭ моделей монолитных каркасов
$R_b = 18,5$ МПа
$\varepsilon_{b1} = 0,0004$
$\varepsilon_{bu} = 0,002$

Рисунок 4.6 - Диаграмма деформирования бетона при сжатии с механическими характеристиками, используемыми в численном моделировании

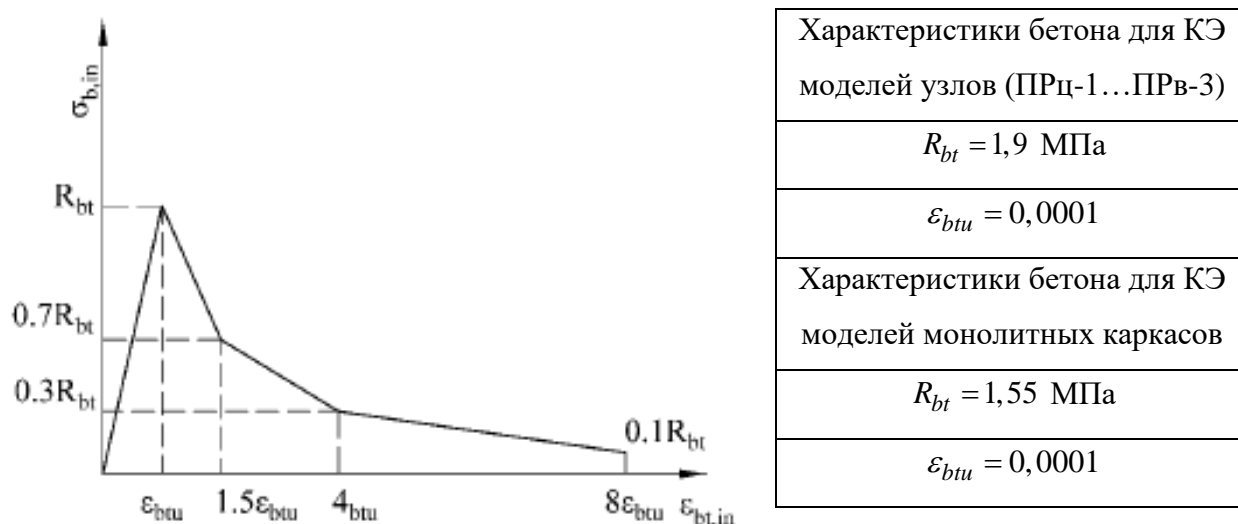


Рисунок 4.7 - Диаграмма деформирования бетона при растяжении с механическими характеристиками, используемыми в численном моделировании

Учитывалась возможность дилатации бетона при сжатии, а также стеснение ортогональных деформаций (ограниченность бетона) при использовании дополнительных параметров модели CDP, указанных в таблице 4.1.

Таблица 4.1 Параметры модели Concrete Damaged Plasticity

Dilation Angle	Eccentricity	f_{b0} / f_{c0}	K	Viscosity Parameter
34	0,1	1,16	0,6667	0,0001

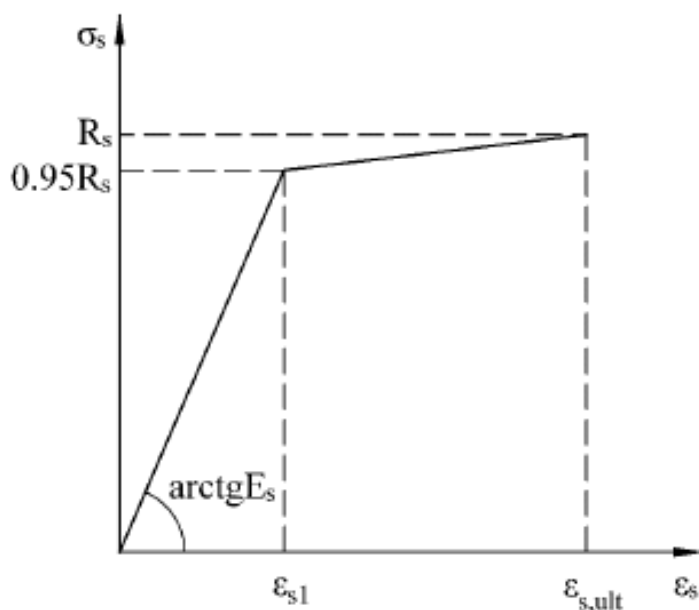
Здесь «Dilation Angle» – угол дилатации, равный отношению объемной и сдвиговой деформации; «Eccentricity» – параметр, отвечающий за скорость перехода в пластичное состояние материала в моделях внецентренно сжатого ограниченного бетона; f_{b0} / f_{c0} – отношение прочности бетона при двухосном сжатии к прочности при одноосном; K – параметр формы поверхности текучести для бетона; «Viscosity Parameter» – параметр вязкости, применяемый согласно рекомендациям разработчиков и исследований, представленных в работе [71].

Для верификации методики моделирования работы узлов сопряжения при продавливании проводился расчет моделей образцов, которые были испытаны экспериментально. Для данных расчетов принимались фактические прочностные характеристики, полученные по результатам испытаний образцов П1...П6 указанных в таблице 2.2, 2.3.

При моделировании работы узлов сопряжения, которые были испытаны, расчет с использованием данной модели производился в неявном (implicit) решателе. Моделирование работы монолитных каркасов для оценки их устойчивости к прогрессирующему обрушению проводилось с выполнением расчетов в явном (explicit) решателе.

4.2.2 Моделирование работы арматуры

При конечно – элементном моделировании работы опытных образцов (ПРц-1...ПРв-3) работа продольной арматуры отображалась с помощью билинейной диаграммы с упрочнением. На данной диаграмме было выделено 2 линейных участка с упругой и пластической работой. Для получения численного решения площадка текучести была принята с незначительным упрочнением. Диаграммы арматуры были получены экспериментально и модифицированы для Abaqus. Общий вид диаграммы арматуры на растяжение показаны на рисунке 4.8.



Характеристики арматуры для КЭ моделей узлов (ПРц-1...ПРв-3)
$R_s = 451 \text{ МПа}$
$\varepsilon_{s1} = 0,00226$
$\varepsilon_{s,ult} = 0,025$
Характеристики арматуры для КЭ моделей монолитных каркасов
$R_s = 500 \text{ МПа}$
$\varepsilon_{s1} = 0,00238$
$\varepsilon_{s,ult} = 0,025$

Рисунок 4.8 – Диаграмма деформирования арматуры А500 при растяжении

4.3 Описание конечно-элементных моделей для оценки напряженно-деформированного состояния узлов сопряжения колонны и плиты

Создание конечно – элементных моделей образцов (ПРц-1...ПРв-3) осуществлялось с учетом геометрии и схемы армирования физической модели образцов. Проводились предварительные расчёты для принятия шага разбиения сетки конечных элементов, которые определяют сходимость численного решения. Согласно этим условиям, шаг разбиения составил 10 мм. Сетка, принятая в работе, соответствует параметру «качества», определяющему точность решения. Для моделирования деформирования бетона применялись твердотельные конечные элементы (C3D8(R)). Продольная арматура в плитах и колоннах моделировалась с помощью стержневых конечных элементов (B31). Сцепление между арматурой и бетоном в данной программе принималось абсолютно жестким.

В целях сокращения времени расчёта и симметричностью относительно вертикальной и горизонтальных осей, моделировалась только 1/4 часть экспериментальных образцов с приложением продольной силы без изгибающего момента (ПРц-1...ПРц-3) и 1/2 часть образцов с приложением продольной силы с изгибающим моментом (ПРв-1...ПРв-3). Граничные условия образца задавались с учетом принятой симметрии [69].

Между опорами и плитой опытных образцов создавались контакты для моделирования более близких к реальным условиям закреплений. Контакт между пластинами и железобетонной поверхностью осуществлялся с коэффициентом трения равным 0,4 [124]. Также для более близкой имитации работы узла при реальных испытаниях была использована функция, которая учитывала возможные небольшие зазоры и подъем поверхности бетона над стальной опорой [69].

Общий вид численной КЭ модели образца приведён на рисунке 4.9 и 4.10.

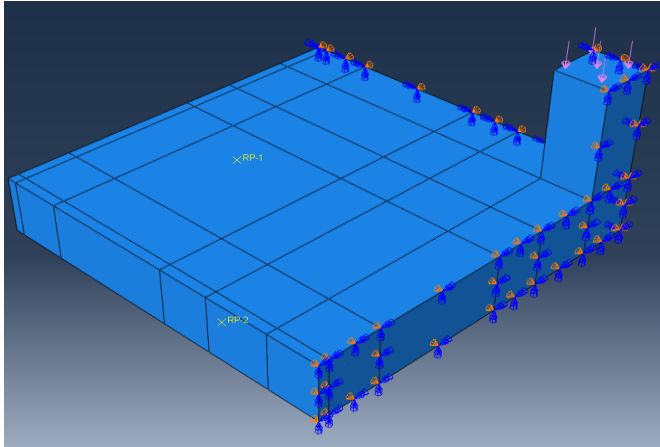


Рисунок 4.9 – Геометрия одной четверти конечно-элементной модели экспериментального образца на действие продольной силы без изгибающего момента

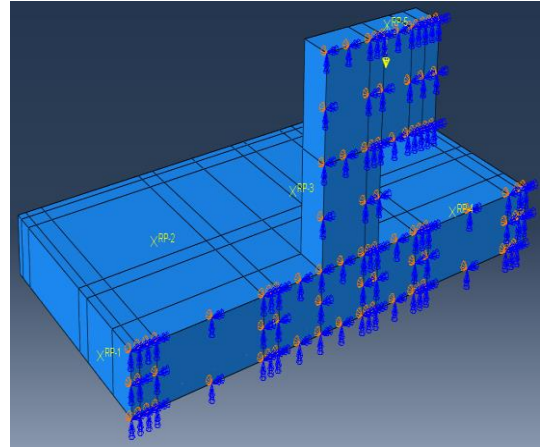


Рисунок 4.10 - Геометрия половины конечно-элементной модели экспериментального образца на действие продольной силы с изгибающим моментом

4.4 Результаты численного моделирования напряженно-деформированного состояния экспериментальных образцов

4.4.1 Сравнение результатов численного моделирования с испытаниями образцов на действие продольной силы без изгибающего момента

По результатам испытаний была проведена верификация принятой численной методики моделирования и моделей материалов.

При проведении численного расчета проводилась комплексная оценка по определению разрушающей нагрузки для образца. После каждого пройденного шага, отслеживались деформации в зоне сопряжения колонны и плиты перекрытия. При возникновении растягивающих деформаций по толщине плиты перекрытия в зоне конуса продавливания и резком падении деформаций на сжатой поверхности вблизи зоны сопряжения колонны и плиты перекрытия предполагалось, что происходит разрушение образца. Так как расчет выполнялся в неявном решателе проводилась оценка устойчивости процессов численного интегрирования. При нарушении сходимости данного процесса, связанным с многократными ошибочными итерациями и проблемами с переходом расчета на следующий этап предполагалось, что происходит разрушение. После определения шага, при котором предполагалось разрушение образца, проводилось суммирование опорных

реакций, которое сравнивалось с разрушающей нагрузкой, полученной по результатам испытаний.

Ниже указано сравнение графиков «нагрузка-прогиб» (P-f), полученных по экспериментальным данным и при КЭ моделировании. На начальных этапах различие не превышает до 5-10%, что в целом не оказывает значительного влияния на итоговую несущую способность.

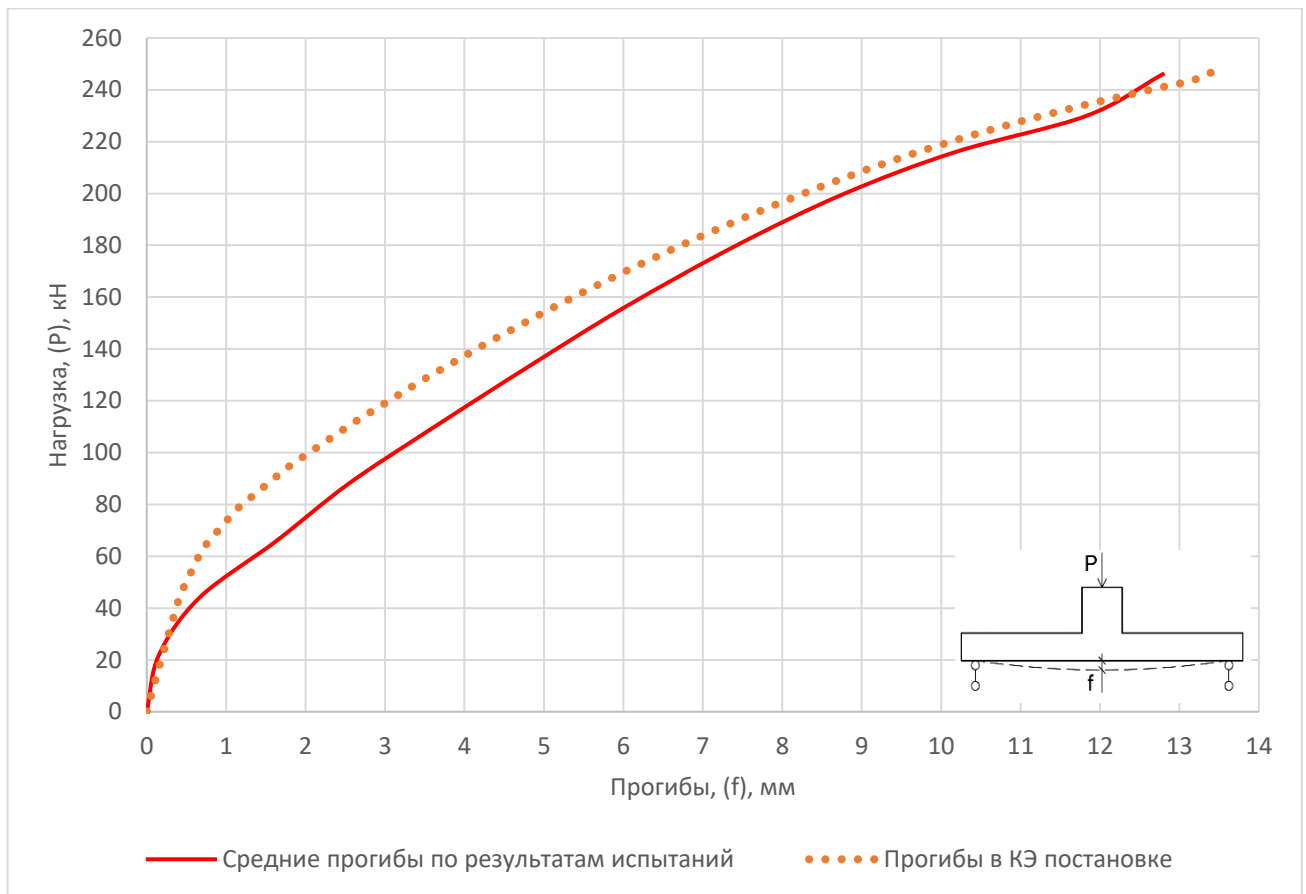


Рисунок 4.11 - Диаграммы деформирования, полученные при испытаниях и при КЭ модели образцов при действии сосредоточенной силы без изгибающего момента

Для оценки достоверности напряженно-деформированного состояния экспериментальных образцов с конечно-элементными моделями было проведено сравнение деформаций бетона и напряжений арматуры в местах установки тензодатчиков. В связи с тем, что образцы имели симметричную форму, показания с датчиков, полученные по результатам испытаний и по КЭ моделированию имели

близкий характер деформирования и схожие значения на графиках (см. рисунки 4.12-4.15).

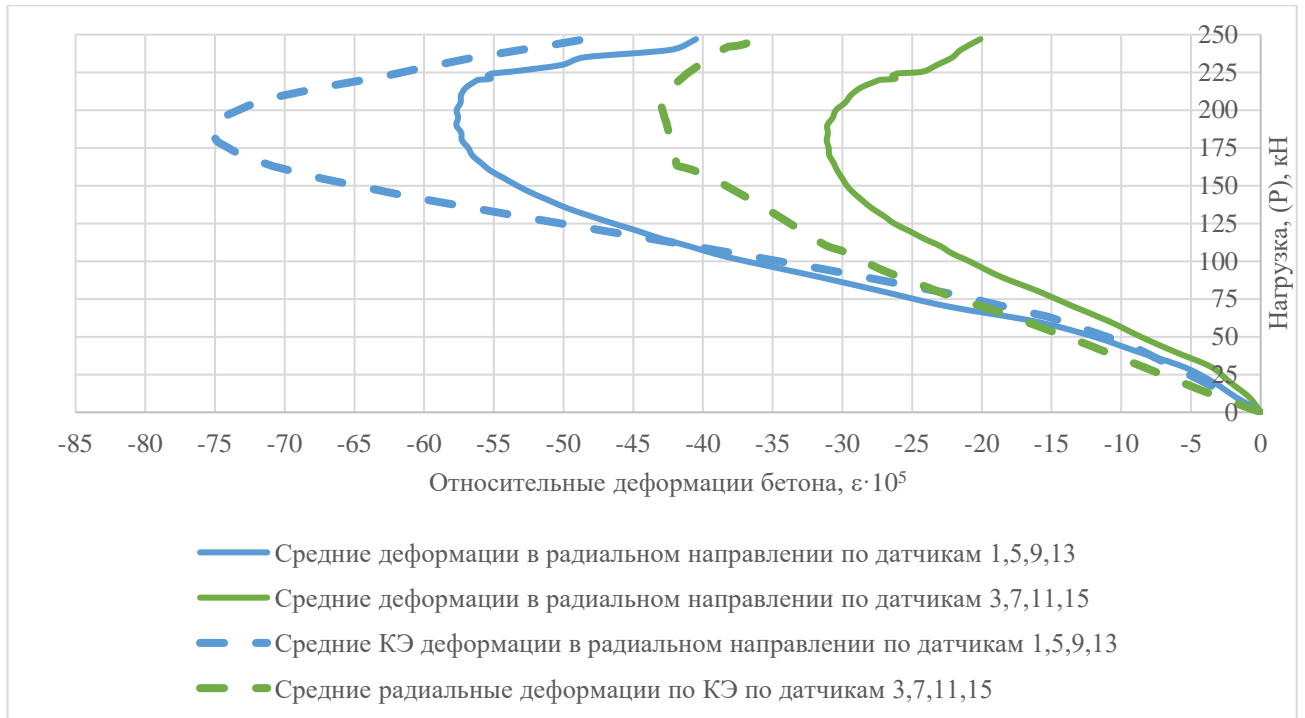


Рисунок 4.12 - Диаграммы распределения деформаций в радиальном направлении, полученных при испытаниях и при КЭ модели (показаны пунктиром с индексом КЭ) образцов при действии сосредоточенной силы без изгибающего момента

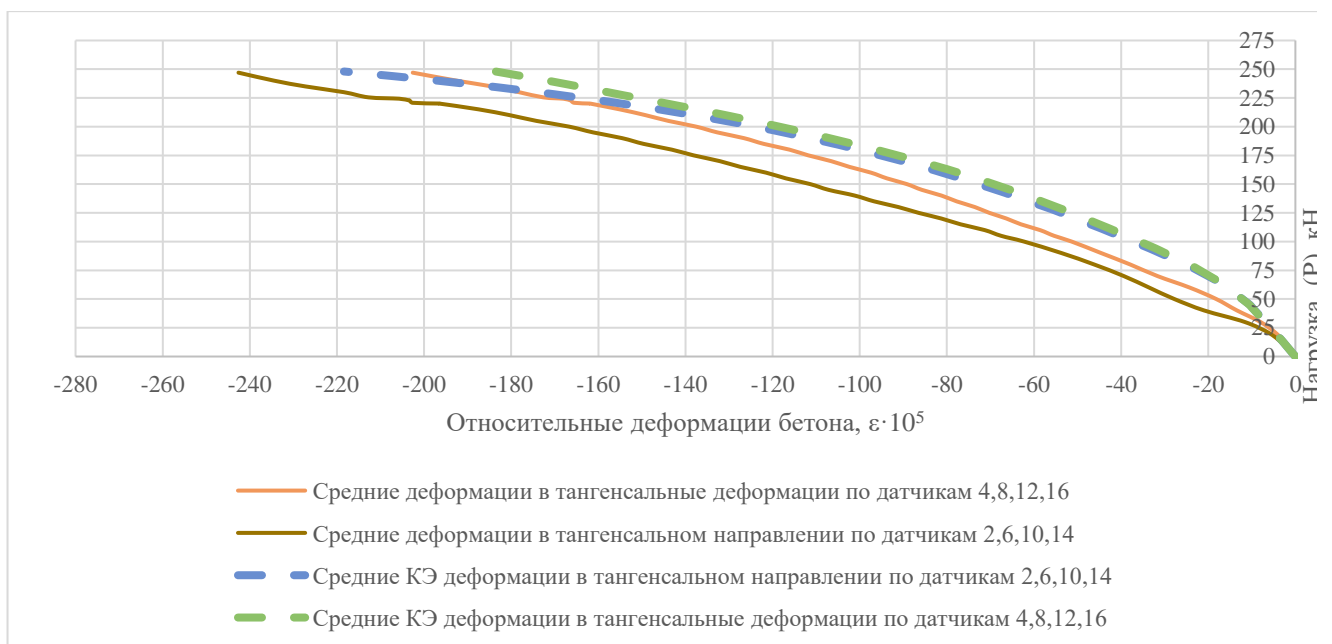


Рисунок 4.13 - Диаграммы распределения деформаций в радиальном направлении, полученных при испытаниях и при КЭ модели (показаны пунктиром с индексом КЭ) образцов при действии сосредоточенной силы без изгибающего момента

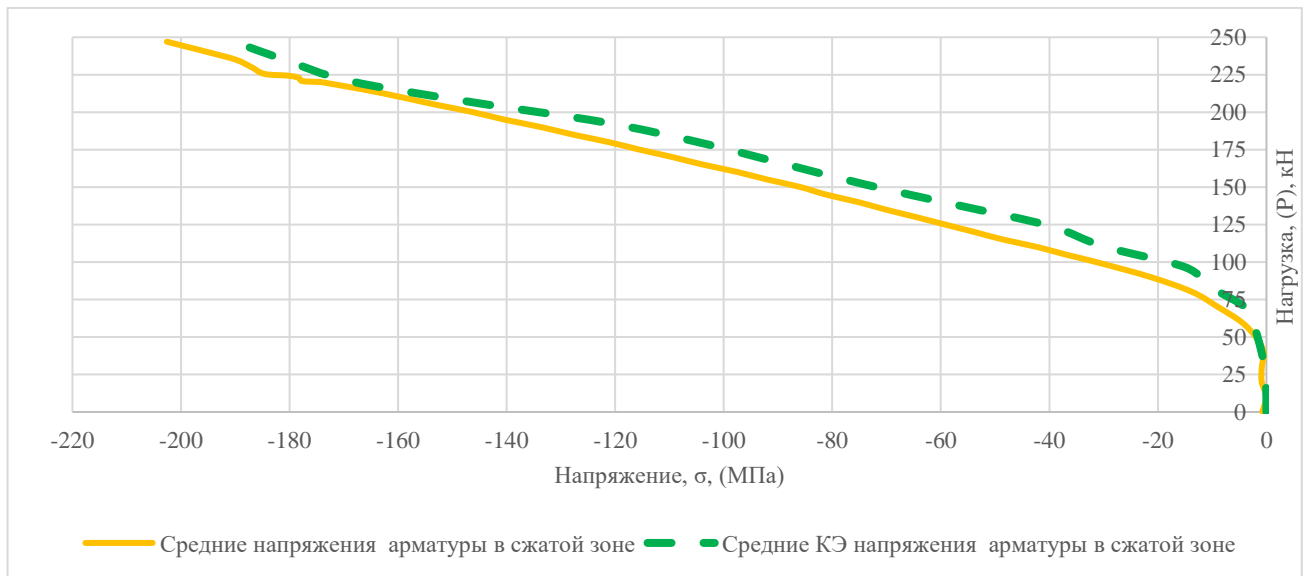


Рисунок 4.14 - Диаграммы распределения напряжений арматуры в сжатой зоне, полученных при испытаниях и при КЭ модели образцов при действии сосредоточенной силы без изгибающего момента

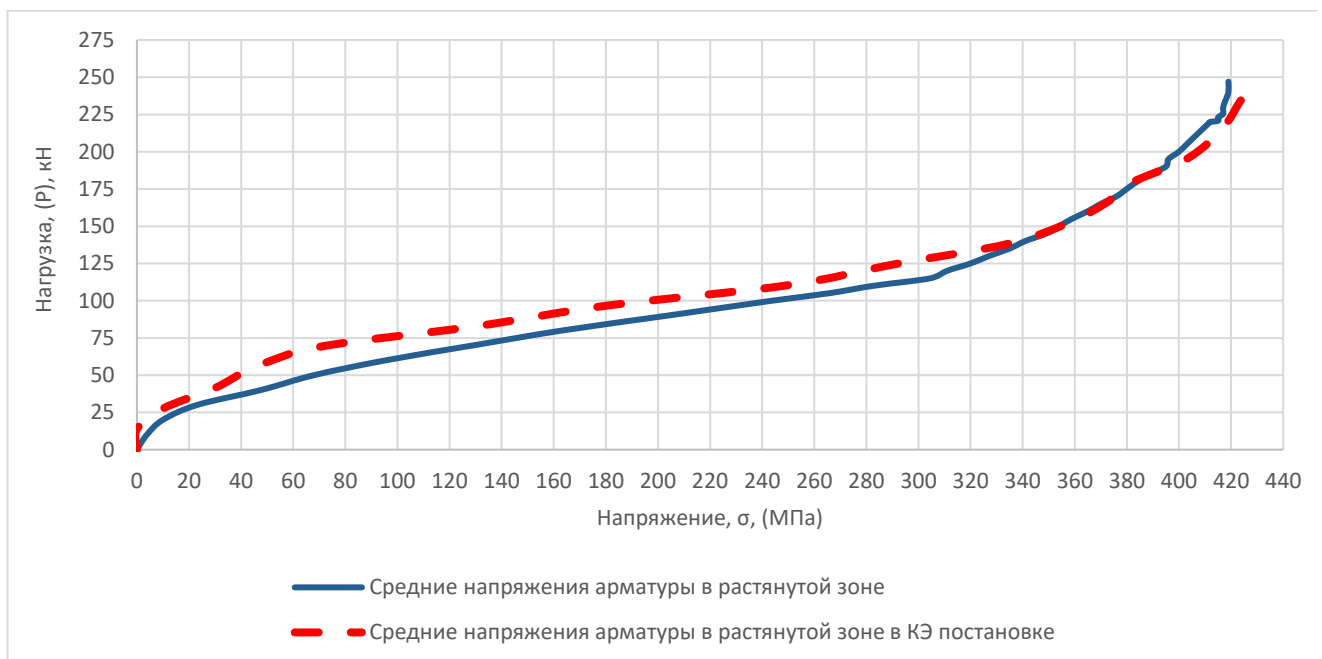


Рисунок 4.15 - Диаграммы распределения напряжений арматуры в растянутой зоне, полученных при испытаниях и при КЭ модели образцов при действии сосредоточенной силы без изгибающего момента

В зоне перехода из упругой работы бетона в пластическую (в интервале $P=100...200$ кН) данные конечно-элементных расчетов различаются от

экспериментальных данных не более, чем на 10-15%. Однако по мере увеличения нагрузки и работы образцов в пластической стадии разница между конечно-элементным моделированием и экспериментальными данными не превышает в среднем 5-10 %.

Верификация данной модели выполнена на приемлемом уровне, который позволяет рассматривать моделирование узлов сопряжения каркасов при формировании в объемной постановке.

4.4.2 Сравнение результатов численного моделирования с испытаниями образцов на действие продольной силы с изгибающим моментом

Аналогичный анализ был проведен для образцов с действием продольной силы с изгибающим моментом. Результаты анализа показаны на графиках (см. рисунки 4.16-4.20).

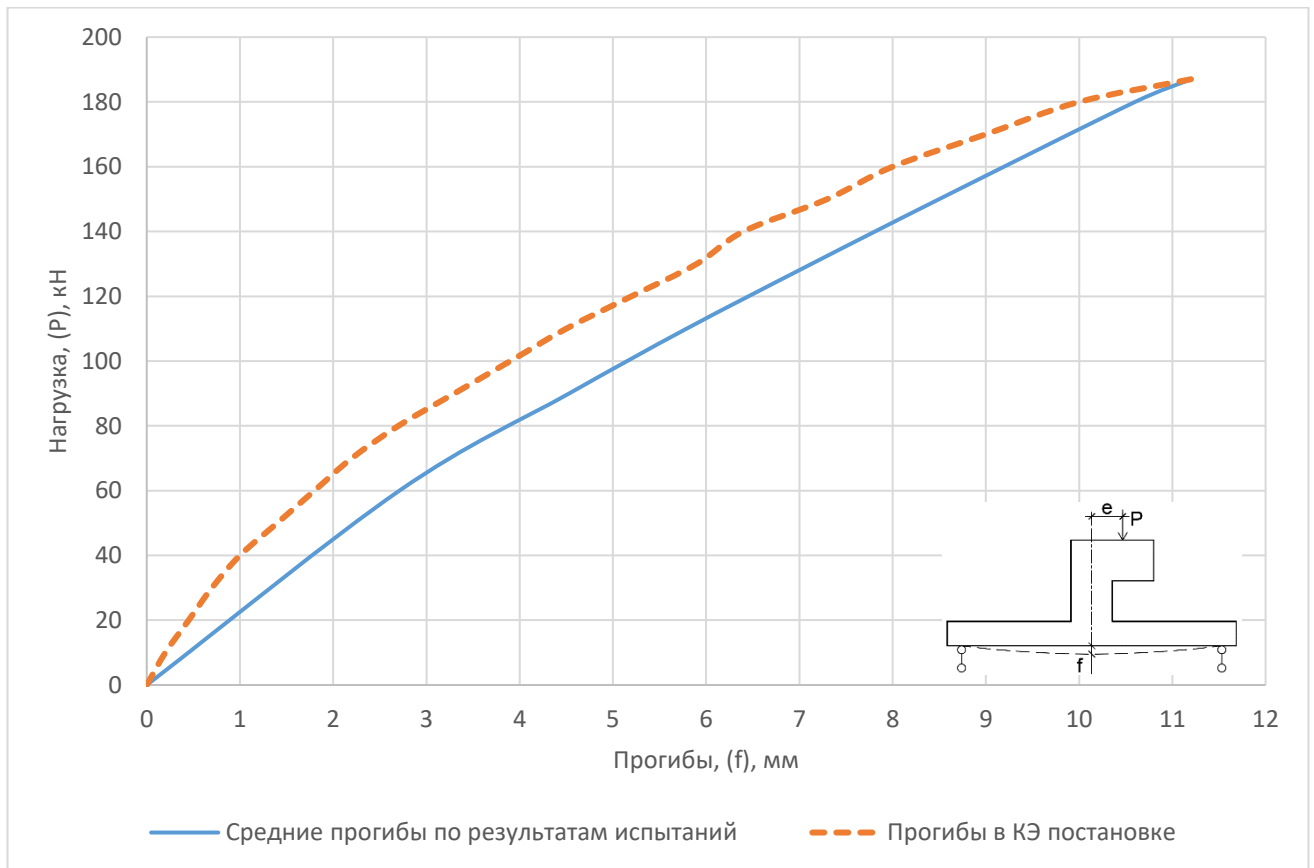


Рисунок 4.16 - Диаграммы деформирования, полученных при испытаниях и при КЭ модели образцов при действии сосредоточенной силы с изгибающим моментом

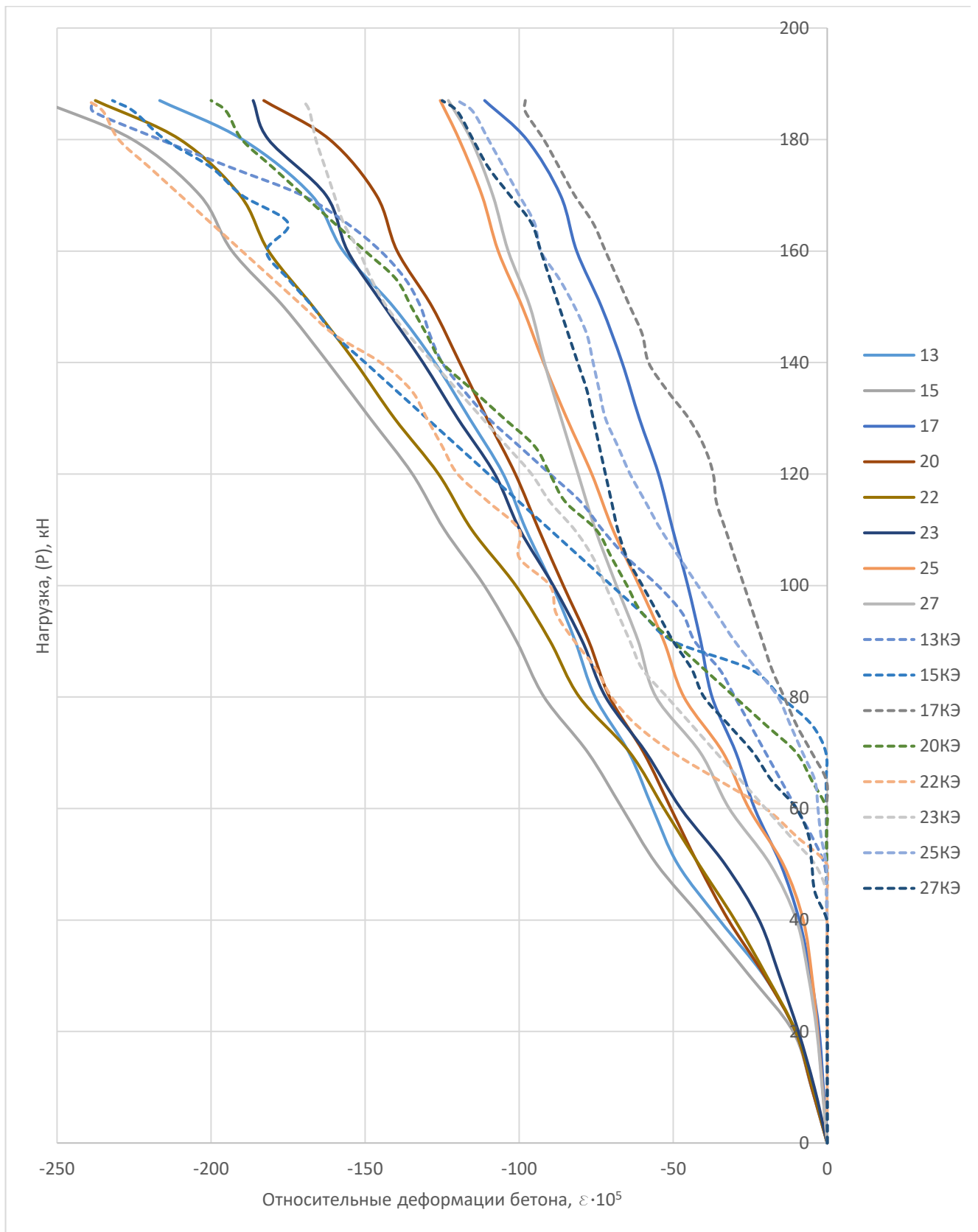


Рисунок 4.17 - Диаграммы распределения деформаций в тангенциальном направлении, полученных при испытаниях и при КЭ модели (показаны пунктиром с индексом КЭ) образцов при действии сосредоточенной силы с изгибающим моментом

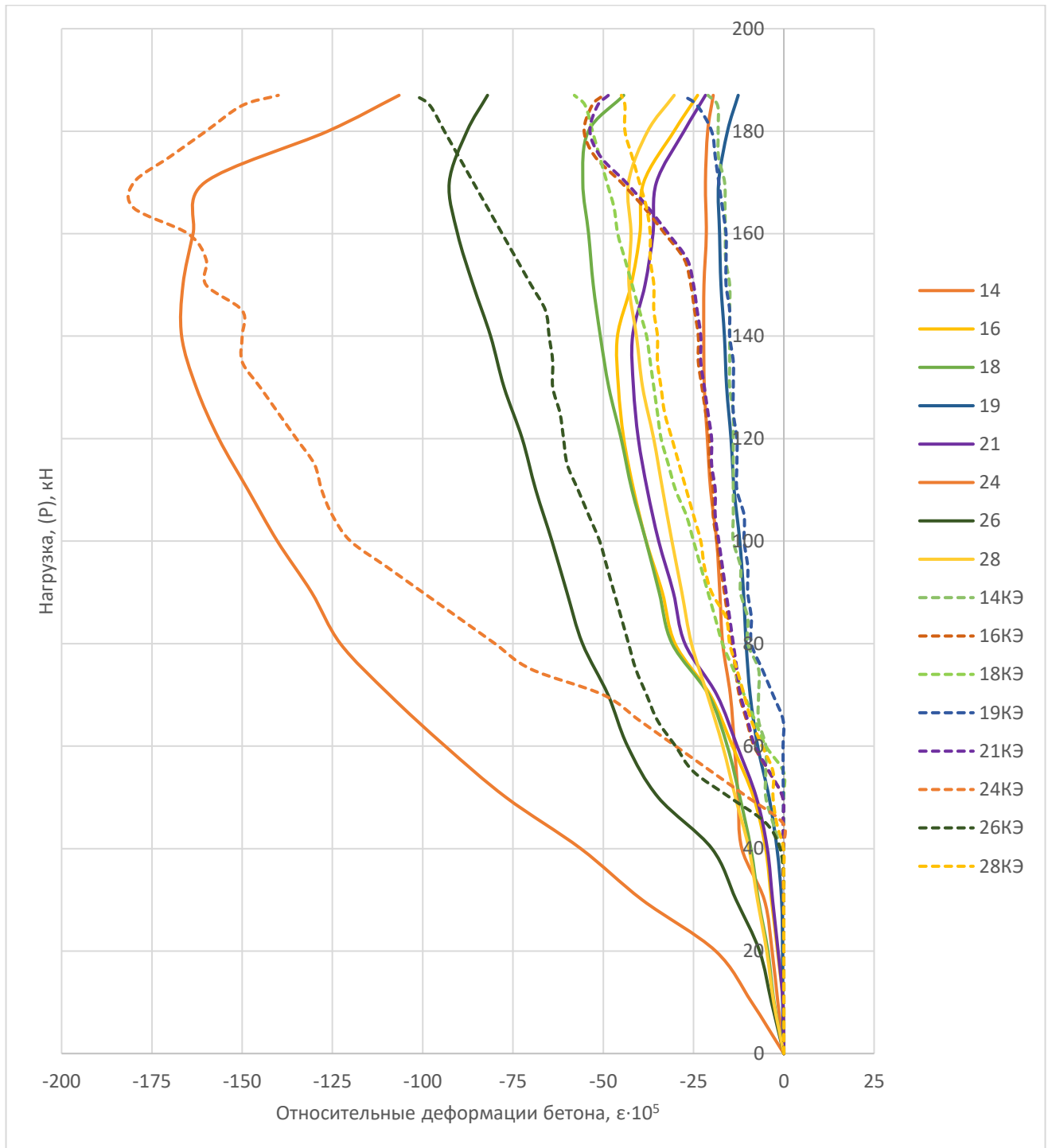


Рисунок 4.18 - Диаграммы распределения деформаций в радиальном направлении, полученных при испытаниях и при КЭ модели (показаны пунктиром с индексом КЭ) образцов при действии сосредоточенной силы с изгибающим моментом

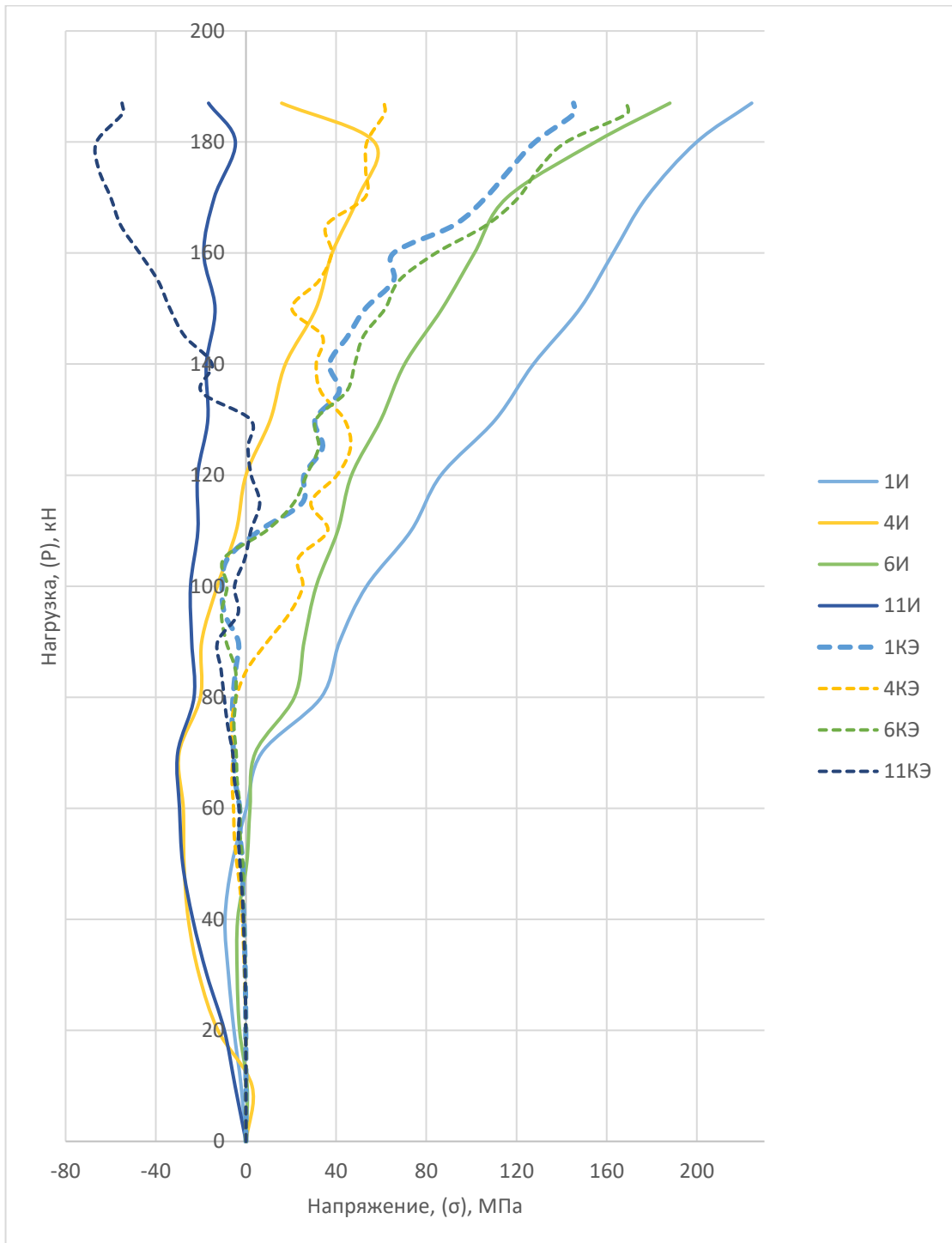


Рисунок 4.19 - Диаграммы распределения напряжений арматуры в сжатой зоне, полученных при испытаниях и при КЭ модели образцов при действии сосредоточенной силы с изгибающим моментом

На начальных этапах различие графиков «нагрузка-прогиб» (P-f) не превышает до 5-15%, что в целом не оказывает значительного влияния на итоговую несущую способность.

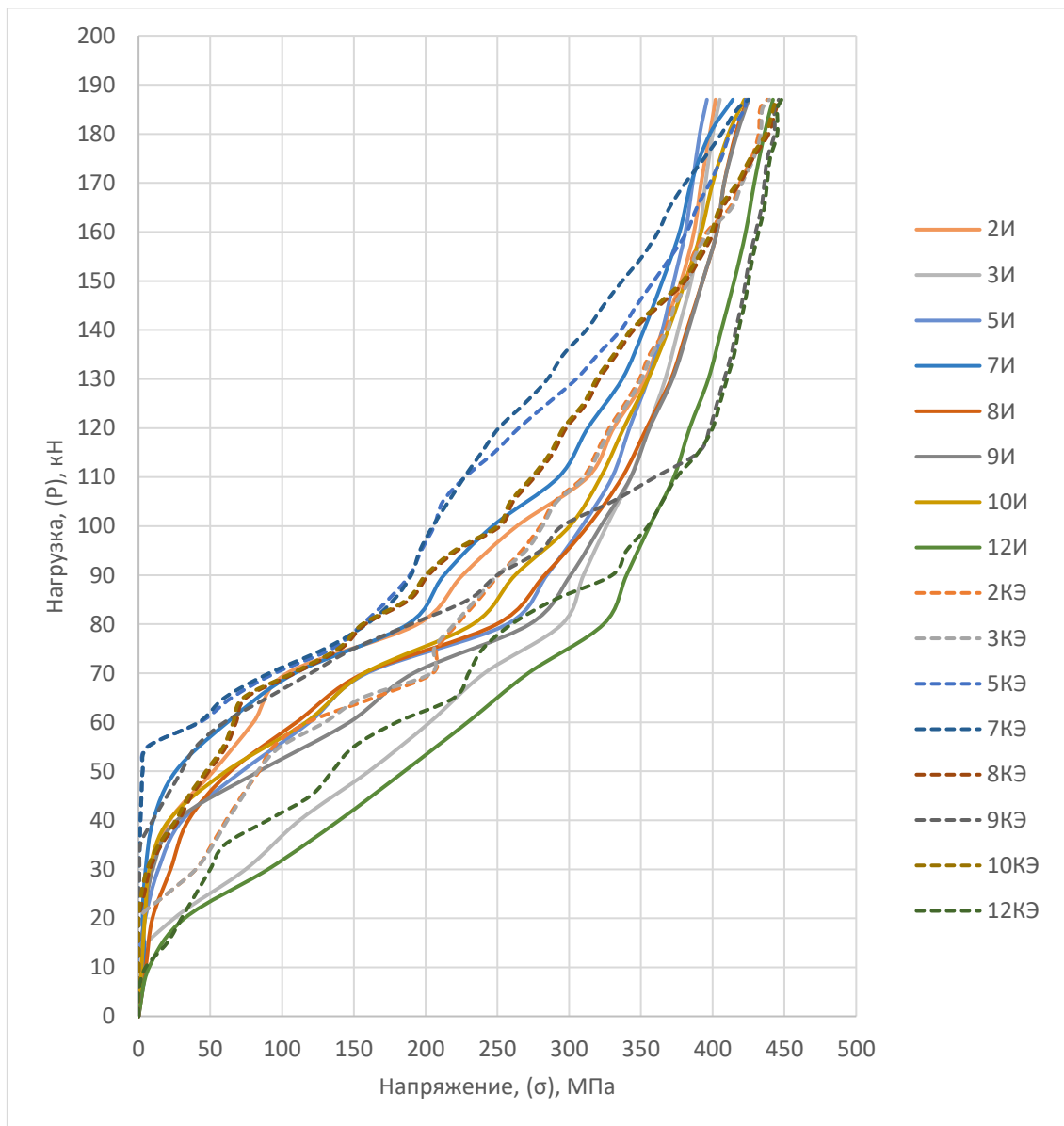


Рисунок 4.20 - Диаграммы распределения напряжений арматуры в растянутой зоне, полученных при испытаниях и при КЭ модели образцов при действии сосредоточенной силы с изгибающим моментом

Отмечаем, что количественное различие между данными испытаний и численным моделированием не превышает 10-15%. В целом, можно отметить удовлетворительное качество конечно-элементной модели и возможность использования принятых подходов при оценке устойчивости к прогрессирующему обрушению монолитных каркасов.

4.5 Напряженно-деформированное состояние узла при различных уровнях локальных повреждений

В связи с допускаемыми различиями между данными испытаний и конечно-элементным моделированием, и в целом удовлетворительным отображением в численной работе узлов сопряжения при продавливании были проанализированы предложенные в теоретической части уровни развития повреждений в монолитных безбалочных узлах перекрытия (см. таблицу 4.2).

Предполагаем, что первый уровень развития повреждений определяется раскрытием, развитием имеющихся и образованием новых радиальных трещин, а также образованием начальных тангенциальных трещин в наиболее растянутой зоне работы узла. При проведении испытаний и обзоре литературы установлено, что данная картина трещинообразования может соответствовать достижению нагрузки равной 0,40-0,65 от предельного продавливающего усилия. В случае определения несущей способности на продавливание по предложенной методике исключаем влияние данного участка бетона на несущую способность при развитии механизма продавливания. Предполагаем, что второй уровень развития повреждений связан с раскрытием образовавшихся радиальных и тангенциальных трещин, в наиболее растянутой зоне работы узла. При проведении испытаний и обзоре литературы установлено, что данная картина трещинообразования может соответствовать достижению нагрузки равной 0,65-0,90 от предельного продавливающего усилия. В случае определения несущей способности на продавливание по предложенной методике исключаем влияние данного участка бетона на несущую способность при развитии механизма продавливания.

Важно отметить, данные уровни повреждений отражают характер накопления деформаций в безбалочных узлах монолитных перекрытий. Возникновение заданного уровня деформаций может быть связано не только с перегрузкой, но и с сейсмическими, пожарными, коррозионными и другими воздействиями. В рамках данной методики, важно отметить необходимость учета развития таких деформаций в приопорной зоне при оценке живучести монолитных безбалочных каркасов.

Таблица 4.2 Схема распределения деформаций в численной постановке испытанных образцов с предложенными уровнями распределения повреждений

Предлагаемые уровни повреждений		<p>Первый уровень повреждений $0.40-0.65P_{ult}$</p>	<p>Второй уровень повреждений $0.65-0.90P_{ult}$</p>
Мозаика деформаций в КЭ постановке для образца при действии продольной силы без изгибающего момента	Сечение А-А в главной плоскости колонны		
	Сечение Б-Б по торцевой плоскости		
Мозаика деформаций в КЭ постановке для образца при действии продольной силы с изгибающим моментом	Сечение А-А в главной плоскости колонны		
	Сечение Б-Б по торцевой плоскости колонны		

4.6 Моделирование железобетонных каркасов с повреждениями в узле сопряжения колонны и плиты

Для анализа влияния повреждений в узле сопряжения колонны и плиты на работу монолитного каркаса при аварийной ситуации было выполнено моделирование 9-ти этажного каркасного монолитного здания. Считаем, что каркас в период эксплуатации получил полную стабилизированную осадку. Фундамент плитный, а соединение плиты с колоннами жесткое. Податливость фундаментной плиты не учитывалась.

Моделирование было выполнено с учетом уровневой фрагментации в ПК Simulia Abaqus. Так как узлы сопряжения колонны и плиты перекрытия при моделировании их пластинчатыми элементами недостаточно достоверно отражают силовое сопротивление узла при наличии повреждений было принято решение о моделировании бетона плиты в объемной постановке, а арматуры стержневыми элементами, имеющими по 6 степеней свободы в узле (пространственными стержнями).

Данная технология использовалась для моделирования узлов сопряжения колонны и плиты перекрытия монолитного каркаса на расстоянии $5h$ (h - толщина плиты) от грани пилона [30].

Бетон вертикальных несущих конструкций до 3-го этажа моделировался объемными элементами, а арматура стержневыми элементами, имеющими по 6 степеней свободы в узле (пространственными стержнями).

Остальные участки плиты перекрытия с 1-го по 3-ий этаж моделировались с использованием элементов оболочек (S4R). Выше 3-го этажа поведение всех конструкции описывалось конечными элементами типа оболочки.

С учетом расчетов, выполненных в [69-71] в элементах оболочек были выделено пять слоев. Два слоя – верхний и нижний, представляли собой защитные слои бетона, следующие два слоя, представляли собой тонкое равномерно-распределенное по площади армирование плиты в двух ортогональных направлениях. Пятый слой представлял собой бетонную центральную область

плиты перекрытия. Вертикальные конструкции выше третьего этажа моделировались по такой методике. Для каждого слоя использовался соответствующий материал. Принятые для элементов оболочек материалы, имели такие же диаграммы деформирования, как и используемые для моделирования работы узлов сопряжения колонны и плиты объемных и стержневых элементов (см. пункты 4.2.1, 4.2.2). Таким образом, для них действовали такие же критерии разрушения, связанные с возможностью развития значительных пластических деформаций.

Соединение объемных элементов и элементов типа оболочек по рекомендациям разработчиков [69] осуществлялось с помощью специально встроенного инструмента соединения объемных элементов с элементами оболочек (solid-shell-coupling) (см. рисунок 4.21). Моделирование выполнялось таким образом, чтобы узлы объемных элементов имели общие узлы с элементами типа оболочек. Это позволяет с учетом нелинейной работы осуществлять контакт между объемными элементами и элементами типа оболочек. Также данный инструмент позволяет получать распределение напряжений, соответствующее действительной работе элементов при передаче усилий (изгибающих моментов, поперечных/продольных сил) между данными элементами.

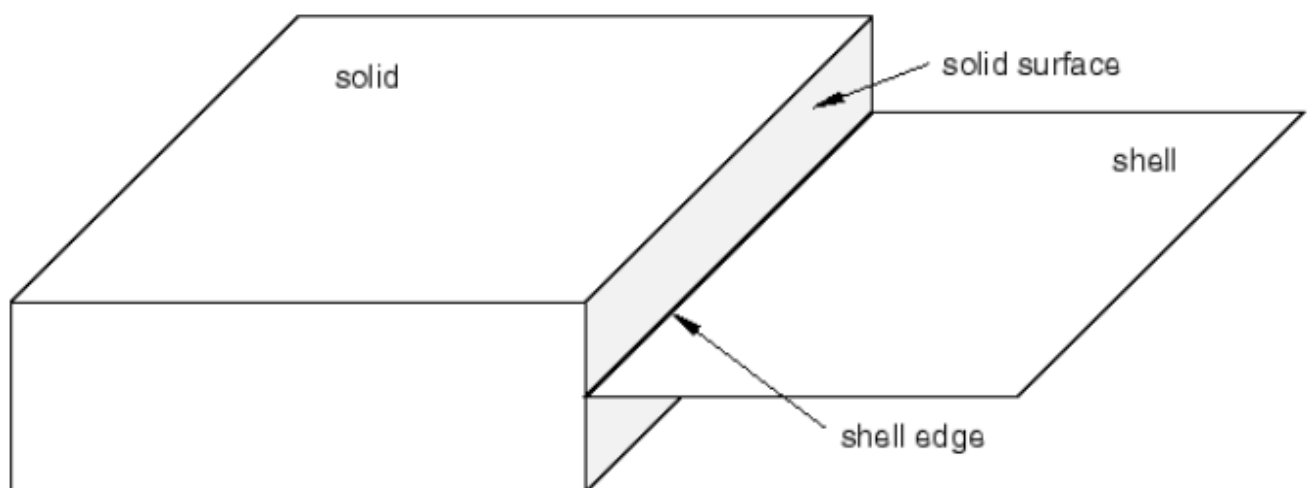


Рисунок 4.21 – Соединение объемных элементов и элементов оболочек

Контакт вертикальных конструкций выше 3-го этажа осуществлялся по той же методике, так как вертикальные элементы моделировались элементами типа оболочек (S4R).

Наибольшие усилия в вертикальных конструкциях возникают в уровне первого этажа. Возникновение аварийной ситуации в данном уровне, связанное с разрушением одной из вертикальных конструкций, является одним из наиболее неблагоприятных аварийных сценариев при рассмотрении вопроса устойчивости системы против прогрессирующего обрушения. Поэтому в данной работе рассматривались сценарии удаления одной из вертикальных конструкций первого этажа. Подробное изучение НДС проводилось только в пределах первого этажа. Цель данной исследовательской работы заключается в исследовании сопротивления безбалочных плит перекрытий с учетом локальных повреждений в узлах сопряжения колонны и плиты перекрытия прогрессирующему обрушению. Удаление вертикальной конструкции в уровне первого этажа сильнее всего влияет на напряженно-деформированное состояние безбалочного перекрытия в уровне первого этажа. Поэтому в данном уровне было принято решение об уменьшении шага разбиения сетки для более точной оценки напряженно-деформированного состояния конструкций. В связи с уменьшением влияния от разрушения конструкции в уровне первого этажа на конструкции последующих этажей шаг сетки постепенно плавно увеличивался. Начиная с 4-го этажа, моделировались элементами типа оболочек (см. таблицу 4.3).

Каркас был рассчитан с учетом нагрузки от собственного веса и равномерно-распределенной нагрузкой в 200 кг/м^2 на плиты перекрытия, которая соответствует эксплуатационным режимам жилых зданий. Данные по армированию и моделированию монолитного каркаса представлены на рисунке 4.22 и в таблице 4.3.

Было принято решение рассмотреть сценарий с удалением пилона в осях Б/2. В связи с практикой проектирования, а также недостаточной изученностью была рассмотрена система с различными размерами шага и пролета.

Для принятого каркаса были рассмотрены 3 сценария аварийной ситуации, связанной с удалением пилона в осях Б/2:

1) Без наличия локальных повреждений.

2) Моделированием повреждений первого уровня в зоне пилона Б/1

(Вариант А).

3) Моделированием повреждений второго уровня в зоне пилонов Б/1 и А/3

(Вариант Б).

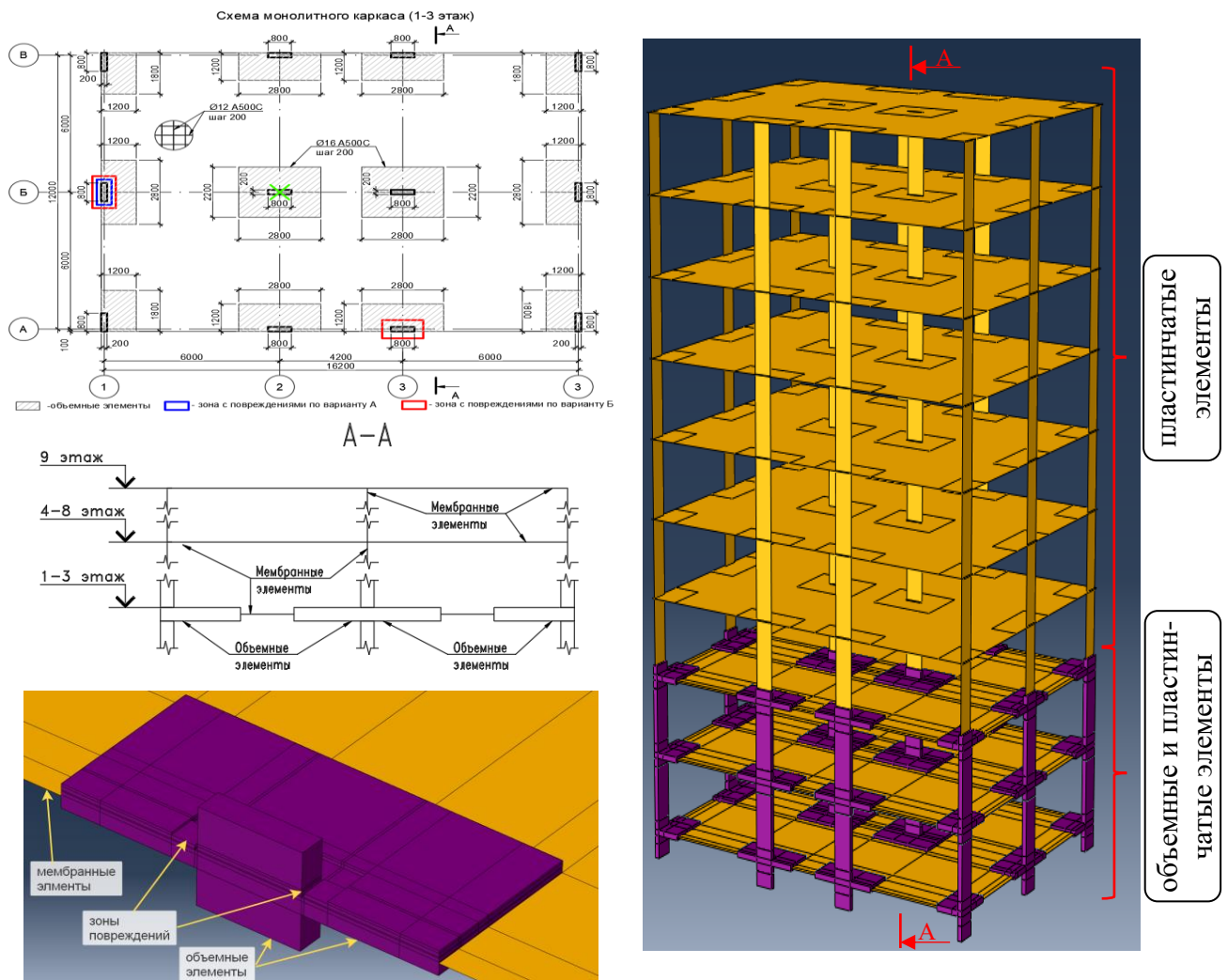


Рисунок 4.21 – Принципиальная схема конечно-элементного моделирования исследуемого фрагмента монолитного каркаса

В приопорных зонах с объемными элементами повреждения моделировались путем удаления конечных элементов бетона в соответствии с предложенными уровнями повреждений. 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.

Динамический процесс отображен с помощью метода прямого шагового интегрирования (explicit) с учетом конструктивного демпфирования элементов системы по Релею, которое может быть описано в виде уравнения:

$$[M]\ddot{y}(t) + [K](\beta\dot{y}(t) + y(t)) = F(t), \quad (4.6)$$

где $[M]$, $[K]$ - это общие матрицы масс и жесткости конечно-элементной модели соответственно;

$\ddot{y}(t)$, $\dot{y}(t)$, $y(t)$ - это векторы ускорений, скоростей и узловых перемещений соответственно; $F(t)$ это вектор, приведенной к узлам внешней нагрузки;

β – коэффициент конструкционного демпфирования.

Принятая модель бетона (CDP) при использовании явного решателя (explicit) автоматически перед переходом на следующий шаг расчета учитывает рассеяние энергии (демпфирование) связанное с работой конечного элемента в пластической стадии и увеличением параметра повреждений бетона (d) для каждого конечного элемента. Для данной модели бетона имеется возможность задания коэффициента конструкционного демпфирования (β) в ручном режиме. Однако в таком случае данный коэффициент будет применяться для элементов, которые не имеют повреждений, то есть работают в упругой постановке. В таком случае, как предупреждают разработчики возможно значительное изменение работы конструкции при динамическом воздействии.

Поэтому на основании работы [125], было принято решение об отказе задания коэффициента (β) в ручном режиме. Так как в данном исследовании отмечалась похожая работа реальных конструкций, испытанных на аварийное воздействие, и конечно-элементной модели в программном комплексе Abaqus с использованием модели бетона CDP без использования задания коэффициента (β).

На начальном этапе для получения уравновешенного состояния системы опорная связь пилона Б/2 была заменена системой равнодействующих усилий с соответствующим интервалом времени (см. рисунок 4.22) интервал $[0; t_2]$. Удаление пилона происходило за конечное время $t=0,1$ секунду в динамической постановке (см. рисунок 4.22), что соответствует рекомендациям нормативных документов, где время отказа равно $t \leq 0,1 \cdot T$, где T - период колебания монолитного каркаса расчетной модели по форме колебаний, «ассоциируемой» с реакцией конструкции на удаление элемента [132]. Общее время расчета составляло двадцать секунд – из них первые пять секунд система уравновешивалась до состояния, соответствующего работе каркаса в период эксплуатации.

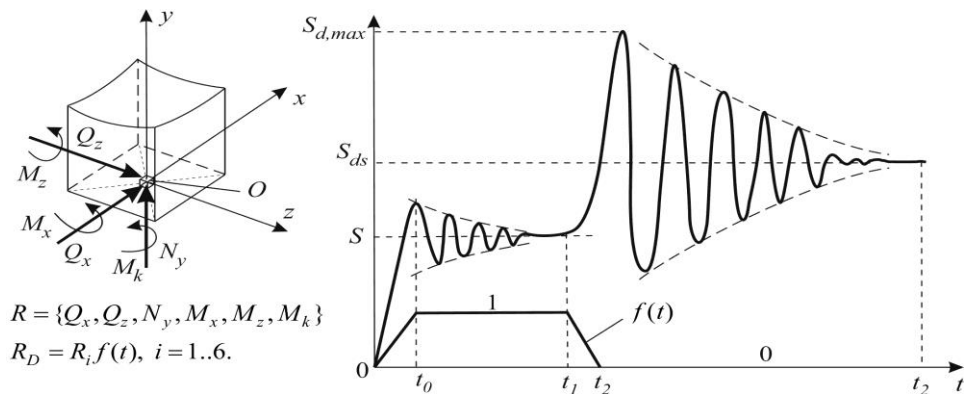


Рисунок 4.22 - К моделированию локального повреждения: система статически эквивалентных реакциям сил (а); характер изменения во времени динамического усилия в опасном сечении и вид функции $f(t)$ (б)

Таблица 4.3 Характеристика исследуемых каркасов (см. дополнительно рисунок 4.21)

Этаж	Арматура плиты		Арматура пилонов		Типы элементов	Шаг разбиения (мм)
	Верхняя	Нижняя	Продольная	Поперечная		
1	∅12 шаг 200 (фон)	∅12 шаг 200 (фон)	∅20 шаг 100	∅8 шаг 100/200	Объемные/ Стержневые/ оболочки	50
2-3	∅12 + ∅16 шаг 200 (опоры)					
4	∅12 шаг 200 (фон)		∅16 шаг 100		оболочки	100
5-9	∅12 шаг 100 (опоры)		∅16 шаг 100		оболочки	200

Функция $f(t)$ (см. рисунок 4.22) использовалась для умножения констант реакций в каждый момент времени расчета. С помощью данной функции в численной модели моделировалась исключение опоры в указанные выше интервалы времени. [1]

Для получения данных по коэффициентам динамичности проводился дополнительный статический расчет каркасов без повреждений и с локальными повреждениями. Расчет проводился с учетом геометрической и физической нелинейности в неявной постановке методом Ньютона-Рафсона с аналогичными характеристиками материалов, которые были заданы при проведении расчетов в динамической постановке в явном решателе. Расчет проводился с удалением граничных реакций для пилона Б/2. Нагрузка прикладывалась в два этапа. На первом этапе ($0-t_w$) прикладывалась нагрузка от собственного веса (Fz_w), на втором ($t_w - t_s$) - равномерно-распределенная нагрузка на перекрытия (Fz_s) см. рисунок 4.23. Нагрузка прикладывалась итерационно, по окончании каждой итерации программа проверяла условие равновесия. При отсутствии наступления равновесия, уменьшалось приращение нагрузки и проводилась дополнительная проверка равновесия.

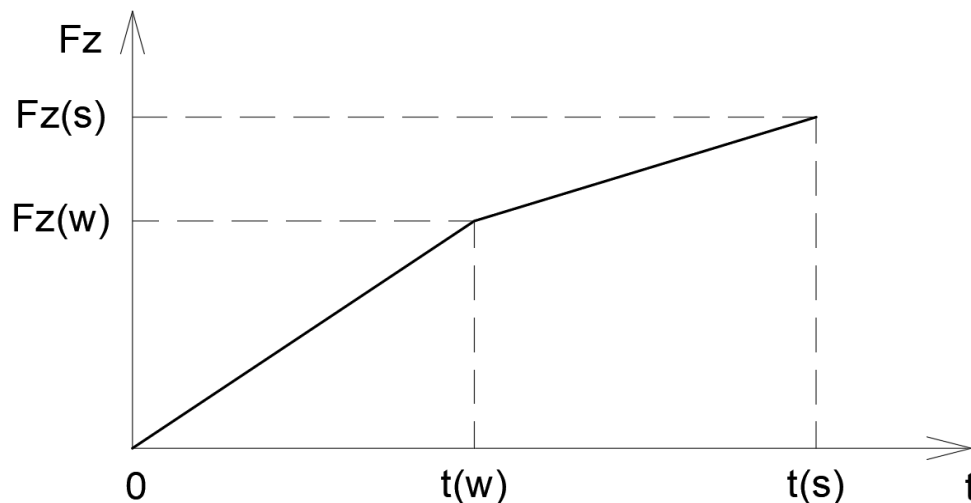


Рисунок 4.23 – График приложения нагрузки на каркас при расчете в статической постановке

4.7 Анализ работы монолитного каркаса при разной степени повреждений приопорных узлов сопряжения

4.7.1 Анализ распределения усилий на вертикальные конструкции

В момент времени $t=5$ секунд происходит удаление пилона в осях Б/2. Далее происходит стабилизация системы и фиксация данных на протяжении 15 секунд. По результатам расчета фрагмента монолитного каркаса были получены графики перемещения опоры пилона в осях Б/2 в зависимости от степени повреждения узлов у опор (см. рисунок 4.24).

Анализируя перемещения опоры, можно отметить, что наибольшие отклонения значений наблюдаются в первые 5 секунд после удаления опоры. После этого система стабилизируется и конечные прогибы данной опоры во всех случаях имеют близкие значения. Также можно отметить, что значения перемещений опоры пилона Б/2 с повреждениями по варианту А и варианту Б имеют почти аналогичный характер.

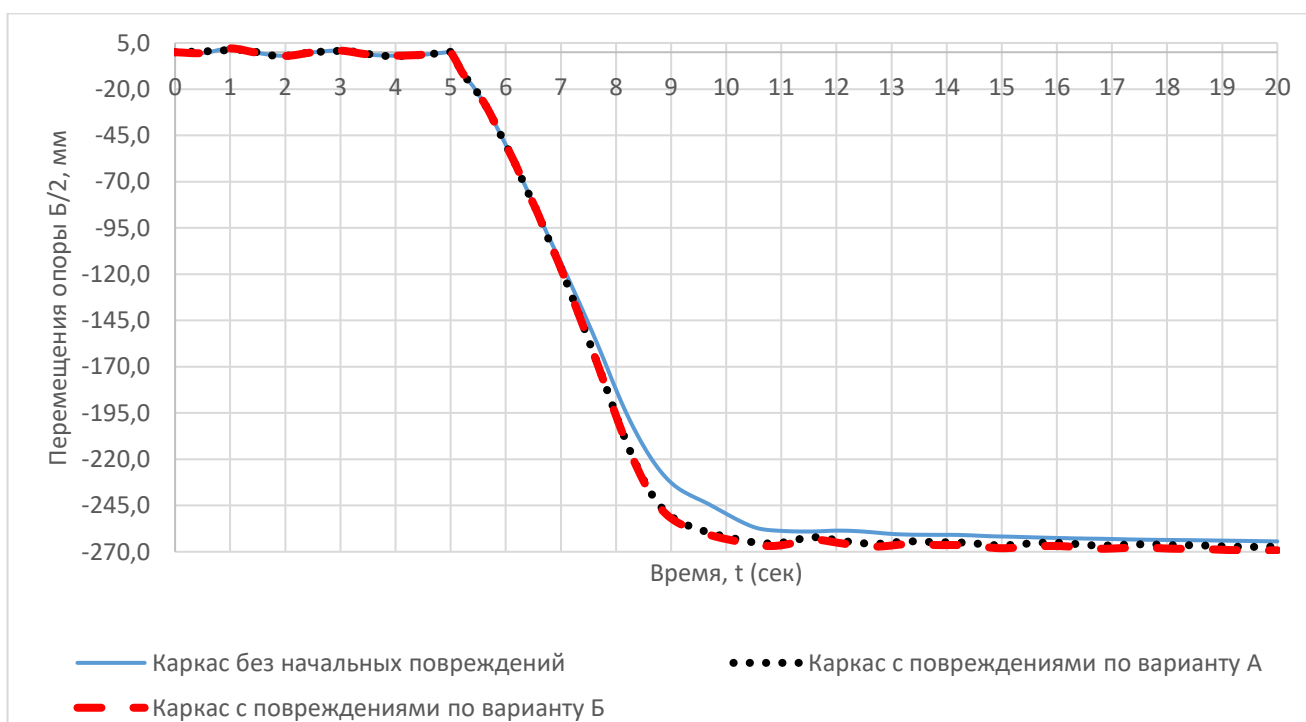


Рисунок 4.24 - Графики перемещения опоры пилона в осях Б/2 при различной степени повреждений

Необходимо отметить, что опорные реакции, полученные в состоянии равновесия системы, для каркасов без повреждений и с повреждениями

практически идентичны. Различие составляет не более 1-2%. Таким образом можно утверждать, что данные повреждения не оказывают существенного влияния на работу системы в условиях нормальной эксплуатации.

Результаты перераспределения силовых потоков при аварийном воздействии оценивались по изменению реакций во времени для опорных пилонов. Приведем эти результаты с учетом разделения положения в плане конструкций на центральные, торцевые и угловые пилоны (см. рисунки 4.25-4.27).

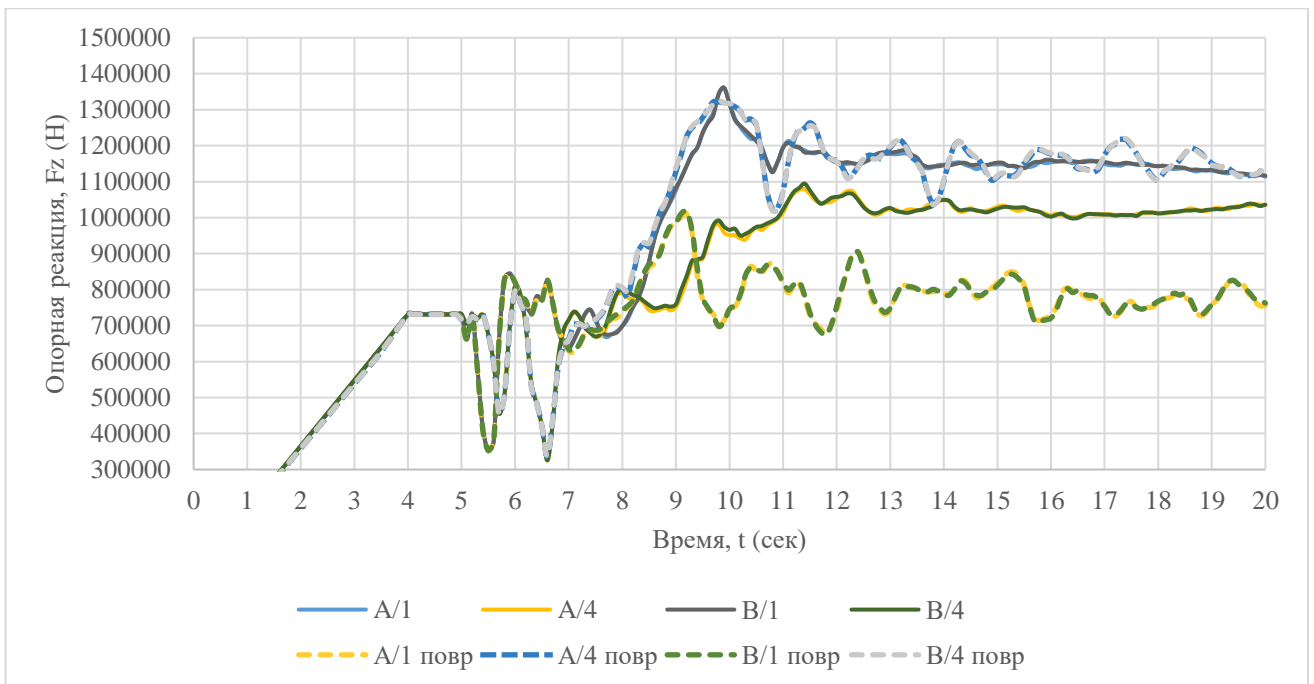


Рисунок 4.25 - График распределения опорных реакций угловых пилонов (Вариант А)

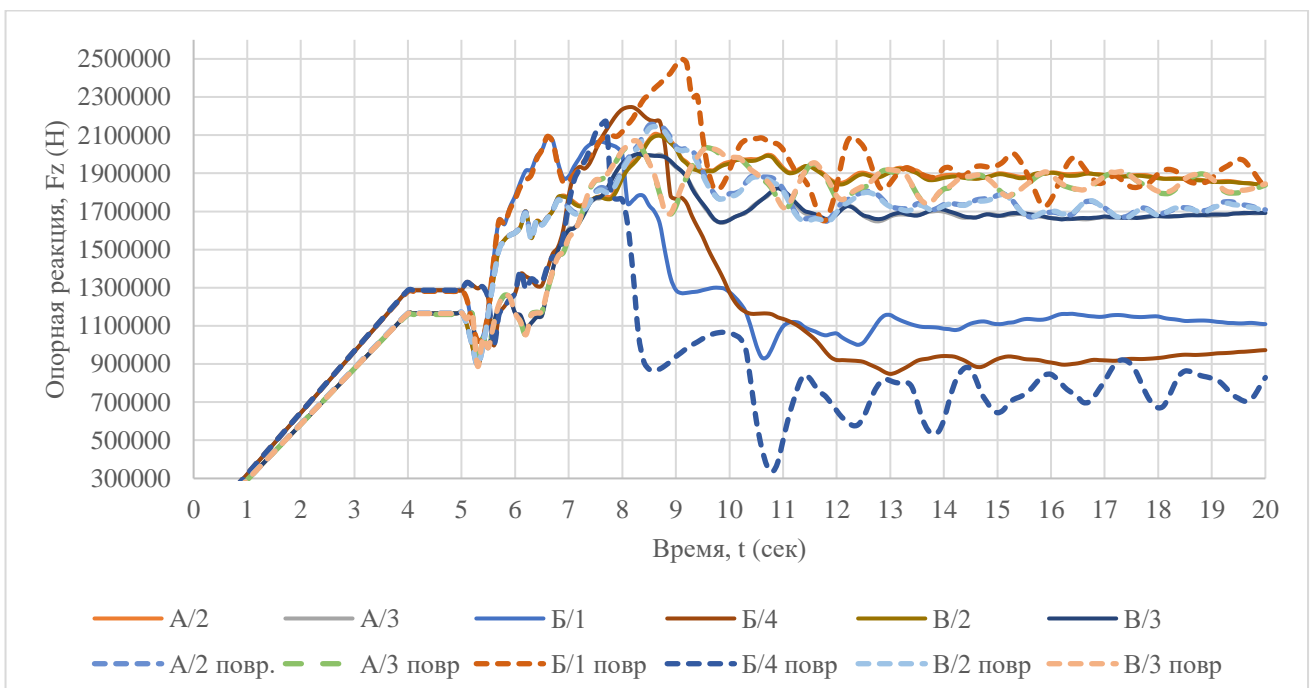


Рисунок 4.26 - График распределения опорных реакций торцевых пилонов (Вариант А)

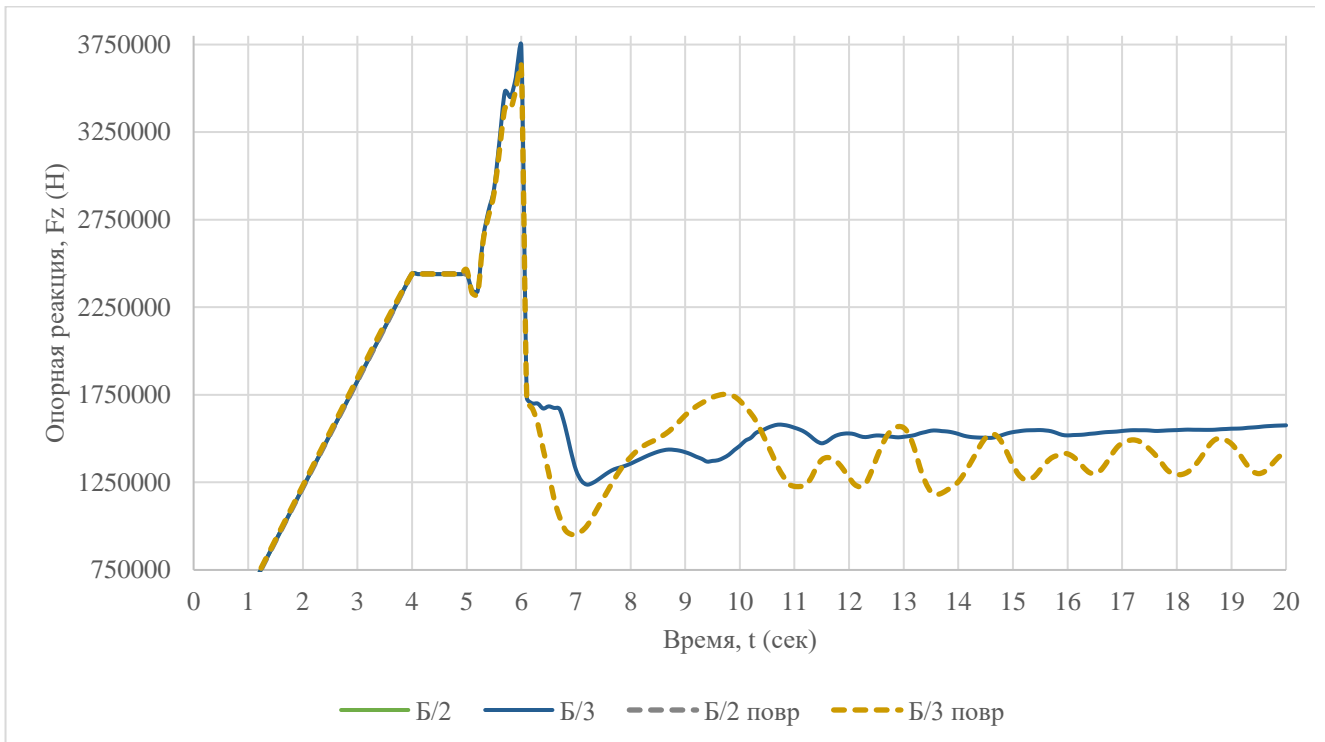


Рисунок 4.27 - График распределения опорных реакций центральных пилонов (Вариант А)

Анализируя графики распределения опорных реакций для системы без повреждений и для системы с повреждениями по первому варианту, можем отметить увеличение опорных усилий на торцевые пилоны в осях А/3, Б/1, В/3, угловые пилоны в осях А/4 и В/4 (см. рисунки 4.28-4.30).

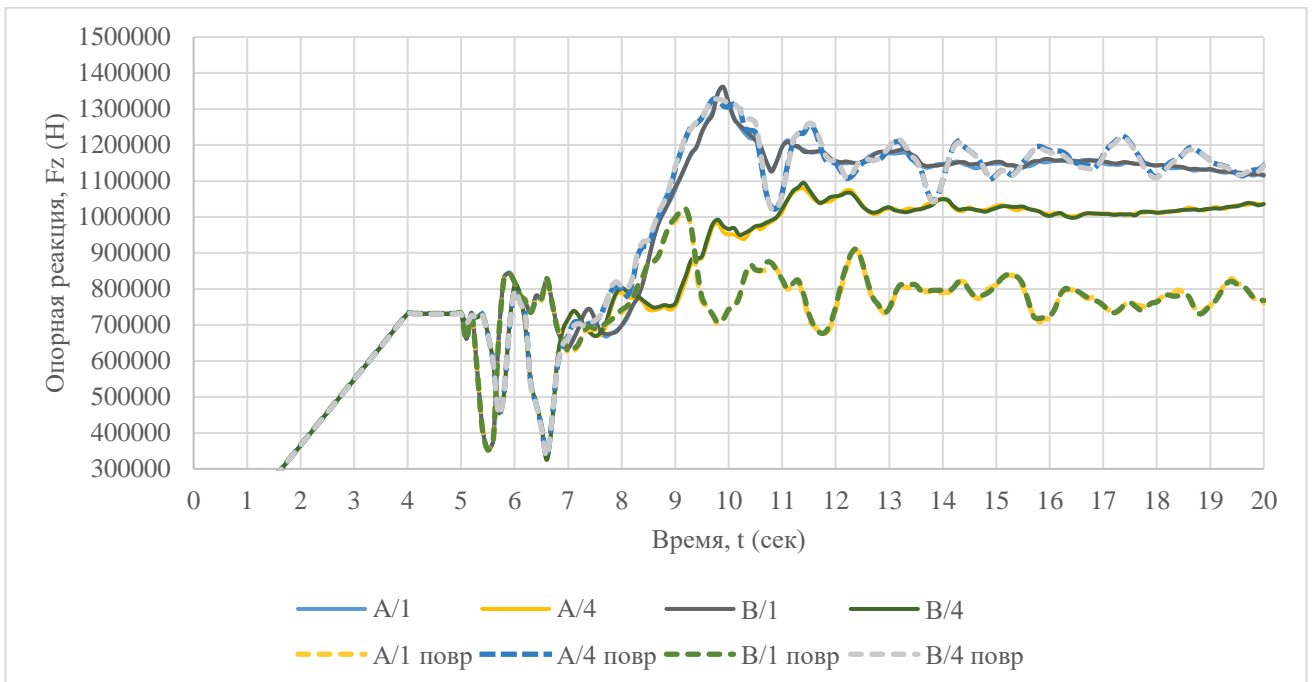


Рисунок 4.28 - График распределения опорных реакций угловых пилонов (Вариант Б)

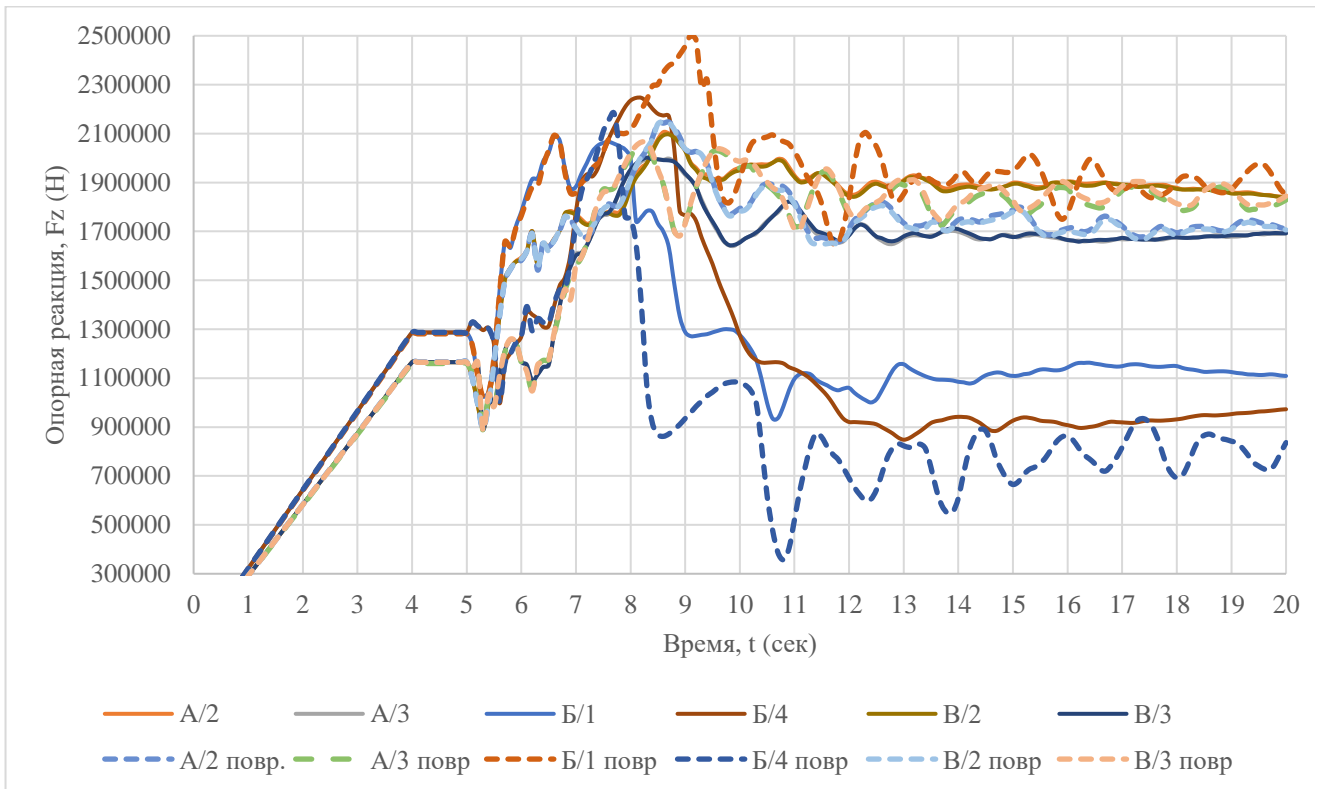


Рисунок 4.29 - График распределения опорных реакций торцевых пилонов (Вариант Б)

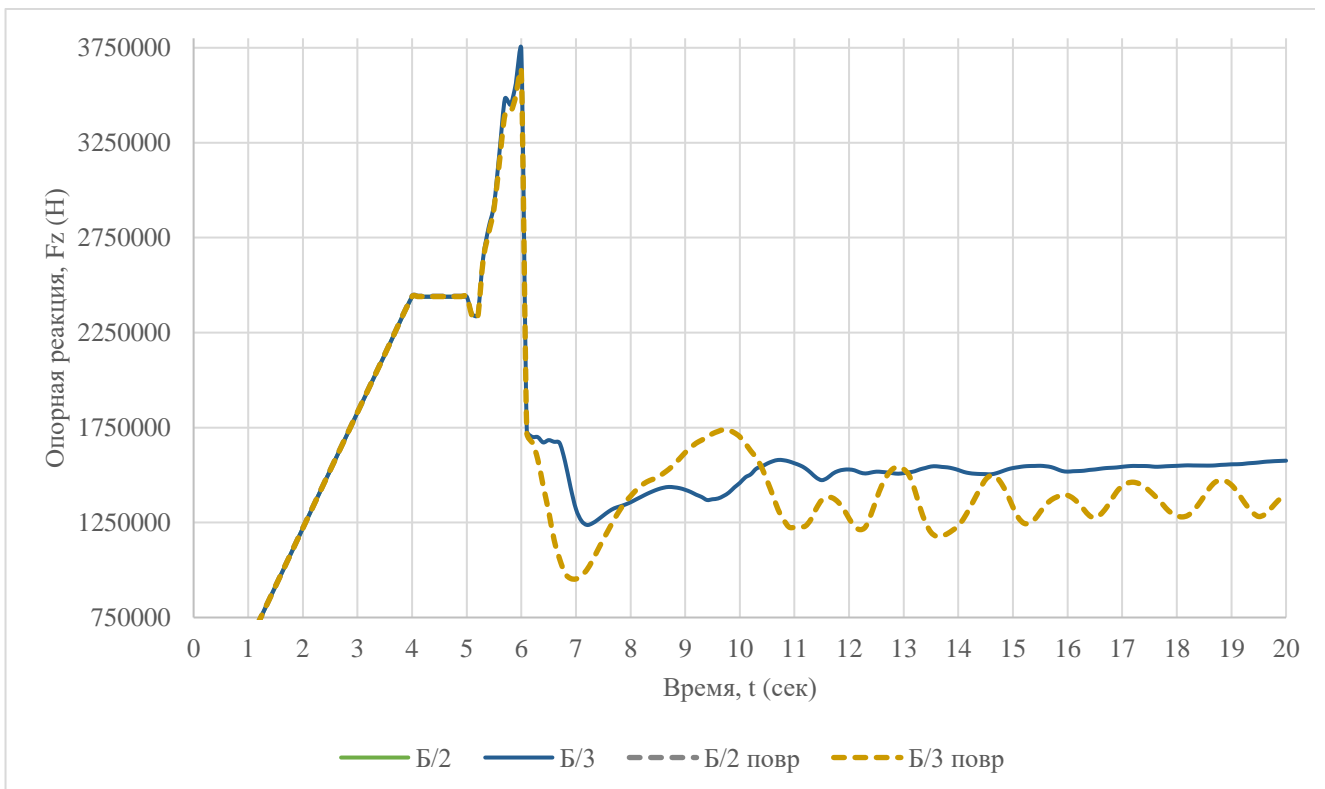


Рисунок 4.30 - График распределения опорных реакций центральных пилонов (Вариант Б)

Анализируя перераспределение опорных реакций для системы без повреждений и для системы с повреждениями, можем отметить различия в схеме распределения силовых потоков. Между тем отличие между опорными реакциями

каркасов с повреждениями по вариантам А и Б наблюдается в первые две секунды после удаления опоры и не превышает 5%. Различие конечных значений опорных реакций систем с повреждениями по варианту А и Б на последнем шаге расчета не превышает 1%.

По результатам анализа опорных реакций составлена таблица 4.4 сравнения опорных реакций монолитного каркаса без повреждений и с повреждениями по варианту А и Б. Среднее изменение опорной реакции вычислялось по следующей формуле:

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

$Fz_{\text{без повр.}}$ – опорная реакция на последнем шаге расчета каркаса без начальных повреждений;

$Fz_{\text{повр.}}$ – опорная реакция на последнем шаге расчета каркаса с начальными повреждениями.

Таким образом, положительные значения показывает снижение опорной реакции на вычисленный процент, а отрицательные значения показывают повышение.

Таблица 4.4 - Сравнение опорных реакций монолитного каркаса без повреждений и с повреждениями

Положение пилона в плане (оси)	В/1	В/2	В/3	В/4
Среднее изменение опорной реакции, Δ	31,7%	7,3%	-9,0%	-10,4%
Положение пилона в плане (оси)	Б/1	Б/2	Б/3	Б/4
Среднее изменение опорной реакции, Δ	-65,1%	-	9,7%	14,8%
Положение пилона в плане (оси)	А/1	А/2	А/3	А/4
Среднее изменение опорной реакции, Δ	32,1%	7,1%	-8,7%	-11,1%

Для получения данных по коэффициентам динамичности выполнен дополнительный расчет монолитного каркаса без повреждений и с повреждениями в статической постановке с удалением опорных связей для пилона в осях Б/2. По данным испытаний получены следующие опорные реакции (см. рисунки 4.31-4.33).

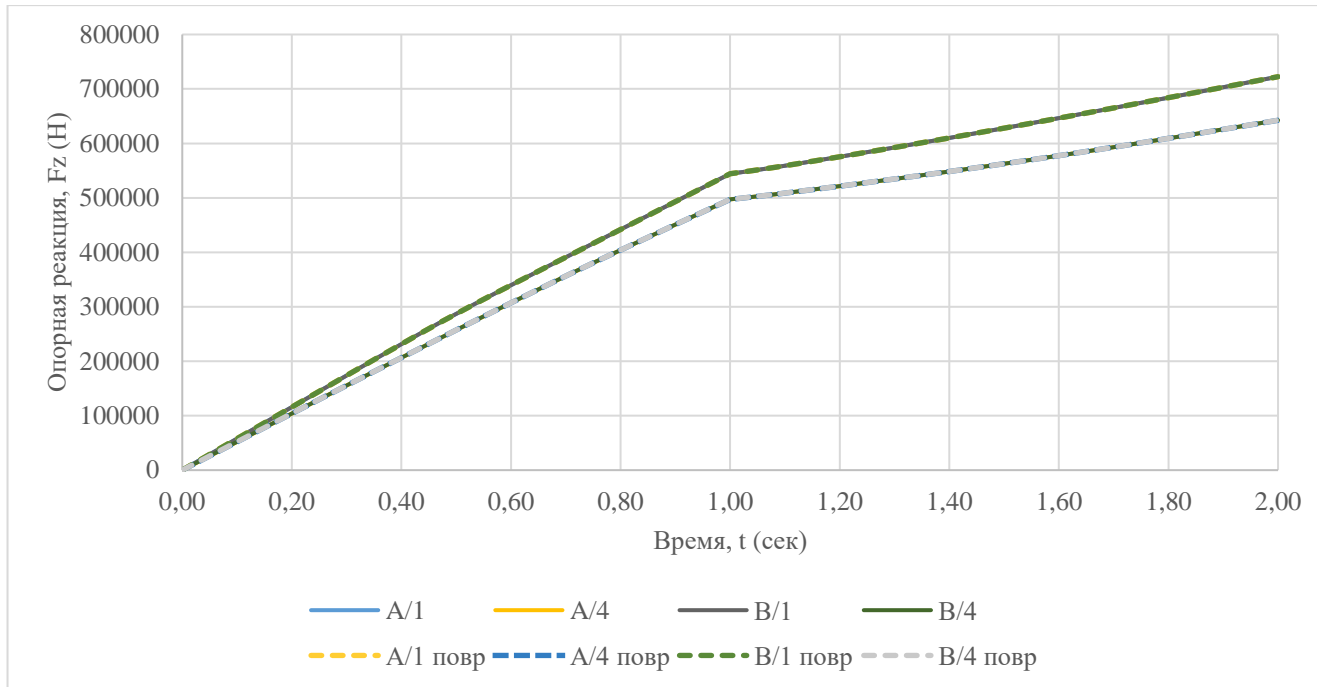


Рисунок 4.31 - График распределения опорных реакций угловых пилонов в статической постановке (Вариант А)

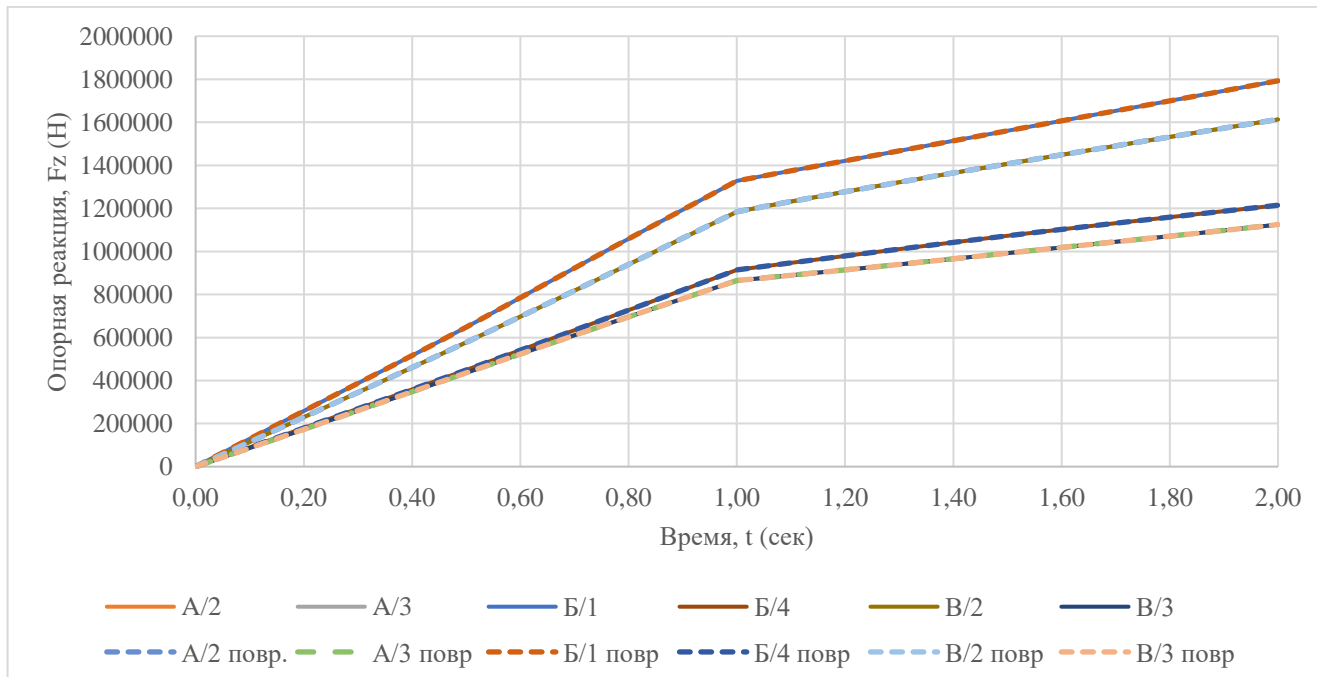


Рисунок 4.32 - График распределения опорных реакций торцевых пилонов в статической постановке (Вариант А)

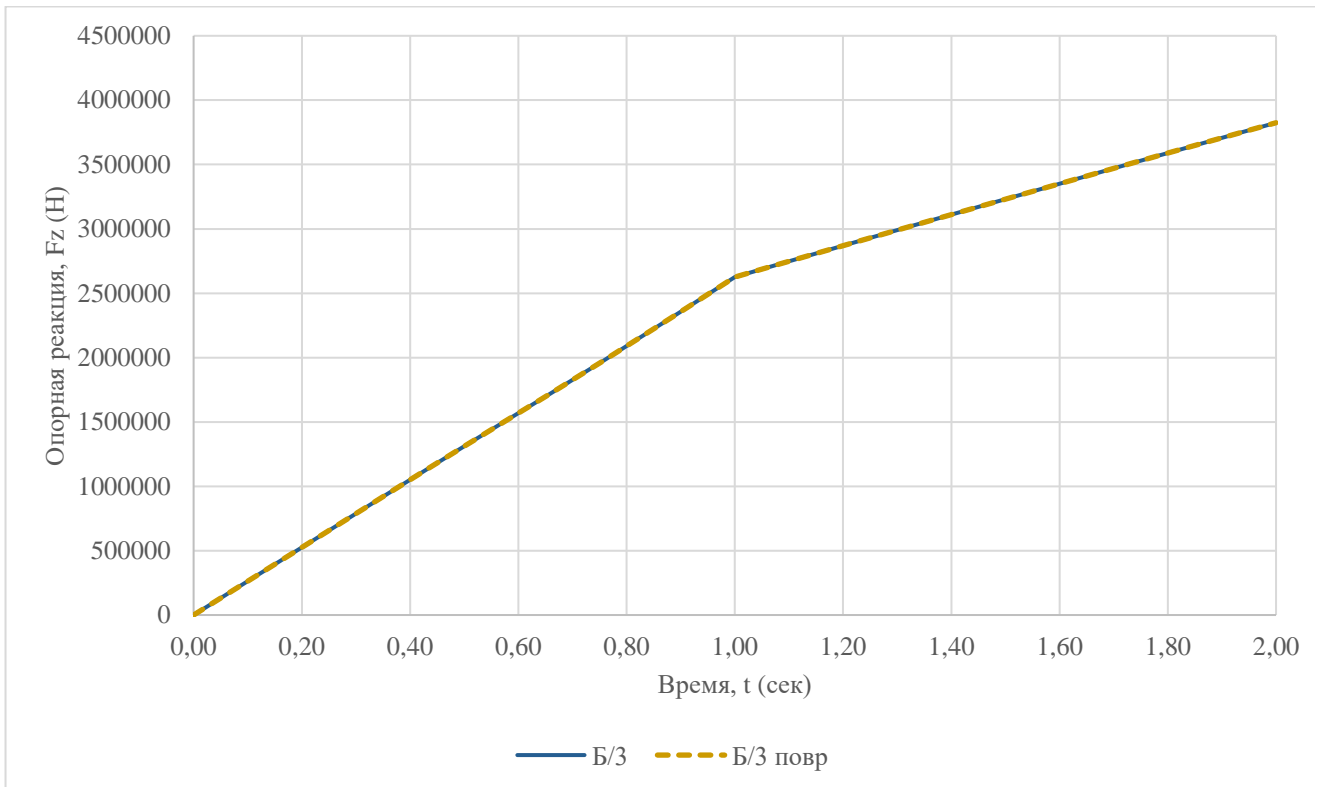


Рисунок 4.33 - График распределения опорных реакций центральных пилонов в статической постановке (Вариант А)

Анализируя представленные графики (рисунки 4.30-4.33) можем отметить, практически идентичное распределение опорных реакций в статической постановке. Для определения коэффициентов динамичности воспользуемся следующей формулой:

$$k_{\text{дин}} = \frac{Fz_{\text{динам.}}}{Fz_{\text{статич.}}}$$

$Fz_{\text{динам.}}$ – максимальное значение опорной реакции при удалении пилон Б/2 при расчете в динамической постановке

$Fz_{\text{статич.}}$ – опорная реакция на последнем шаге расчета каркаса в статической постановке;

Данные по коэффициентам динамичности представлены в таблице 4.5.

Таблица 4.5 - Сравнение опорных реакций монолитного каркаса без повреждений и с повреждениями

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

Анализируя распределение коэффициентов динамичности для системы без повреждений и для системы с повреждениями по варианту А, можем отметить снижение коэффициентов динамичности для угловых пилонов в осях А/1, В/1 и их увеличение на пилоны в осях А/4, В/4, а также для торцевого пилона в осях Б/1 что свидетельствует об изменении характера перераспределения усилий для систем с имеющимися локальными повреждениями. На остальных участках коэффициенты динамичности практически не изменились.

4.7.2 Анализ работы приопорных участков плиты перекрытия при аварийном воздействии

Выполнено исследование изменения напряженно-деформированного состояния узлов сопряжения колонны и плиты каркасов без начальных повреждений и с начальными повреждениями по вариантам А, Б.

Несущая способность монолитных безбалочных монолитных каркасов определяется работой узла сопряжения колонны и плиты. Во время литературного обзора и проведенных испытаний было установлено, что при рассмотрении работы узла сопряжения колонны и плиты можно выделить две стадии работы этого узла: до наступления продавливания и после наступления продавливания.

После наступления продавливания при достаточной анкеровке арматурных стержней узел сопряжения продолжает воспринимать некоторый процент от разрушающей продавливающей нагрузки. Данную несущую способность можно назвать остаточной несущей способностью узла сопряжения. При увеличении нагрузки на узел, который разрушился от продавливания его разрушение в большинстве случаев наступает в результате разрыва арматурных стержней, либо разрушения бетона плиты в сжатой зоне узла сопряжения. Одним из признаков начала разрушения бетона сжатой зоны может служить возникновение растягивающих напряжений на сжатой поверхности узла плиты перекрытия.

Рассмотрено распределение напряжений по нижней грани плиты перекрытия для системы без начальных повреждений и для системы с повреждениями по вариантам 1 и 2. Проведена оценка напряженно-деформированного состояния на последнем шаге расчета. На рисунках 4.34-4.39 представлены изополя распределения напряжений S_{11} , S_{22} в бетоне в объемных по направлению X и по направлению Y соответственно. Для участков, в которых наблюдается существенные различия в распределении напряжений проведем сечения для изучения распределения напряжений по длине выбранного участка.

Выделено пять сечений с зонами изменения схемы распределения напряжений по направлению X и пять сечений с зонами распределения напряжений по оси Y .

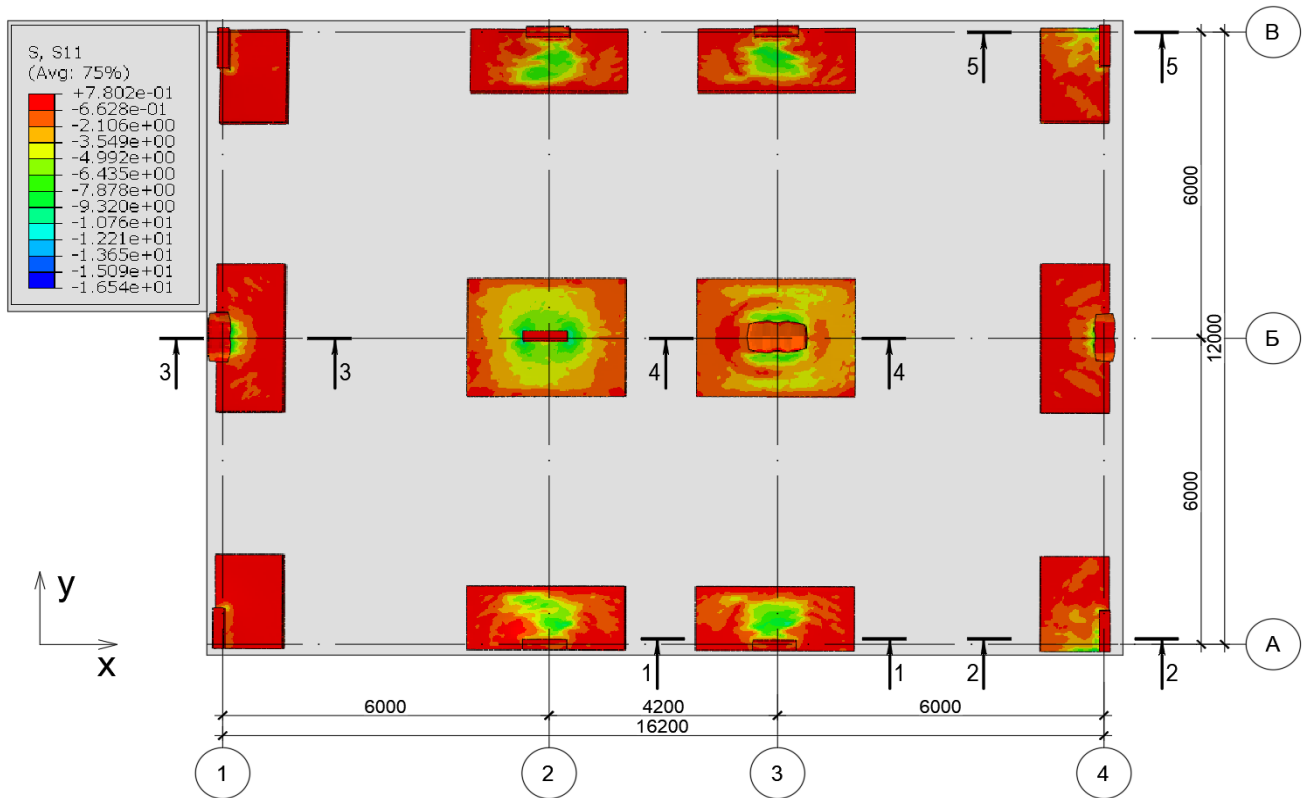


Рисунок 4.34 - Распределение напряжений (S11) в объемных элементах плиты на нижней поверхности по направлению X на последнем шаге расчета каркаса без начальных повреждений

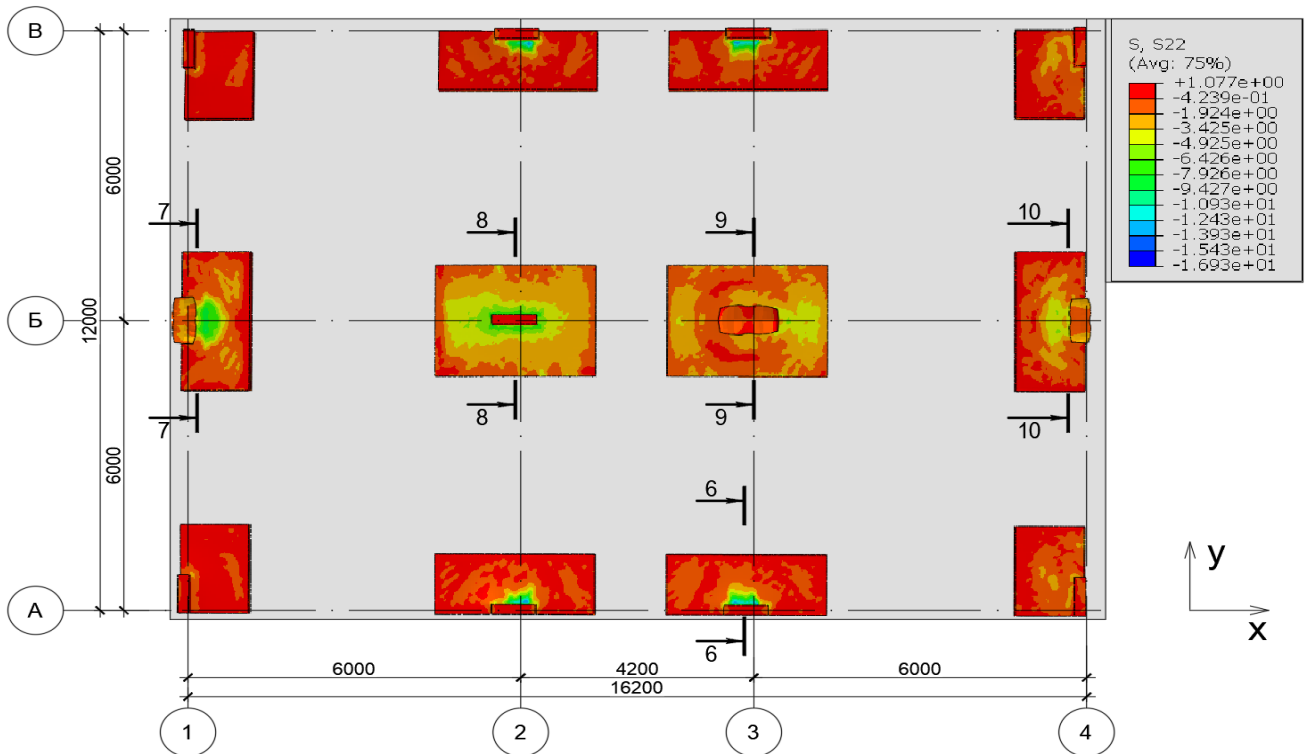


Рисунок 4.35 - Распределение напряжений (S22) в объемных элементах плиты на нижней поверхности по направлению Y на последнем шаге расчета каркаса без начальных повреждений

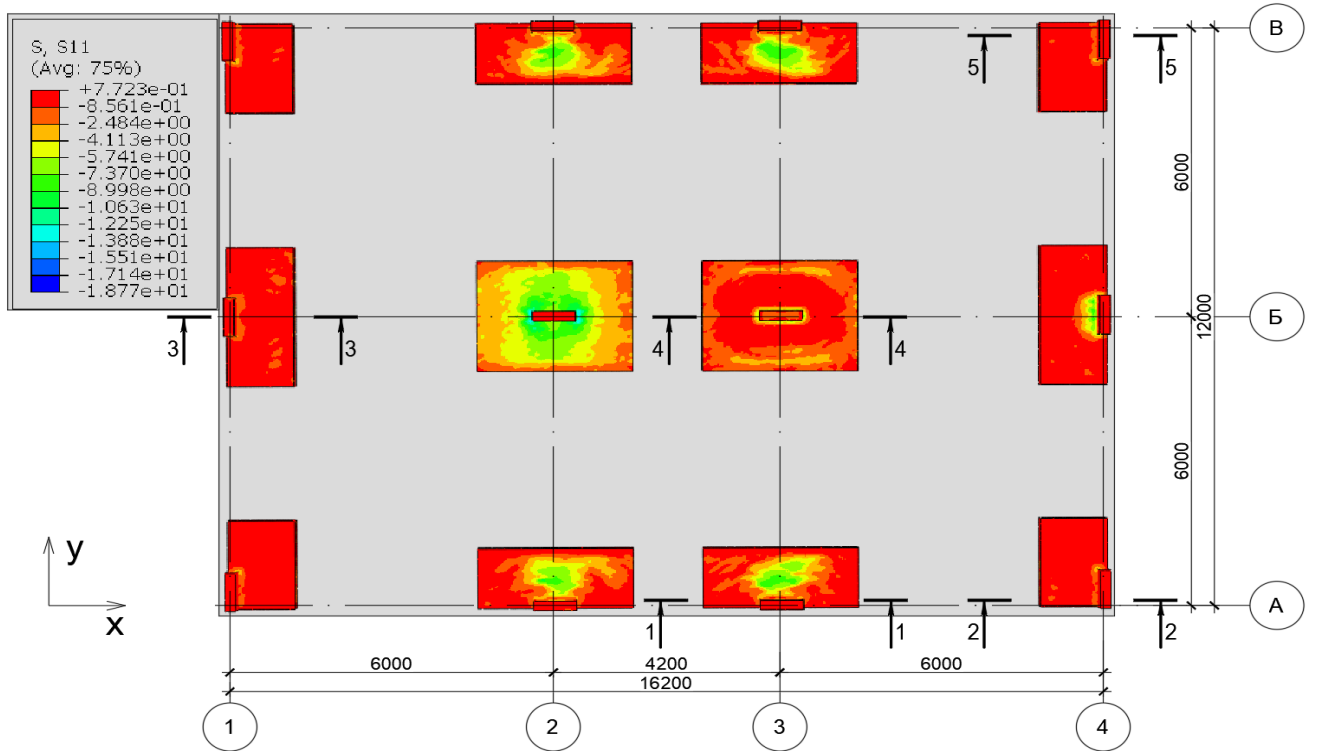


Рисунок 4.36 - Распределение напряжений (S_{11}) в объемных элементах плиты на нижней поверхности по направлению X на последнем шаге расчета каркаса с повреждениями по варианту А

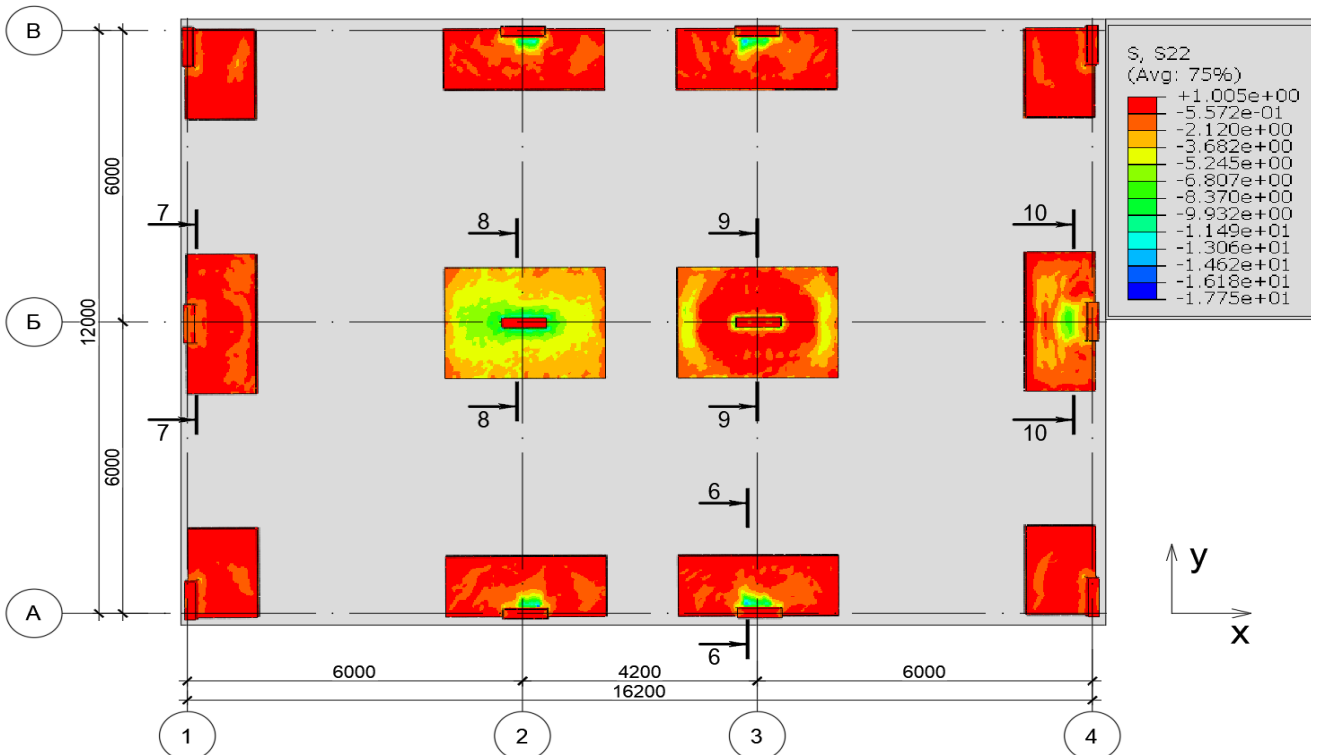


Рисунок 4.37 - Распределение напряжений (S_{22}) в объемных элементах плиты на нижней поверхности по направлению Y на последнем шаге расчета каркаса с повреждениями по варианту А

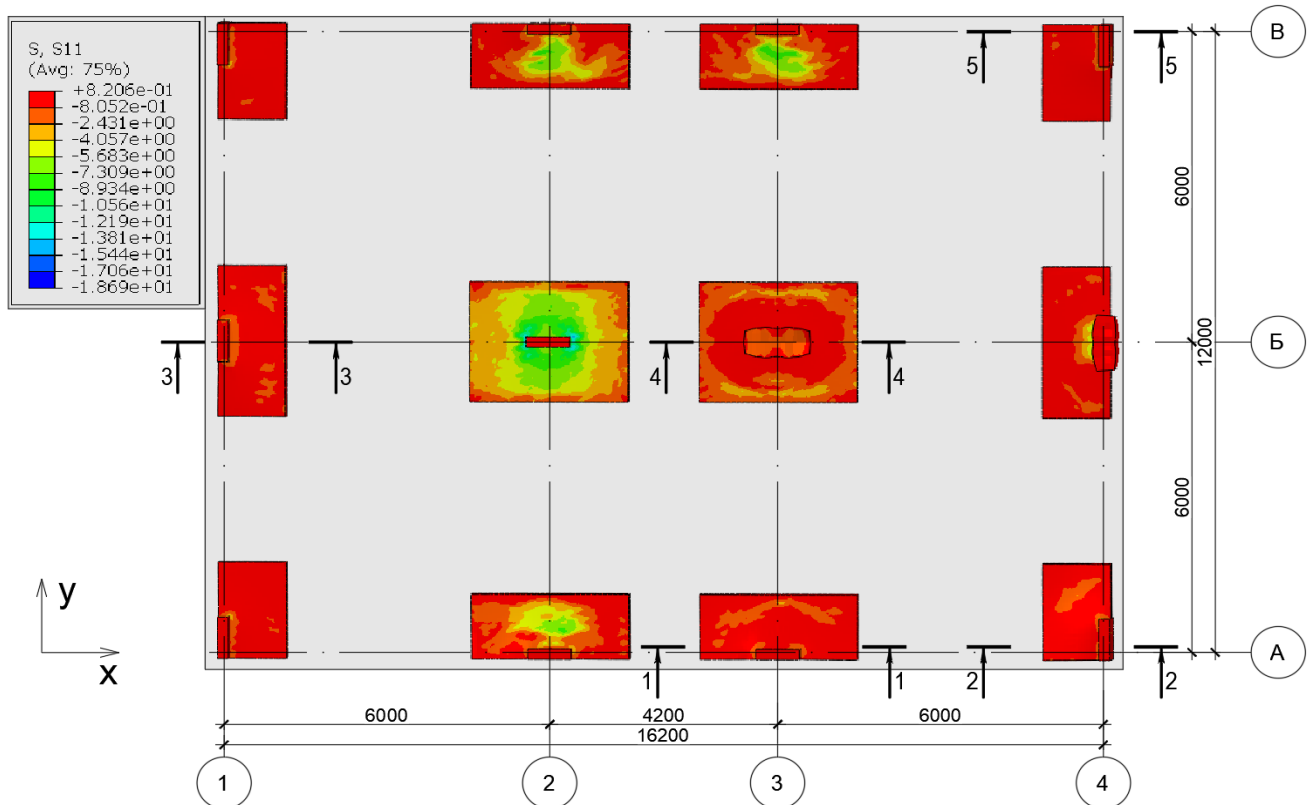


Рисунок 4.38 - Распределение напряжений (S_{11}) в объемных элементах плиты на нижней поверхности по направлению X на последнем шаге расчета каркаса с повреждениями по сценарию Б

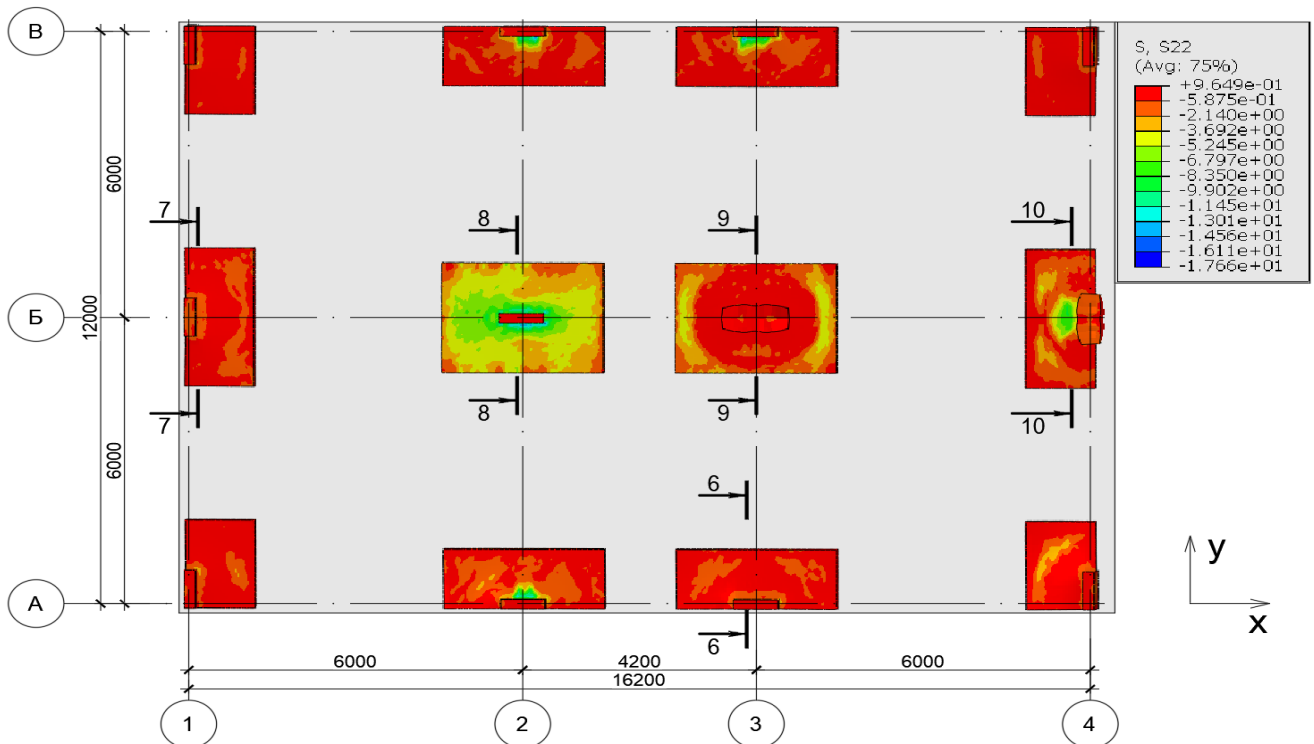


Рисунок 4.39 - Распределение напряжений (S_{22}) в объемных элементах плиты на нижней поверхности по направлению Y на последнем шаге расчета каркаса с повреждениями по сценарию Б

Анализируя данные по сечению 1-1 можем отметить, что наблюдается снижение сжимающих напряжений в зоне пилона в 2-2.5 раза для каркаса с повреждениями по варианту 2. Отмечаем что по мере отдаления от зоны расположения пилона для каркаса без повреждений наблюдаются более высокие значения напряжений на 10-15%, чем в каркасах с повреждениями.

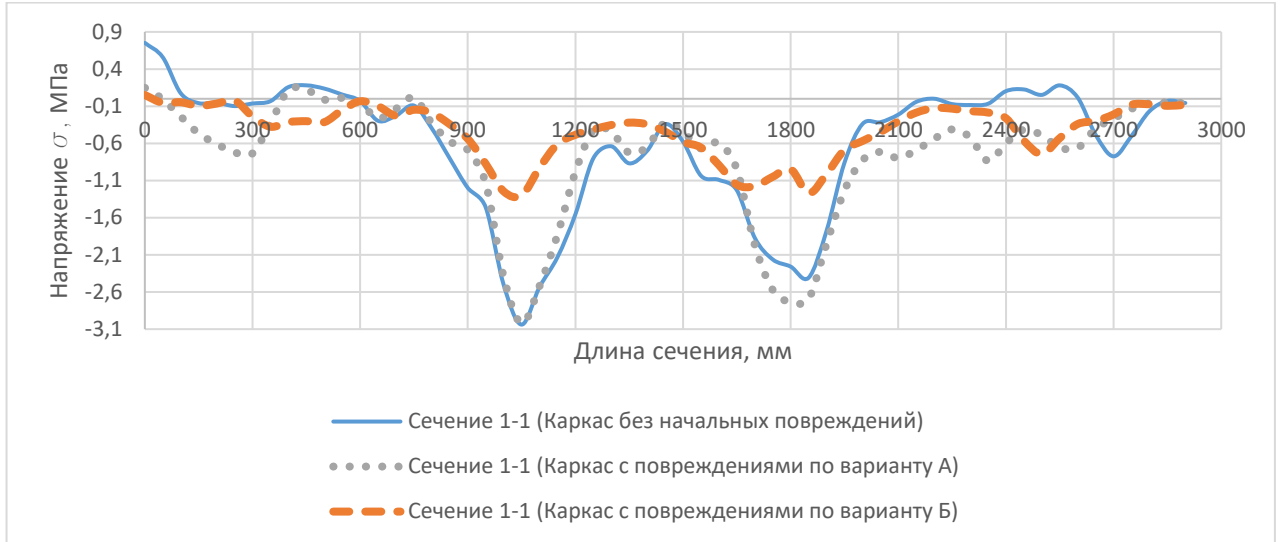


Рисунок 4.40 – Распределение напряжений (S11) в направлении оси X по нижней грани объемных элементов плиты перекрытия вдоль сечения 1-1

Для сечения 2-2 отмечаем приближающиеся к нулю напряжения, при наличии повреждений. Это может свидетельствовать о формировании в данной зоне значительных деформаций и предаварийной работе узла сопряжения.

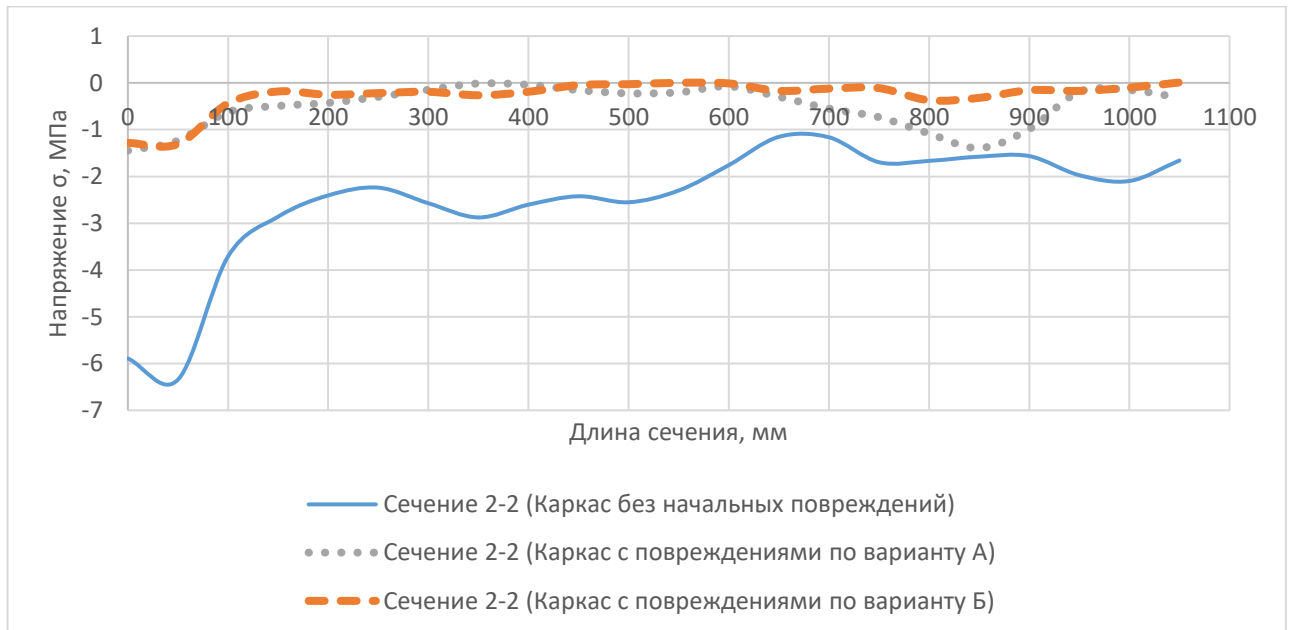


Рисунок 4.41 – Распределение напряжений (S11) в направлении оси X по нижней грани объемных элементов плиты перекрытия вдоль сечения 2-2

Похожую ситуацию как в сечении 2-2, связанную с падением сжимающих напряжений, для каркасов с наличием повреждений по 1-ому и 2-ому вариантам наблюдается и в сечении 3-3.

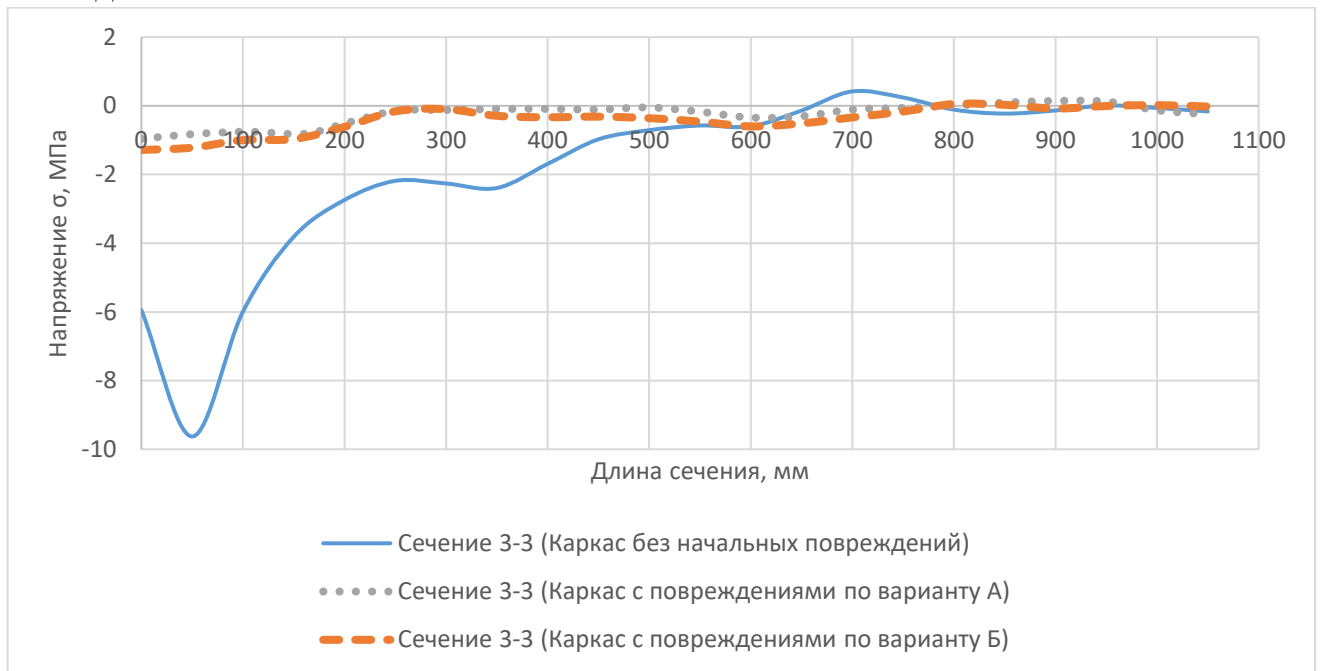


Рисунок 4.42 – Распределение напряжений (S11) в направлении оси X по нижней грани объемных элементов плиты перекрытия вдоль сечения 3-3

Вдоль сечения 4-4 отмечаем снижение сжимающих напряжений в зоне сопряжения конструкций с пилоном в среднем на 30% для систем с наличием повреждений.

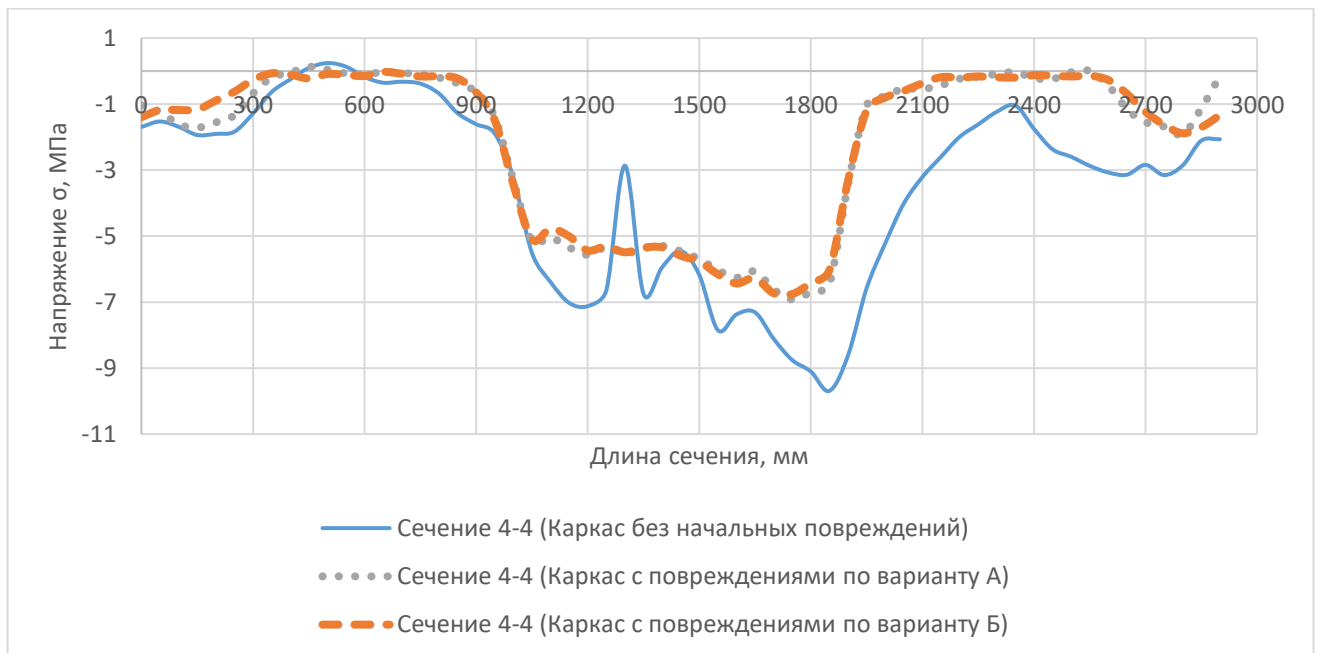


Рисунок 4.43 – Распределение напряжений (S11) в направлении оси X по нижней грани объемных элементов плиты перекрытия вдоль сечения 4-4

Вдоль сечения 5-5 наблюдается похожее распределение напряжений, как и в сечении 2-2, связанное с значительным падением сжимающих напряжений для систем с начальными повреждениями.

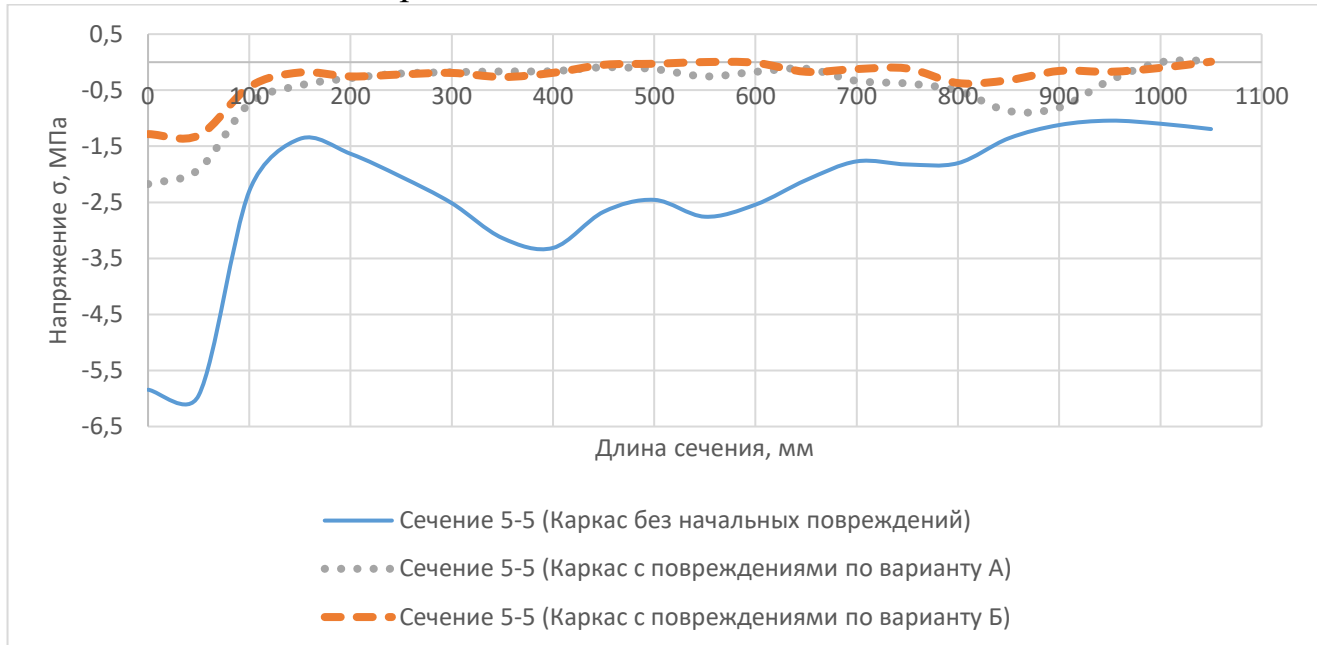


Рисунок 4.44 – Распределение напряжений (S11) в направлении оси X по нижней грани объемных элементов плиты перекрытия вдоль сечения 5-5

Для сечения 6-6 в направлении оси Y отмечаем близкие к нулю значения распределения напряжений для каркасов с повреждениями по 2-ому варианту. Это может свидетельствовать о предаварийной работе плиты перекрытия в данной зоне.

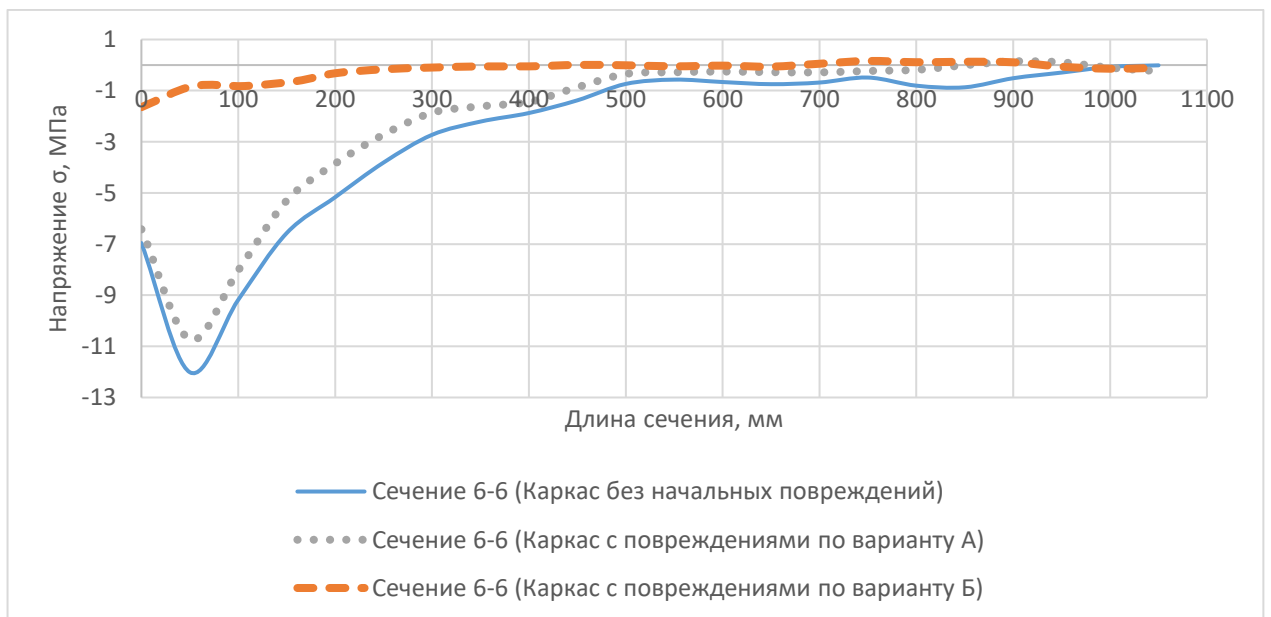


Рисунок 4.45 – Распределение напряжений (S22) в направлении оси Y по нижней грани объемных элементов плиты перекрытия вдоль сечения 6-6

В направлении оси Y в сечении 7-7 также отмечается падение напряжений по всей длине сечения в среднем на 30-50% для систем с повреждениями по варианту 1 и 2. Для систем без повреждений наблюдаются наличие сжимающих напряжений поблизости пилона.

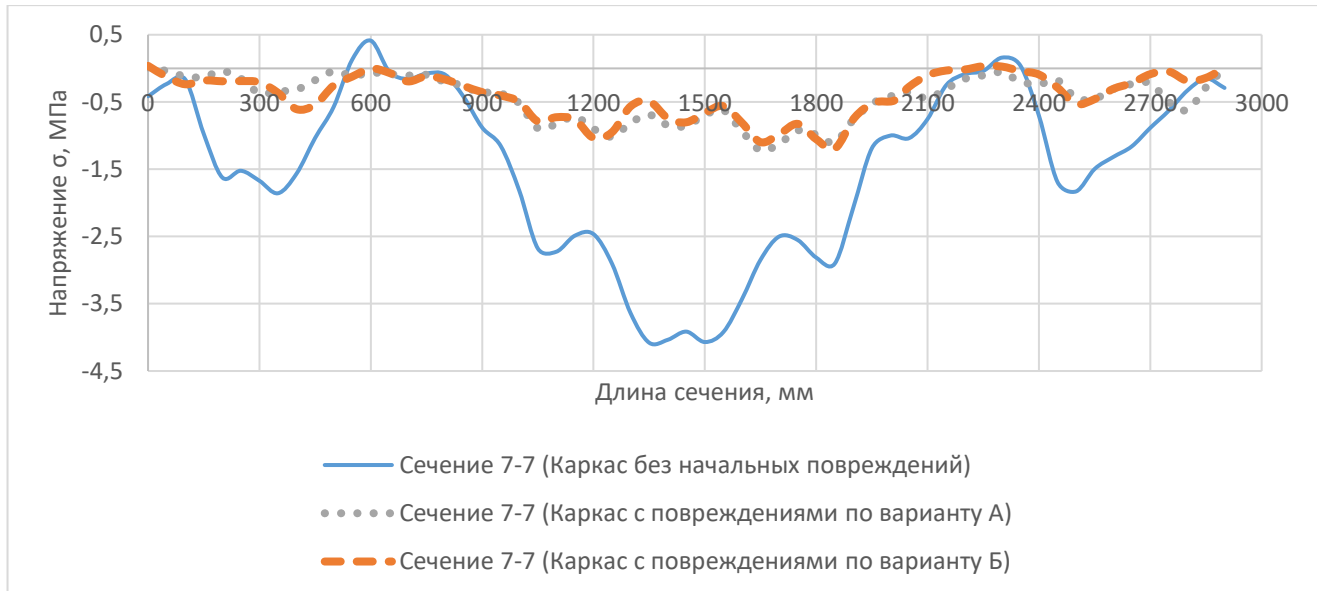


Рисунок 4.46 – Распределение напряжений (S22) в направлении оси Y по нижней грани объемных элементов плиты перекрытия вдоль сечения 7-7

В сечении 8-8, при наличии повреждений, отмечается рост сжимающих усилий в среднем на 30% по сравнению с системой без начальных повреждений. Наблюдается локальное повышение сжимающих напряжений до 15% со стороны оси B для каркасов с повреждением по варианту 2.

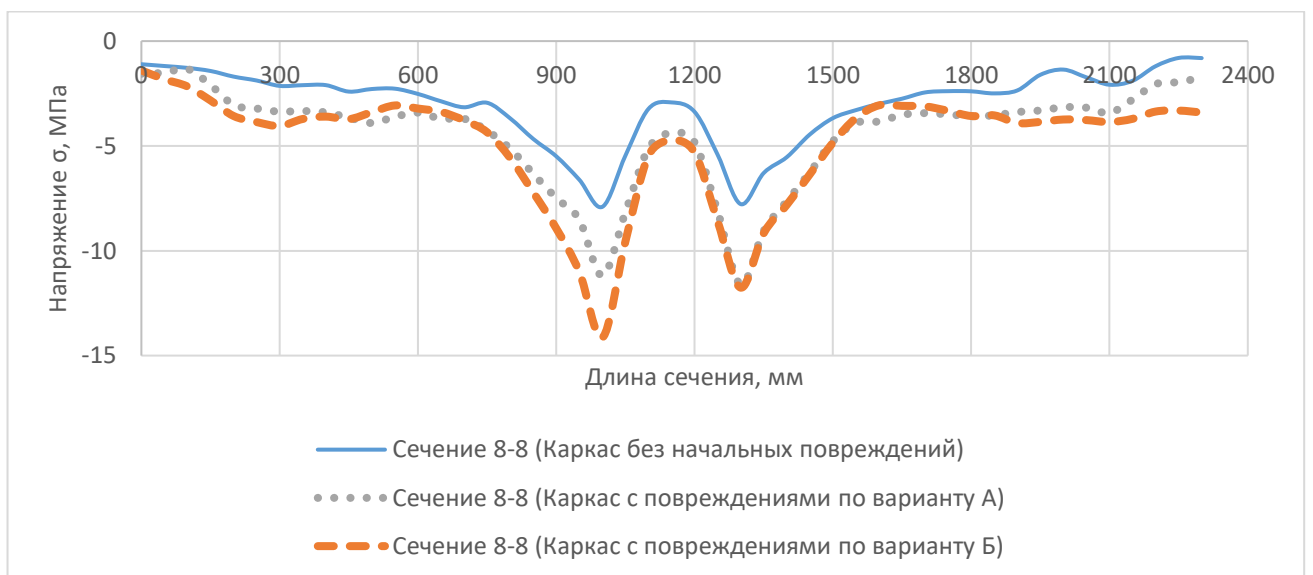


Рисунок 4.47 – Распределение напряжений (S22) в направлении оси Y по нижней грани объемных элементов плиты перекрытия вдоль сечения 8-8

По сечению 9-9 в направлении Y отмечаем, падение сжимающих напряжений по всей в среднем на 30-60% для каркасов с повреждениями.

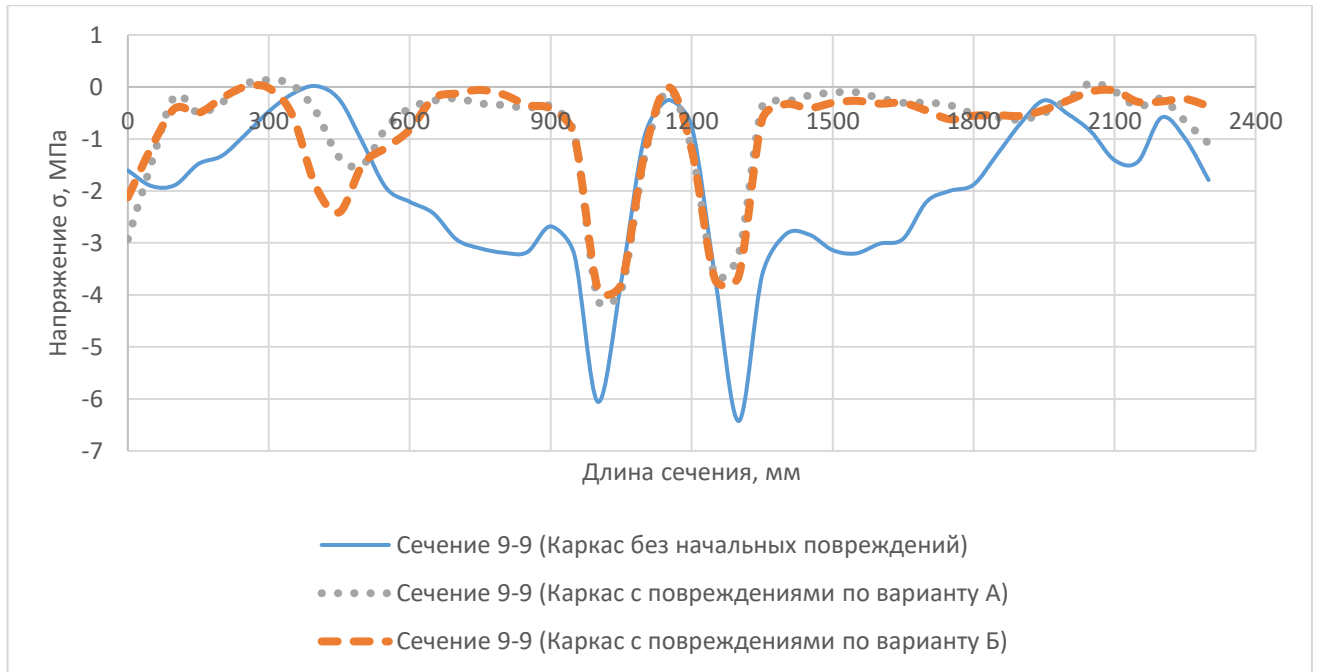


Рисунок 4.48 – Распределение напряжений (S22) в направлении оси Y по нижней грани объемных элементов плиты перекрытия вдоль сечения 9-9

В сечении 10-10 за исключением участка ближе к оси Б наблюдается близкая схема распределения напряжений для системы без повреждений, так и для систем с повреждениями. Для системы с повреждениями по варианту Б в направлении оси Б наблюдается рост растягивающих напряжений на 10-15%.

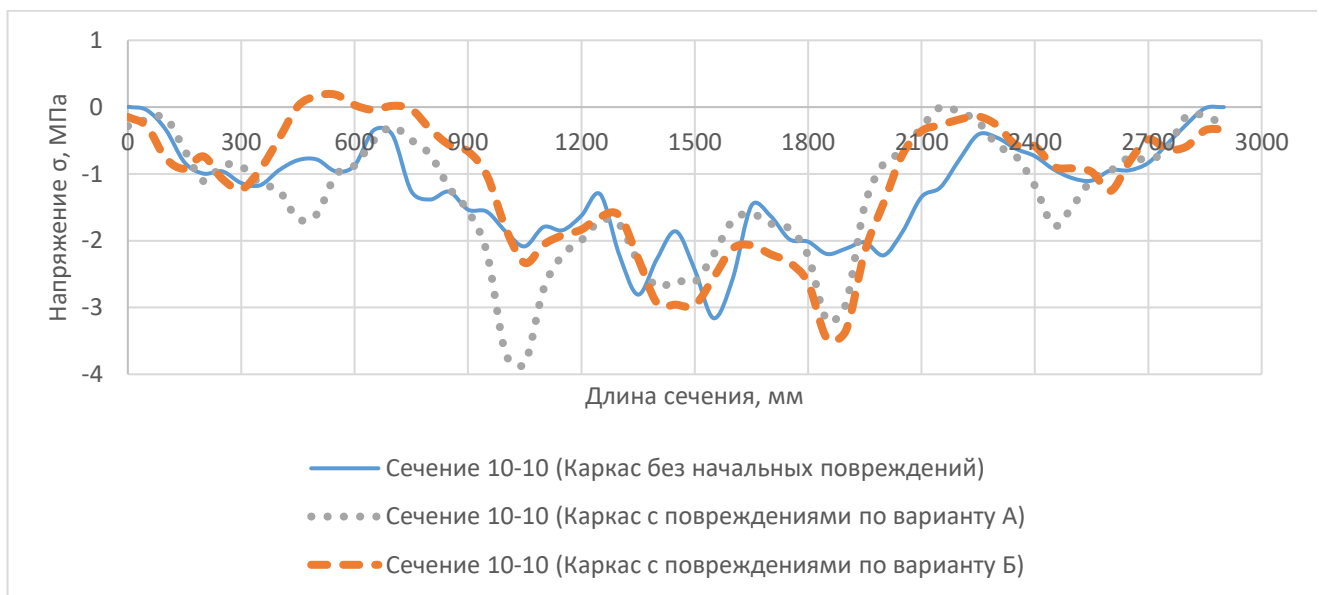


Рисунок 4.49 – Распределение напряжений (S22) в направлении оси Y по нижней грани объемных элементов плиты перекрытия вдоль сечения 10-10

Анализирую работу плиты перекрытия в узлах сопряжения колонны и плиты перекрытия можно отметить, влияние повреждений в диагональном направлении на напряженно-деформированное состояние плиты перекрытия. В связи с наличием локальных повреждений в плите перекрытия в осях А/3, А/4, Б/1, В/4 происходит значительное падение сжимающих напряжений в направлениях Х и Y (см. рисунки 4.40, 4.42, 4.44, 4.46- сечения 1-1, 3-3, 5-5, 7-7), с формированием локальных зон со значениями напряжений приближающихся к нулю. Это позволяет сделать предположение о предаварийной работе данных узлов сопряжения, что приводит к догрузению соседних конструкций. В результате чего, изменяется общий механизм сопротивления плиты перекрытия.

На конечном шаге расчета для системы без начальных повреждений наблюдаем тенденцию к формированию условного сжимающего кольца вокруг зоны центральных пилонов, которое помогает локализовать повреждения. Об этом свидетельствует наличие сжимающих напряжений в зоне сечений 2-2, 5-5 и достаточное равномерное распределение напряжений у колонны 2/Б, 3/Б для системы без повреждений. Происходит провисание плиты перекрытия вдоль оси Б на торцевых и угловых колоннах.

При наличии повреждений по варианту А, система пытается локализовать повреждения. Однако в связи с наличием локальных повреждений дополнительно догружается пилон в осях 3/Б. Данный пилон достигает своего предаварийного состояния. Для локализации повреждений система пытается прогибаться в вдоль оси Б. Об этом может свидетельствовать повышение сжимающих усилий в пилоне Б/2 и падение сжимающих усилий во всех остальных узлах сопряжения.

При наличии повреждений по варианту Б, система также пытается локализовать повреждения. Однако в отличии от варианта А, имеющиеся повреждения в пилоне А/3 приводят к росту растягивающих напряжений в плите перекрытия вблизи этого пилона (см. рисунок 4.39, 4.45), а также в соседнем пилоне в осях А/4 (см. рисунок 4.49). Таким образом можно сделать предположением, что система для локализации повреждений начинает прогибаться в вдоль оси Б и вдоль оси 3.

4.7.3 Анализ работы пролетных участков плиты перекрытия при аварийном воздействии

Исследовано распределение напряжений в элементах типа оболочек для системы без начальных повреждений и для систем с повреждениями по вариантам А и Б. Проведена оценка напряженно-деформированного состояния на последнем шаге расчета. На рисунках (4.50-4.55) представлены изополя распределения средних напряжений по всей высоте сечения плиты перекрытия SF1, SF2 по направлению X и по направлению Y соответственно. Для участков, в которых наблюдается различия в распределении напряжений проведены сечения для изучения распределения напряжений по длине выбранного участка.

Выделено пять сечений с зонами изменения схемы распределения напряжений по направлению X и пять сечений с зонами распределения напряжений по оси Y.

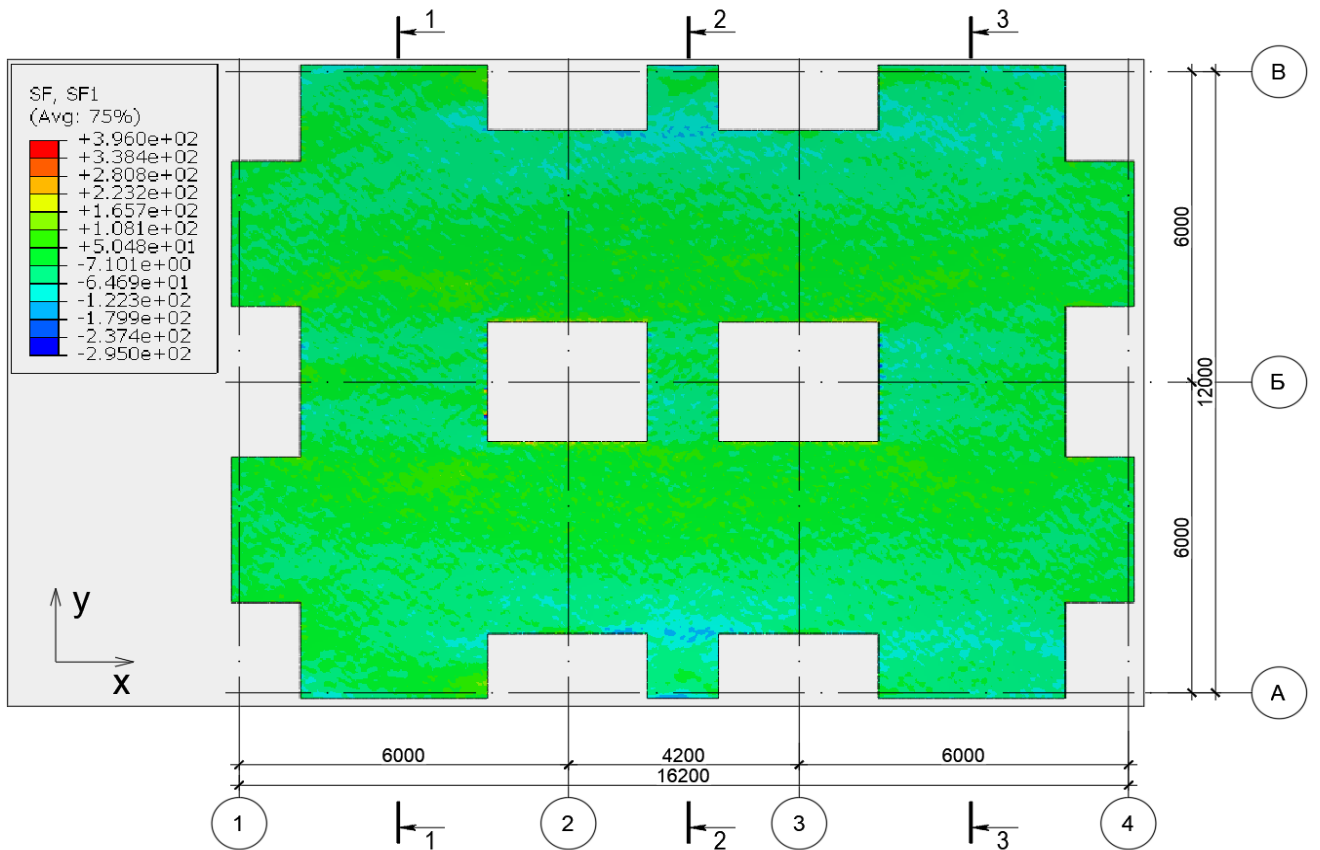


Рисунок 4.50 - Распределение напряжений (SF1) в элементах оболочек

по направлению X на последнем шаге расчета каркаса без начальных повреждений

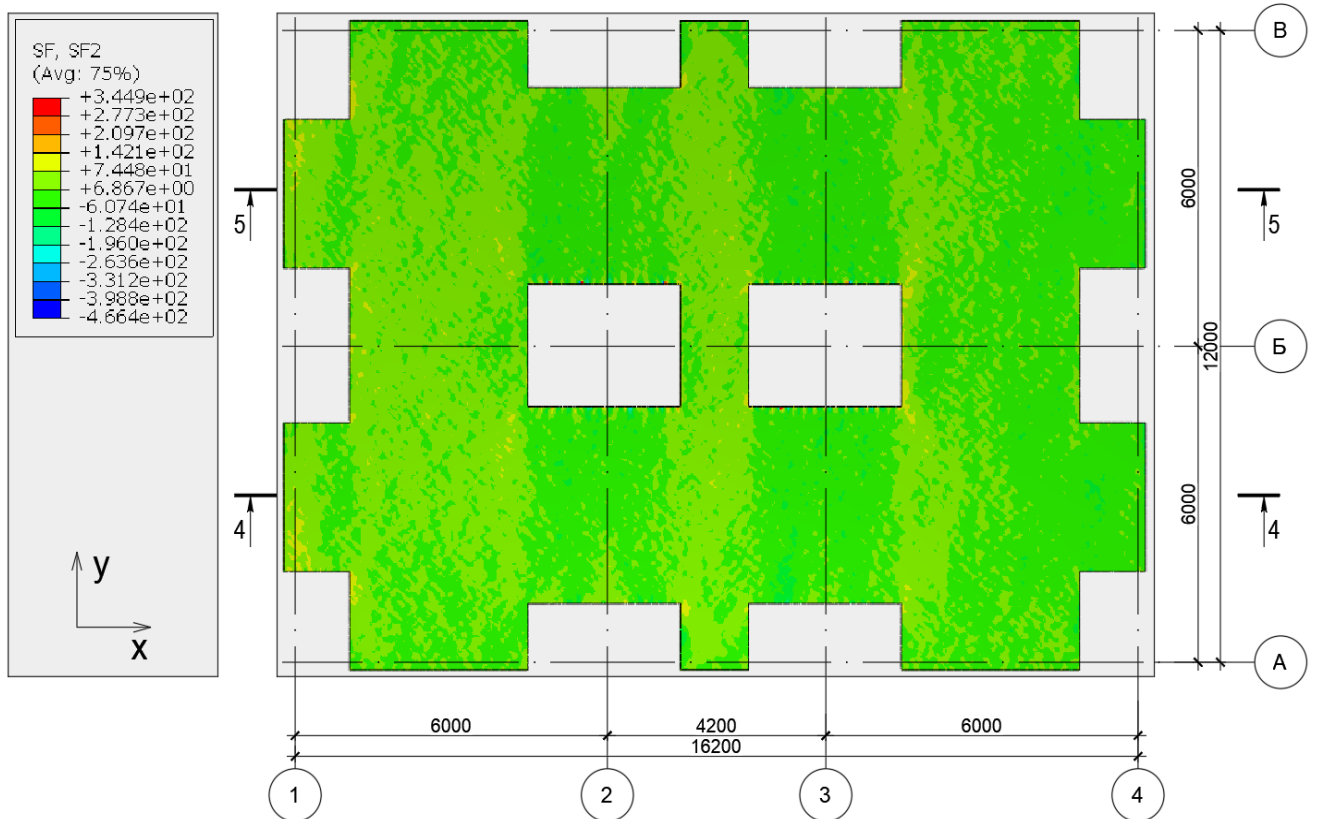


Рисунок 4.51 - Распределение напряжений (SF2) в элементах оболочек

по направлению Y на последнем шаге расчета каркаса без начальных повреждений

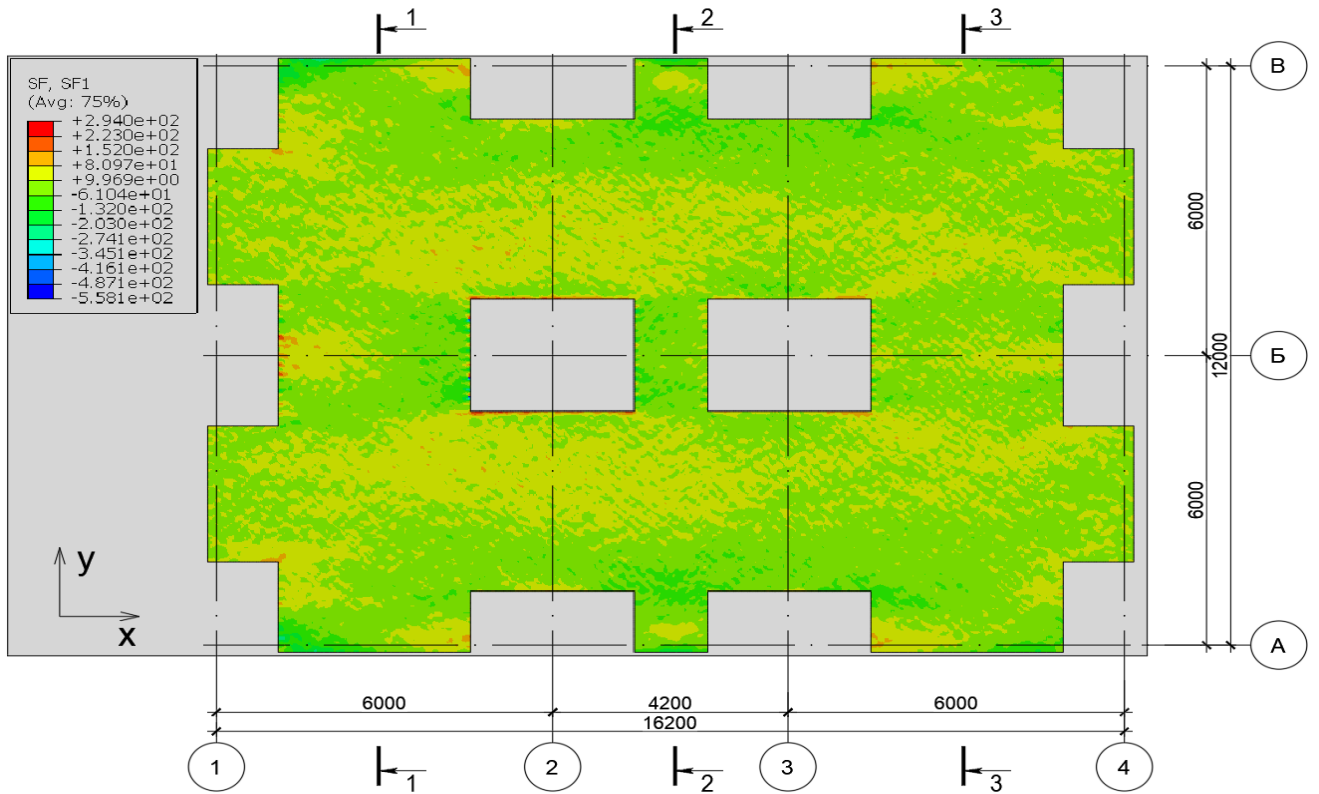


Рисунок 4.52 - Распределение напряжений (SF1) в элементах оболочек

по направлению X на последнем шаге расчета каркаса с повреждениями по варианту А

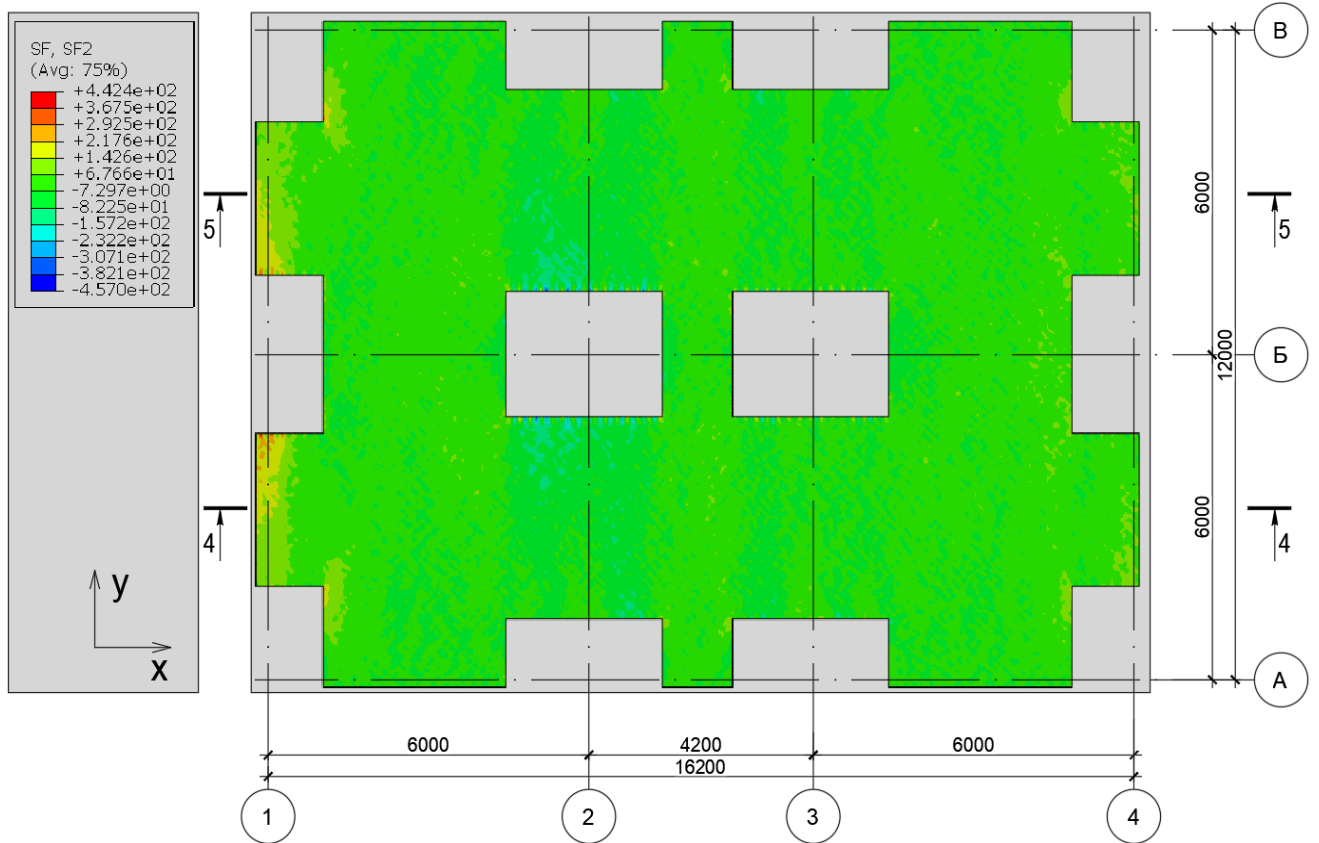


Рисунок 4.53 - Распределение напряжений (SF2) в элементах оболочек

по направлению Y на последнем шаге расчета каркаса с повреждениями по варианту А

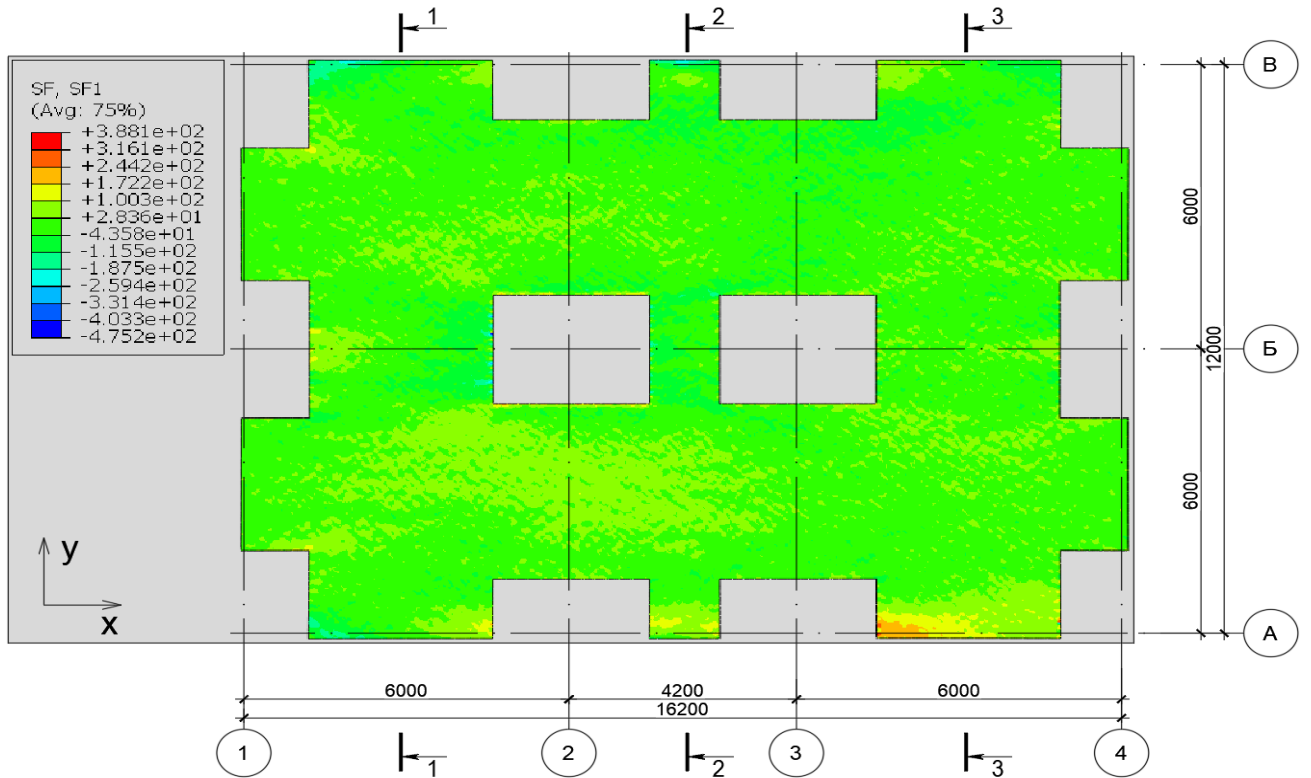


Рисунок 4.54 - Распределение напряжений (SF1) в элементах оболочек

по направлению X на последнем шаге расчета каркаса с повреждениями по варианту Б

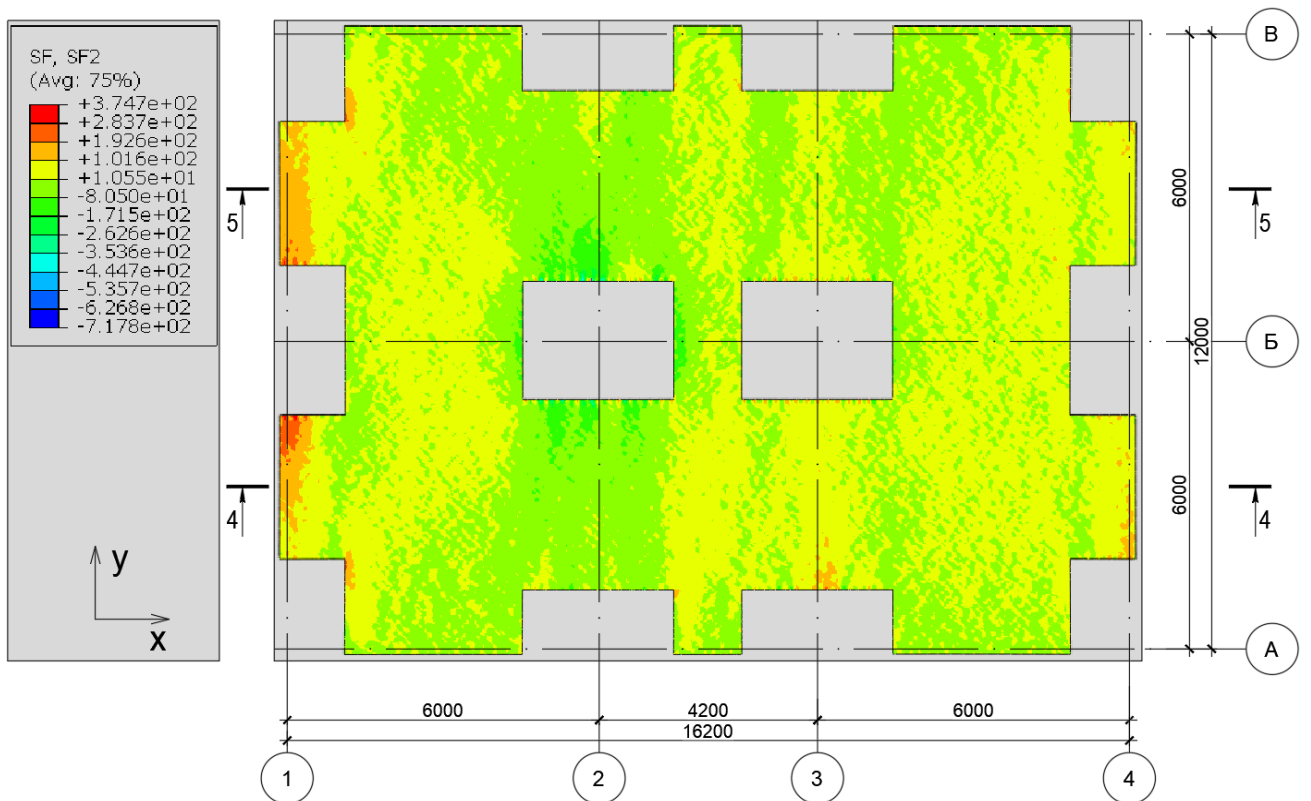


Рисунок 4.55 - Распределение напряжений (SF2) в элементах оболочек

по направлению Y на последнем шаге расчета каркаса с повреждениями по варианту Б

В сечении 1-1 начало сечения совпадает с осью А, а конец с осью В. Анализируя данные по сечению 1-1 можем отметить, что наблюдается увеличение по длине зон с растягивающими напряжения для каркаса с повреждениями в зоне осей А-Б. Также можно отметить, что при наличии повреждений по варианту Б значения растягивающих напряжений, как правило, в среднем на 15-20%, чем при наличии повреждений по варианту А.

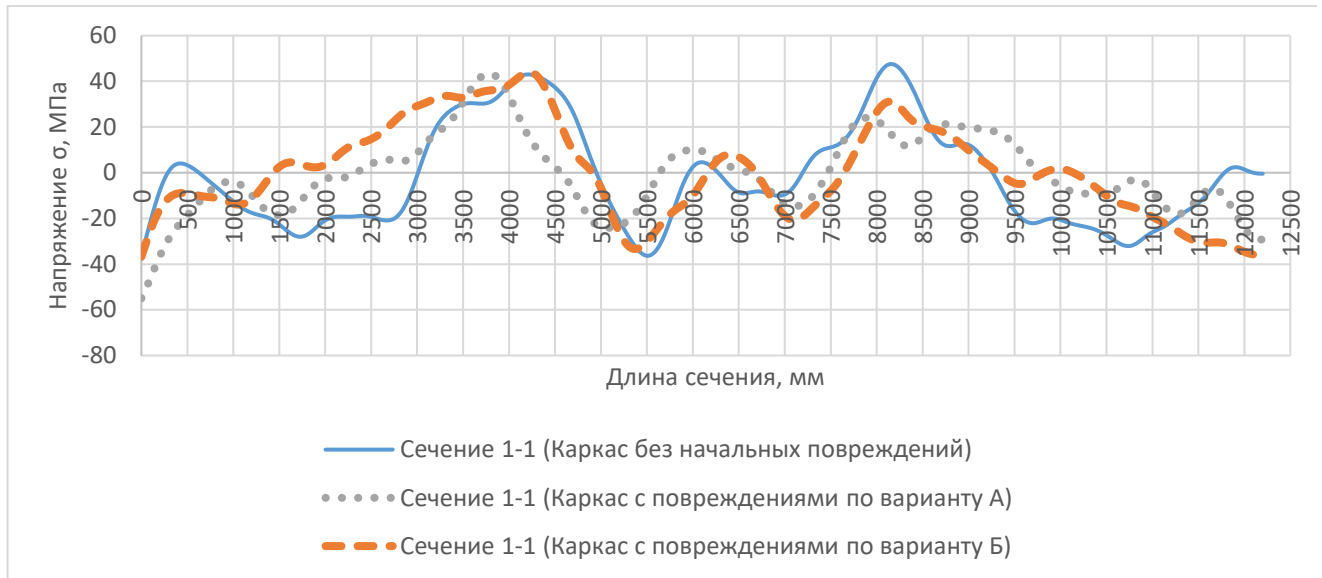


Рисунок 4.56 – Распределение напряжений (SF1) в направлении оси X в элементах оболочек плиты перекрытия вдоль сечения 1-1

В сечении 2-2 начало сечения совпадает с осью А, а конец с осью В. Таким образом, при анализе распределения напряжений можем наблюдать различия в распределении напряжений в зоне осей А-Б на промежутке от 0 до 3000 мм по рисунку 4.57. Вблизи оси А при наличии повреждений по варианту Б имеются значительные растягивающие напряжения, которые не меняют свой знак почти на всем протяжении в осях А-Б. В то время как для каркаса с повреждениями по варианту А схема распределения напряжений на данном участке, похожа на схему распределения напряжений для каркаса без начальных повреждений. В интервале осей Б-В на промежутке от 3500 до 12200 мм по рисунку 4.53 наблюдаем, что каркасы с наличием повреждений повторяют характер распределения напряжений, как и для каркасов без повреждений, но с меньшими значениями по модулю (порядка 5-10% для каркасов с повреждениями по варианту А и порядка 15-20% для каркаса с повреждениями по варианту Б).

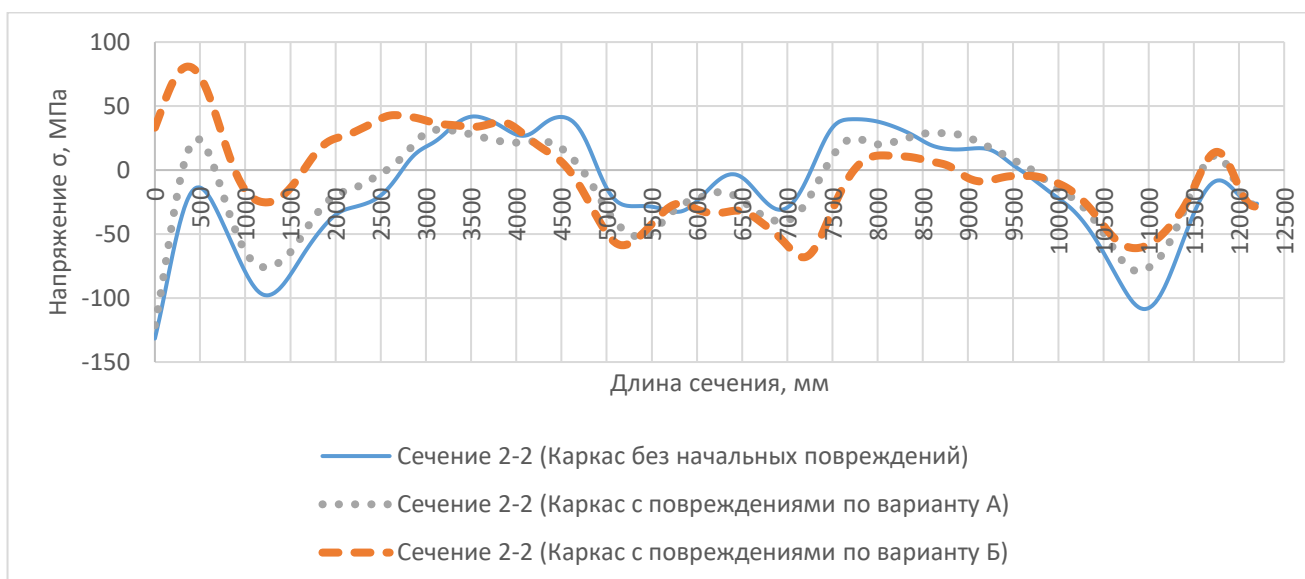


Рисунок 4.57 – Распределение напряжений (SF1) в направлении оси X в элементах оболочек плиты перекрытия вдоль сечения 2-2

Похожую схему распределения напряжений как в сечении 2-2, связанную с особенностями работы плиты в осях А-Б и Б-В наблюдается в сечении 3-3.

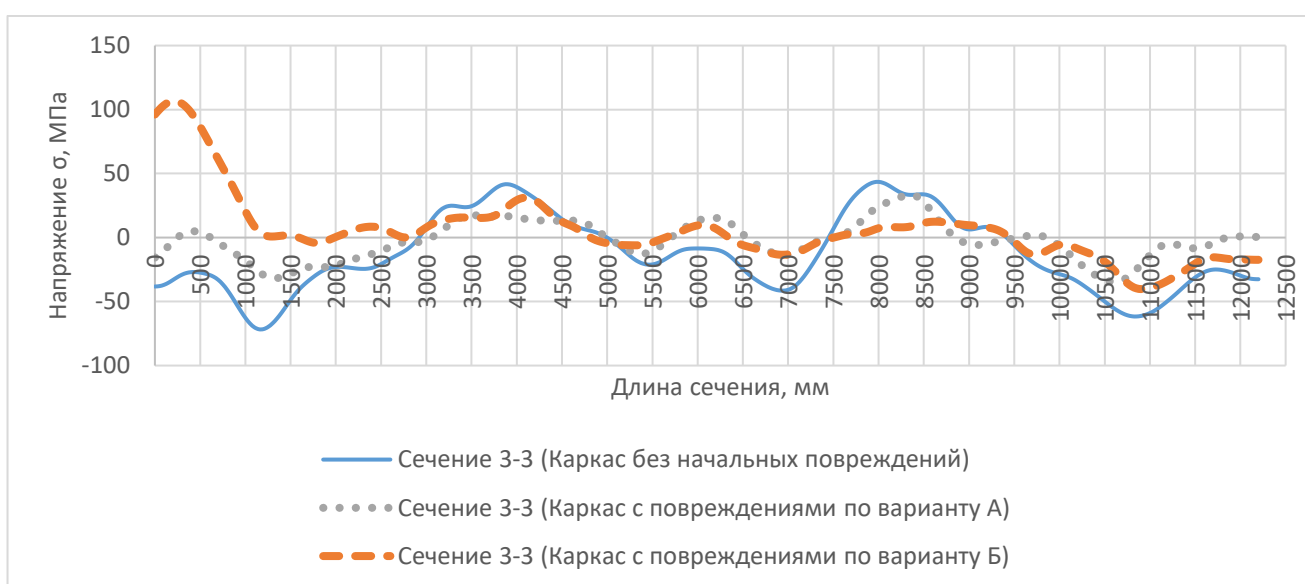


Рисунок 4.58 – Распределение напряжений (SF1) в направлении оси X в элементах оболочек плиты перекрытия вдоль сечения 3-3

В сечении 4-4 начало сечения совпадает с осью 1, а конец с осью 4. Каркасы без повреждений и с повреждениями имеют похожую схему распределения напряжений в осях 2-3 связанную с более высокими по модулю значениями напряжений в поврежденных каркасах. Превышение напряжений составляет порядка 5-10% для каркасов с повреждениями по варианту А и порядка 15-20% для каркаса с повреждениями по варианту Б.

Каркасы с повреждениями по варианту А и Б имеют достаточно близкое распределение напряжений с каркасом без повреждений в осях 1-3. Исключение составляют краевые участки у оси А и В, в которых наблюдаются высокие значения растягивающих напряжений. А также участок у оси 3, где каркас с повреждениями по варианту Б имеет более высокие значения на 30-120%, чем при повреждениях по варианту А.

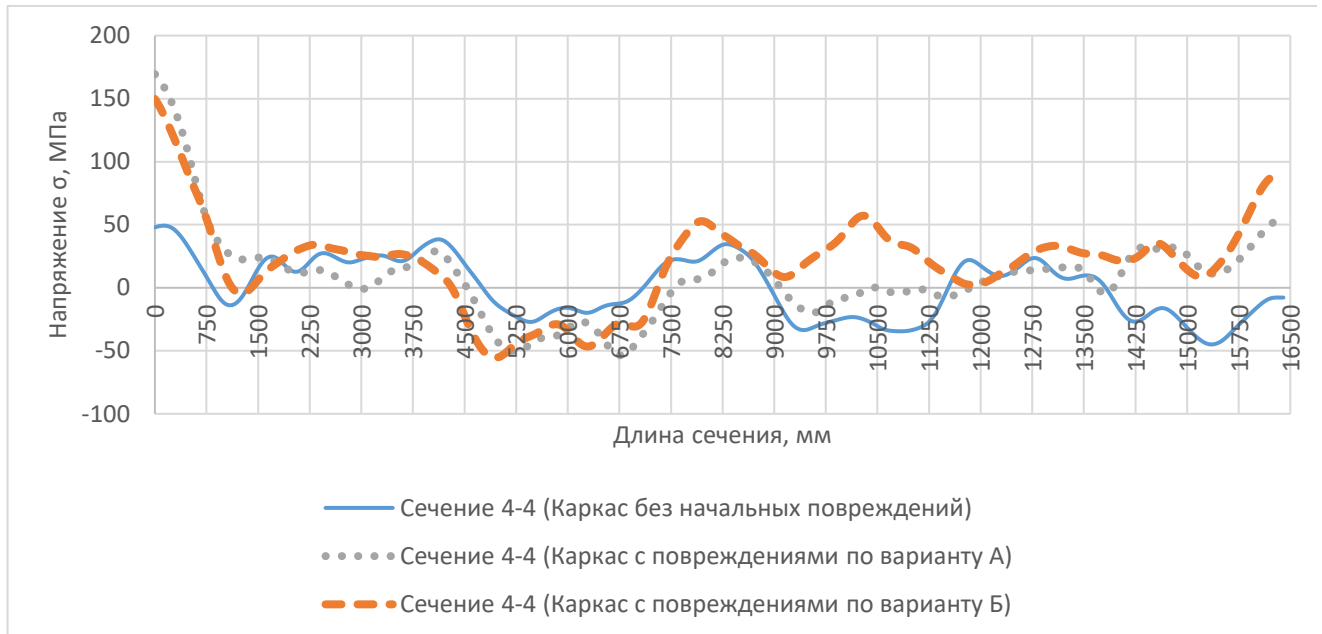


Рисунок 4.59 – Распределение напряжений (SF2) в направлении оси Y в элементах оболочек плиты перекрытия вдоль сечения 4-4

В сечении 5-5 начало сечения совпадает с осью 1, а конец с осью 4. Вдоль сечения 5-5 наблюдаются более высокие (в 1,5-2,0 раза) напряжения на крайних участках сечения у осей 1 и 4 для каркасов у которых имеются повреждения. На остальных участках наблюдается похожая схема распределения усилий, между каркасами с повреждениями по варианту А и Б. За исключением крайних участков каркасы без повреждений и с повреждениями имеют похожую схему распределения напряжений, связанную с более высокими по модулю значениями напряжений в поврежденных каркасах. Превышение напряжений составляет порядка 5-10% для каркасов с повреждениями по варианту А и порядка 15-20% для каркаса с повреждениями по варианту Б.

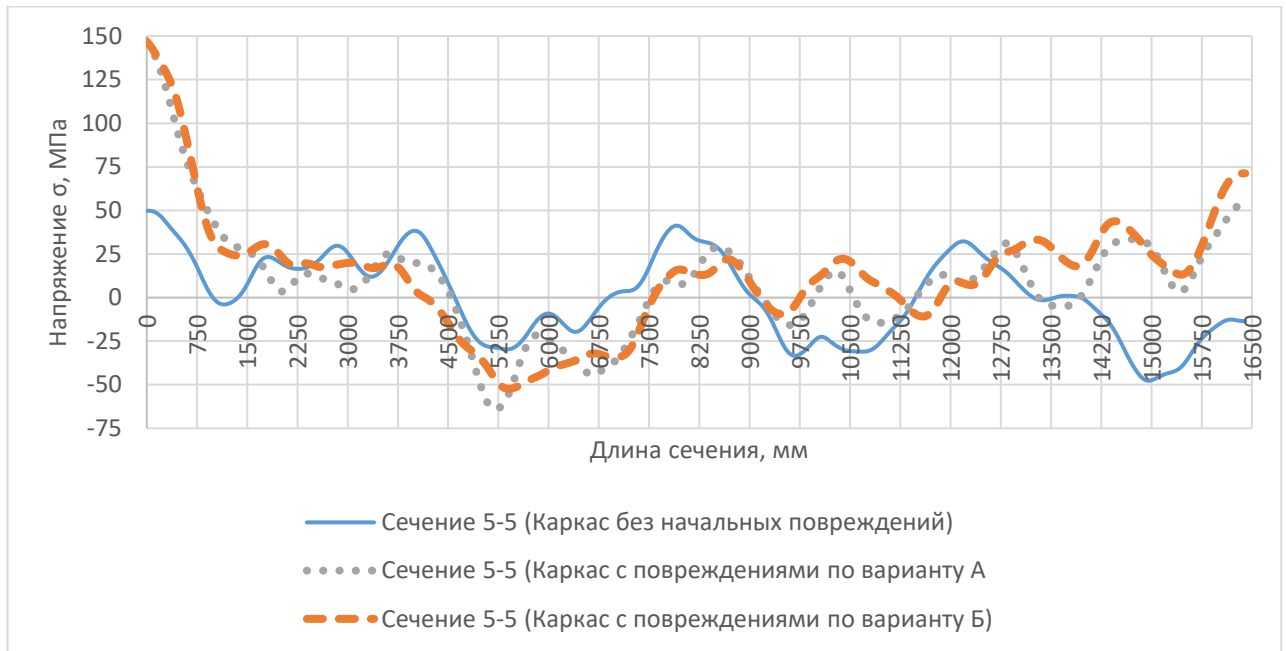


Рисунок 4.56 – Распределение напряжений (SF2) в направлении оси Y в элементах оболочек плиты перекрытия вдоль сечения 5-5

Анализируя работу элементов типа оболочек, можно отметить, что наличие любого уровня повреждений приводит к увеличению растягивающих усилий в пролетной части плиты перекрытия в среднем на 15-20%. При этом при наличии нескольких участков с повреждениями происходит дополнительное догружение ближайшей пролетных участков плиты перекрытия в зоне наличия повреждений.

Выводы по главе 4

1. Выполнена экспериментальная верификация параметров конечно-элементной модели, позволяющая с удовлетворительной точностью моделировать напряженно-деформированное состояние железобетонных каркасов зданий с подробной оценкой прочности узлов сопряжения колонны и плиты.

2. Выполнено численное моделирование локальных повреждений узлов сопряжения колонны и плиты перекрытия, формирующихся на этапе эксплуатации зданий в объемной постановке.

3. Разработан подход моделирования напряженно-деформированного состояния каркаса здания с безбалочными перекрытиями на основе уровневой детализации конструктивных элементов.

4. Разработан подход воспроизведения аварийных воздействий в виде исключения элементов зданий за конечное время для использования в прямом динамическом методе расчета.

5. Выполнен анализ степени опасности аварийных воздействий, связанных с исключением опор при наличии повреждений узла сопряжения колонны и плиты перекрытия различного уровня. Установлено, что наличие повреждений в зоне узла сопряжения колонны и плиты перекрытия может привести к перераспределению опорных реакций и их увеличению до 30% на участках без начальных повреждений. В результате происходит изменение напряженно-деформированного состояния системы в связи с ростом растягивающих напряжений на приопорных участках на 15-30%, а также увеличение растягивающих напряжений в пролетной части на 15-20%.

6. По результатам расчета, установлено, что комбинация повреждений в двух зонах, связанная с наличием повреждений в диагональном направлении от удаляемой колонны, наиболее опасна. Так как в данном случае происходит провисание плиты перекрытия в двух направлениях с высокой вероятностью её разрушения.

7. Напряженно-деформированное состояние узлов сопряжения колонны и плиты железобетонных каркасов зданий при аварийных воздействиях показал, что требуется формирование конструктивных решений узлов, расположенных в торцевых и угловых зонах монолитного перекрытия. Необходимы дополнительные конструктивные мероприятия для повышения прочности этих узлов на продавливание на 10-15%, а также дополнительные конструктивные мероприятия по пропуску не менее 2-ух фоновых стержней продольной арматуры плиты через зону опирания.

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 смежных узлов в 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

Дальнейшее развитие темы связано с исследованием влияния сценариев начальных локальных повреждений первого и второго уровня как в пределах одного этажа, так и на разных этажах, исследованием влияния повреждений в группе вертикальных элементов на перераспределение напряжений в монолитных каркасах. А также исследованием методов усиления и восстановления несущей способности узловых соединений, надежности и долговечности конструктивных систем зданий.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. 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.
2. Алмазов, В. О. Проблемы прогрессирующего разрушения / В. О. Алмазов // Строительство и реконструкция. – 2014. – № 6(56). – С. 3-10.
3. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / А. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1984. – 773 с.
4. Белостоцкий, А. М. Математическое моделирование техногенной безопасности ответственных строительных объектов и комплексов мегаполисов часть 1: Актуальность вопроса и основные проблемы моделирования / А. М. Белостоцкий, В. Н. Сидоров, П. А. Акимов // Вестник МГСУ. – 2010. – № 4-5. – С. 197-203.
5. Белостоцкий, А. М. Математическое моделирование техногенной безопасности ответственных строительных объектов и комплексов мегаполисов часть 2: Современные методы моделирования, некоторые сведения и рекомендации / А.М. Белостоцкий, В.Н. Сидоров, П.А. Акимов // Вестник МГСУ. – 2010. – №. 4-5. – С. 204-209.
6. Болгов, А. Н. Работа узлов сопряжения колонн из высокопрочного бетона с перекрытием в монолитных зданиях с рамно-связевой системой: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Болгов Андрей Николаевич. – М., 2005. – 151 с.
7. Болгов, А. Н. Продавливание крайних узлов сопряжения плита - колонна, усиленных вклеенной поперечной арматурой / А. Н. Болгов, А. З. Сокуров, Д. В. Алексеенко // Бетон и железобетон. – 2013. – № 3. – С. 11-14.
8. Болгов, А. Н. Продавливание промежуточных узлов сопряжения плита - колонна, усиленных вклеенной поперечной арматурой / А. Н. Болгов, А. З. Сокуров, Д. В. Алексеенко // Бетон и железобетон. – 2014. – № 3. – С. 10-13.

9. Бондаренко, В. М. Некоторые результаты анализа и обобщения научных исследований по теории конструктивной безопасности и живучести // Строительство и реконструкция. – 2012. – № 4. – Некоторые результаты анализа и обобщения научных исследований по теории конструктивной безопасности и живучести / В. М. Бондаренко, Н. В. Ключева, В. И. Колчунов, Н. Б. Андросова // Строительство и реконструкция. – 2012. – № 4(42). – С. 3-16.
10. Бондаренко, В. М. Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – № 2. – С. 28-31.
11. Варданын, Г.С. Сопротивление материалов с основами теории упругости и пластичности / Г. С. Варданын, В. И. Андреев, Н. М. Атаров, А. А. Горшков – М.: Стройиздат, 1995. – 573 с.
12. Галяутдинов, З. Ш. Численное исследование работы железобетонных плит в зоне продавливания / З. Ш. Галяутдинов // Градостроительство и архитектура. – 2021. – Т. 11, № 3(44). – С. 4-13.
13. Гвоздев, А. А. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций: монография / А. А. Гвоздев – М.: Стройиздат, 1978. – 158 с.
14. Жарницкий, В. И. Механизм разрушения железобетонных балок по наклонным сечениям при действии особых нагрузок / В. И. Жарницкий, С. О. Курнавина // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. – 2017. – № 2(368). – С. 150-155.
15. Залесов, А.С. Сопротивление железобетонных элементов при действии поперечных сил. Теория и новые методы расчета прочности: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Залесов Александр Сергеевич. –М., 1979. —358 с.
16. Залесов, А.С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил / А. С. Залесов, Ю. А. Климов – К.: Будивэльнык, 1989. – 104 с.
17. Зенин, С. А. Прочность на продавливание плоских плит перекрытий в зонах опирания на торцы стен / С. А. Зенин, А. Н. Болгов, А. З. Сокуров, О. В. Кудинов // Бетон и железобетон. – 2022. – № 2(610). – С. 35-40.

18. Истомин, А. Д. Экспериментальные исследования продавливания монолитных плит колоннами прямоугольного сечения / А. Д. Истомин // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования: Сборник докладов Первой Национальной конференции, Москва, 30 сентября 2020 года. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2020. – С. 69-74.
19. Кабанцев, О. В. К выбору характеристик предельных состояний монолитных железобетонных несущих систем для режима прогрессирующего обрушения / О. В. Кабанцев, Б. Митрович // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. – 2018. – № 6(378). – С. 234-241.
20. Кабанцев, О. В. Численное моделирование плит большой толщины при продавливании / О. В. Кабанцев, С. Б. Крылов, С. В. Трофимов // Международный строительный конгресс. Наука. Инновации. Цели. Строительство : Сборник тезисов докладов, Москва, 11–13 апреля 2023 года. – Москва: АО «НИЦ «Строительство», 2023. – С. 44-46.
21. Качановский, С.Г. Сопротивление сплошных плит с поперечной арматурой действию концентрированной нагрузки: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Качановский Сергей Георгиевич. — М., 1982. – 188 с.
22. Клокова, Е. В. Выявление несущих конструкций каркаса здания, определяющих устойчивость здания против прогрессирующего обрушения / Е. В. Клокова, В. С. Федоров, В. Д. Кудрявцева // Матрица научного познания. – 2021. – № 4-1. – С. 46-54.
23. Кодыш, Э. Н. Расчетная модель для проектирования несущих систем и элементов / Э. Н. Кодыш, А. Н. Мамин, Т. В. Долгова // Жилищное строительство. – 2003. – № 11. – С. 9-15.
24. Колчунов, В. И. Сопротивление пространственных узлов сопряжения железобетонных каркасов многоэтажных зданий при запроектных воздействиях / В. И. Колчунов, Н. В. Ключева, А. С. Бухтиярова // Строительство и реконструкция. – 2011. – № 5(37). – С. 21-32.

25. Коровин, Н. Н. Продавливание свайных ростверков колоннами / Н. Н. Коровин, В. Н. Голосов // Труды НИИЖБ. – 1974. - №10. - С. 25–40.
26. Коровин, Н.Н. Продавливание фундаментов колоннами / Н. Н. Коровин, А. В. Ступкин // Труды НИИЖБ. – 1974. – №10. – С.4–24.
27. Коровин, Н. Н. Продавливание толстых плит / Н. Н. Коровин, А. Ю. Голубев // Бетон и железобетон. – 1989. – №. 11. – С. 20-23.
28. Маилян, Д. Р. Пути совершенствования конструктивных решений и методов расчёта железобетонных конструкций / Д. Р. Маилян, А. М. Блягоз // Строительство и архитектура - 2021 : Материалы Международной научно-практической конференции, Ростов-на-Дону, 19–23 апреля 2021 года / Министерство науки и высшего образования Российской Федерации, Донской государственный технический университет. – Ростов-на-Дону: Донской государственный технический университет, 2021. – С. 111-112.
29. Мамин, А. Н. Реализация дискретно-связевой расчетной модели в плоскостных конечных элементах / А. Н. Мамин, Э. Н. Кодыш, А. В. Рэуцу // Вестник МГСУ. – 2013. – № 11. – С. 58-69.
30. Митрович, Б. Разработка деформационных критериев предельных состояний монолитных железобетонных зданий при прогрессирующем разрушении: дис. ... канд. техн. наук: 2.1.1. / Божидар Митрович. — М., 2021. — 184 с.
31. Мкртычев, О. В. Оценка сейсмостойкости здания с сейсмозащитой в виде резинометаллических опор / О. В. Мкртычев, А. А. Бунов // Вестник МГСУ. – 2013. – № 8. – С. 21-28.
32. Мордич, А. И. О влиянии рабочей арматуры железобетонных плит на их сопротивление продавливанию / А. И. Мордич, В. Н. Белевич, Д. И. Навой, Д. М. Мордич // Вестник Белорусского национального технического университета. – 2007. – № 6. – С. 5-17.
33. Петров, А. Н. Экспериментальное исследование бетона при нагружении сжатием и срезом / А. И. Петров // Бетон и железобетон. – 1965. – №. 11. – С. 34-37.

34. Пекин, Д. А. Влияние изгиба на механизм продавливания опорной зоны железобетонной плиты / Д. А. Пекин // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – № 10. – С. 20-28.
35. Попов, О. Н. Нелинейные задачи расчёта пологих оболочек и пластин с разрывными параметрами / О. Н. Попов, А. В. Радченко // Механика композиционных материалов и конструкций. – 2004. – Т. 10, № 4. – С. 545-565.
36. Расторгуев, Б. С. Расчет несущих конструкций монолитных железобетонных зданий на прогрессирующее разрушение с учетом динамических эффектов / Б. С. Расторгуев, А. И. Плотников // Сборник научных трудов Института строительства и архитектуры МГСУ. Том Выпуск 1. – Москва : Московский государственный строительный университет, 2008. – С. 68-75.
37. Сергиевский, А.Д. О расчетах плит на продавливание / А. Д. Сергиевский // Бетон и железобетон. 1962. – №6. – с. 20-27.
38. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.
39. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М.: ФАУ «ФЦС», 2018. – 124 с.
40. СП 88.13330.2014 Защитные сооружения гражданской обороны. Актуализированная редакция СНиП 2-11-77*. – М.: ФАУ «ФЦС», 2014. – 115 с.
41. СП 296.1325800.2017 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. Изменение 2 – М.: ФАУ «ФЦС», 2017. – 22 с.
42. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения. Изменение 2. – М.: ФАУ «ФЦС», 2018 – 21 с.
43. Симаков О.А. Оценка влияния параметров вертикальных несущих конструкций высотного здания на динамические характеристики здания / А. А. Семенов, О. А. Симаков // Дни студенческой науки: Сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов

института промышленного и гражданского строительства, Москва, 27 февраля – 03 2023 года. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2023. – С. 143-145.

44. Силантьев, А. С. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с учетом влияния продольного армирования: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Силантьев Александр Сергеевич. – М., 2012. – 257 с.

45. Соколов, Б. С. Теоретические основы методики расчета штепсельных стыков железобетонных конструкций зданий и сооружений / Б. С. Соколов // Жилищное строительство. – 2016. – № 3. – С. 60-63.

46. Сокуров, А. З. Продавливание плоских железобетонных плит перекрытия, усиленных поперечной арматурой: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Сокуров Алим Зуберович. – М., 2015. – 155 с.

47. Тамразян, А. Г. Научные основы оценки риска и обеспечения безопасности железобетонных конструкций, зданий и сооружений при комбинированных особых воздействиях / А. Г. Тамразян // Вестник НИЦ Строительство. – 2018. – № 1(16). – С. 106-114.

48. Тамразян, А. Г. Учет рисков при проектировании железобетонных конструкций / А. Г. Тамразян, А. В. Алексейцев, С. Г. Парфенов, О. П. Полтавская // Инновации в строительстве : Материалы международной научно-практической конференции (к 90-летию БГИТУ), Брянск, 05–07 декабря 2019 года / Редколлегия: И.Н. Серпик [и др.]. – Брянск: Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Брянский государственный инженерно-технологический университет", 2019. – С. 257-261.

49. Тамразян, А. Г. Современные методы оптимизации конструктивных решений для несущих систем зданий и сооружений / А. Г. Тамразян, А. В. Алексейцев // Вестник МГСУ. – 2020. – Т. 15, № 1. – С. 12-30.

50. Тамразян, А. Г. Ресурс живучести - основной критерий проектных решений высотных зданий / А. Г. Тамразян // Жилищное строительство. – 2010. – № 1. – С. 15-18.

51. Тамразян, А. Г. Расчет большепролетной конструкции на аварийные воздействия методами нелинейной динамики / А. Г. Тамразян, О. В. Мкртычев, В. Б. Дорожинский // Научно-технический вестник Поволжья. – 2012. – № 5. – С. 331-334.
52. Тамразян, А. Г. К расчету плоских железобетонных перекрытий при локальном приложении нагрузки / А. Г. Тамразян, И. К. Манаенков // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения. – 2017. – № 1. – С. 156-161.
53. Тамразян, А. Г. К анализу узла сопряжения монолитных плит и колонн при продавливании / А. Г. Тамразян // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения : Материалы Международных академических чтений, Курск, 18 ноября 2020 года / Под редакцией С.И. Меркулова. – Курск: Закрытое акционерное общество "Университетская книга", 2020. – С. 101-109.
54. Тамразян, А. Г. Живучесть как степень работоспособности конструкций при повреждении / А. Г. Тамразян // Промышленное и гражданское строительство. – 2023. – № 7. – С. 22-28.
55. Травуш, В.И. Живучесть конструктивных систем сооружений при особых воздействиях / В. И. Травуш, Н. В. Федорова // Инженерно-строительный журнал. 2018. № 5(81). С. 73–80.
56. Травуш, В. И. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений / В. И. Травуш, В. И. Колчунов, Н. В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство. – 2015. – № 3. – С. 4-11.
57. Трекин, Н. Н. Экспериментально-теоретическое исследование прочности плит на продавливание / Н. Н. Трекин, Д. Ю. Саркисов, С. В. Трофимов [и др.] // Вестник МГСУ. – 2021. – Т. 16, № 8. – С. 1006-1014.
58. Трекин, Н. Н. Несущая способность монолитных железобетонных плит на продавливание при статическом и динамическом нагружении / Н. Н. Трекин, Д. Ю. Саркисов, В. В. Крылов [и др.] // Строительство и реконструкция. – 2022. – № 5(103). – С. 67-79.

59. Тур, В. В. Оценка рисков конструктивных систем в особых расчетных ситуациях / В. В. Тур // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F. Строительство. Прикладные науки. – 2009. – № 6. – С. 2-14.
60. Туснин, А. Р. Зависимость коэффициента динамичности от жесткости ферм при разных видах локальных разрушений / А. Р. Туснин, М. П. Бергер // Вестник МГСУ. – 2023. – Т. 18, № 2. – С. 202-217.
61. Федеральный закон №384 Технический регламент о безопасности зданий и сооружений: принят Гос. Думой 23 дек. 2009 г.: офиц. текст. - М., 2009. – 33 с.
62. Федорова, Н. В. Статико-динамическое деформирование монолитных железобетонных каркасов зданий в предельных и запредельных состояниях / Н. В. Федорова, П. А. Кореньков // Строительство и реконструкция. – 2016. – № 6(68). – С. 90-100.
63. Федорова, Н. В. Анализ особенностей сопротивления прогрессирующему обрушению конструктивных систем зданий и сооружений при внезапных структурных перестройках: аналитический обзор научных исследований / Н. В. Федорова, С. Ю. Савин // Строительство и реконструкция. – 2021. – №. 3. – С. 76-108.
64. Федорова, Н. В. Определение параметров статико- динамического деформирования бетона / Н. В. Федорова, М. Д. Медянкин, О. Б. Бушова // Промышленное и гражданское строительство. – 2020. – № 1. – С. 4-11.
65. Филатов, В. Б. Особенности образования и развития наклонных трещин в зоне продавливания железобетонных плит / В. Б. Филатов, З. Ш. Галяутдинов // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство и строительные технологии : Сборник статей 80-ой Юбилейной всероссийской научно-технической конференции, Самара, 17–22 апреля 2023 года / Под редакцией М.В. Шувалова, А.А. Пищулева, А.К. Стрелкова. – Самара: Самарский государственный технический университет, 2023. – С. 118-127.
66. Филатов, В. Б. Экспериментальные исследования прочности плоских железобетонных плит при продавливании / В. Б. Филатов, Е. П. Бубнов // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. – № 2. – С. 86-91.

67. Фишера, М. Ф. Исследование безбалочных бескапителных перекрытий, возводимых методом подъема, для многоэтажных промышленных зданий: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Фишера Марина Федоровна. – М., 1971. – 138 с.
68. Юрьев, А. Г. Механика деформируемого твердого тела / А. Г. Юрьев, Н. А. Смоляго, И. Р. Серых. – Белгород : Белгородский государственный технологический университет им. В.Г. Шухова, 2020. – 194 с.
69. Abaqus Documentation Information: Abaqus/CAE User's Manual. Creating and analyzing a model using the Abaqus/CAE modules. The Step Module. Configuring analysis procedures / Dassault Systems Simulia Corp., Providence, RI, USA, 2013. - p. 840
70. Abaqus Documentation: Abaqus Analysis User's manual. Materials. Other plasticity models. Concrete. Concrete damaged plasticity. Postfailure stress-strain relation / Dassault Systems Simulia Corp., Providence, RI, USA, 2013. - p. 460
71. Abaqus Documentation Information: Abaqus Theory manual. Procedures. Nonlinear solution methods, Nonlinear dynamics / Dassault Systems Simulia Corp., Providence, RI, USA, 2013. - p. 460
72. Abbasnia, R. A theoretical method for calculating the compressive arch capacity of RC beams against progressive collapse / R. Abbasnia, F. M. Nav // Structural Concrete. – 2016. – V. 17. – №. 1. – P. 21-31.
73. ACI 318-19 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. – М.: American Concrete Institute, 2019. – 626 p.
74. Adam, J. M. Using numerical models for the analysis of structural failures / J. M. Adam // IF CRASC. – 2017. – V. 2 - p. 3-12
75. Adam, J. M. Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century / J. M. Adam // Engineering Structures. – 2018. – V. 173. – P. 122-149.
76. Alogla, K. A new mitigation scheme to resist progressive collapse of RC structures / K. Alogla, L. Weekes, L. Augustus-Nelson // Construction and Building Materials. – 2016. – V. 125. – P. 533-545.

77. Alogla, K. Theoretical assessment of progressive collapse capacity of reinforced concrete structures / K. Alogla, L. Weekes, L. Augustus-Nelson //Magazine of Concrete Research. – 2017. – V. 69 – P. 145-162.
78. Arup, G. Review of international research on structural robustness and disproportionate collapse. /G. Arup – London, Department for Communities and Local Government, 2011. – 200 p.
79. Bao, Y. Macromodel-based simulation of progressive collapse: RC frame structures / Y. Bao //Journal of Structural Engineering. – 2008. – V. 134. – No. 7. – P. 1079-1091.
80. Bao, Y. Simplified progressive collapse simulation of RC frame–wall structures / Y. Bao, S. K. Kunnath //Engineering Structures. – 2010. – V. 32. – No. 10. – P. 3153-3162.
81. Birkle, G. Punching of Flat Slabs: The Influence of Slab Thickness and Stud Layout: PhD thesis – C., 2004. – 217 p.
82. Botte, W. Influence of design parameters on tensile membrane action in reinforced concrete slabs / W. Botte //Structural Engineering International. – 2015. – V. 25. – No. 1. – P. 50-60.
83. Collings, D. A review of arching and compressive membrane action in concrete bridges / D. Collings, J. Sagaseta //Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Bridge Engineering. – Thomas Telford Ltd. – 2016. – V.169. – No. 4. – P. 271-284.
84. Duarte, M.V. Strengthening of flat slabs with transverse reinforcement by introduction of steel bolts using different approaches / M. V. Duarte, M. G. Micael, A. P. Ramos // Engineering Structures. – 2012. – V. 44 – p. 63-77.
85. Ebrahimi, A. H. Numerical investigation of the progressive collapse of steel structures due to plan irregularities / A. H. Ebrahimi, P. Martinez-Vazquez, C. C. Baniotopoulos //9th International Conference on Computational Mechanics GRACM. – 2018.
86. Einpaul, J. Punching shear capacity of continuous slabs / J. Einpaul, C. E. Ospina, M. F. Ruiz, A. Muttoni // ACI Structural Journal – 2016. – P. 861-872.

87. Einpaul, J. Punching strength of continuous flat slabs: PhD thesis – L., 2016. – 343 p.
88. El-Tawil, S. Computational simulation of gravity-induced progressive collapse of steel-frame buildings: Current trends and future research needs / S. El-Tawil, H. Li, S. Kunnath // *Journal of Structural Engineering*. – 2014. – V. 140. – No. 8. – C. A2513001 p.12 - 21.
89. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings: official text. – E.: European Standard, 2014. – 227 p.
90. Fedorova, N. Industrial constructive system of civil buildings of increased survivability / Fedorova, N., Tamrazyan, A., Korenkov, P. // *E3S Web of Conferences*. – 2009 – V. 97 – No. 04003
91. Fernández Ruiz, M. Post-punching behavior of flat slabs / M. Fernández Ruiz, Y. Mirzaei, A. Muttoni // *ACI Structural Journal*. – 2013. – T.110. – P. 801-812.
92. Gagan, B. M. Progressive collapse analysis of atypical reinforced concrete framed structure / B. M. Gagan, S. G. Nayak // *International journal of engineering research and technology*. – 2019. – No. 8. – P. 532-535.
93. Gardner, N. J. Lessons from the Sampoong department store collapse / N. J. Gardner, J. Huh, L. Chung // *Cement and Concrete Composites*. – 2002. – V. 24. – No. 6. – P. 523-529.
94. Gouverneur, D. Experimental investigation of the load–displacement behaviour under catenary action in a restrained reinforced concrete slab strip / D. Gouverneur, R. Caspeele, L. Taerwe // *Engineering structures*. – 2013. – V. 49. – P. 1007-1016.
95. GSA Alternate path analysis and design guidelines for progressive collapse resistance, Revision 1. – W.: American Concrete Institute, 2016. – 203 p.
96. Guandalini, S. Punching tests of slabs with low reinforcement ratios / S. Guandalini, O. Burdet, A. Muttoni // *ACI Structural Journal*. – 2009. – V. 106. – P. 87-95.
97. Habibi, F. Assessment of CSA A23. 3 structural integrity requirements for two-way slabs / F. Habibi, E. Redl, M. Egberts, W. Cook, D. Mitchell // *Canadian Journal of Civil Engineering*. – 2012. – V. 39. – № 4. – P. 351-361.

98. Jian, H. Simplified models of progressive collapse response and progressive collapse-resisting capacity curve of RC beam-column substructures / H., Jian, Y. Zheng, //Journal of Performance of Constructed Facilities. – 2014. – V. 28. – № 4. – P. 04014008 - 04014012.
99. Kai, Q. Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column / Q. Kai, B. Li //ACI Struct. J. – 2012. – V. 109. – № 6. – P. 845-855.
100. Keyvani, L. Compressive membrane action in progressive collapse resistance of RC flat plates / L. Keyvani, M. Sasani, Y. Mirzaei //Engineering structures. – 2014. – V. 59. – P. 554-564.
101. Khandelwal, K. Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis / K. Khandelwal, S. El-Tawil //Engineering Structures. – 2011. – V. 33. – No. 9. – P. 2653-2661.
102. Kokot, S. Static and dynamic analysis of a reinforced concrete flat slab frame building for progressive collapse / S. Kokot, A. Anthoine, P. Negro, G. Solomos //Engineering Structures. – 2012. – V. 40. – P. 205-217.
103. Kunnath, S. K. Advances in computational simulation of gravity-induced disproportionate collapse of RC frame buildings / S. K. Kunnath, Y. Bao, S. El-Tawil //Journal of Structural Engineering. – 2018. – V. 144. – № 2. – P. 03117003.
104. Kwasniewski, L. Nonlinear dynamic simulations of progressive collapse for a multistory building. / L. Kwasniewski //Engineering Structures. – 2010. – V. 32. – № 5. – P. 1223-1235.
105. Park R., Gamble W. L. Reinforced concrete slabs. / R. Park, W. L. Gamble. –New York: John Wiley & Sons, 1999 – 475 p.
106. Peng, Z. Experimental study of dynamic progressive collapse in flat-plate buildings subjected to an interior column removal //Journal of Structural Engineering. / Z. Peng, S. Orton, J. Liu, Y. Tian – 2018. – V. 144. – № 8. – P. 1-11.
107. Peng, Z. Experimental study of dynamic progressive collapse in flat-plate buildings subjected to exterior column removal //Journal of Structural Engineering. – 2017. – V. 143. – № 9. – P. 34-47.

108. Li, Y. An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures / Y. Li, X. Lu, H. Guan, L. Ye //Engineering Structures. – 2011. – V. 33. – № 10. – P. 2931-2942.
109. Lips, S. Experimental investigation on punching strength and deformation capacity of shear-reinforced slabs / S. Lips, F. M. Ruiz, A. Muttoni //ACI Structural Journal. – 2012. – V. 109. –P. 889-900.
110. Liu J. et al. Resistance of flat-plate buildings against progressive collapse. I: Modeling of slab-column connections //Journal of Structural Engineering. – 2015. – V. 141 (12). – № 015053.
111. Liu, J. Resistance of flat-plate buildings against progressive collapse. II: system response / J. Liu, Y. Tian, S. L. Orton //Journal of Structural Engineering. – 2015. – V. 141 (12). – № 04015054.
112. Lu, X. Progressive collapse analysis of a typical super-tall reinforced concrete frame-core tube building exposed to extreme fires / X. Lu, Y. Li, H. Guan, M. Ying //Fire technology. – 2017. – V. 53. – P. 107-133.
113. Melo, G. Post-punching resistance of connections between flat slabs and interior columns / G. Melo, P.E. Regan //Magazine of Concrete Research. – 1998. – V. 50. – № 4. – P. 319-327.
114. Micallef, K. Assessing punching shear failure in reinforced concrete flat slabs subjected to localised impact loading / K. Micallef, J. Sagaesta, M. F. Ruiz, A. Mutoni //International Journal of Impact Engineering. – 2014. – V. 71. – P. 17-33.
115. Mitchell, D. Preventing progressive collapse of slab structures / D. Mitchell, W. D. Cook //Journal of Structural Engineering. – 1984. – V. 110. – № 7. – P. 1513-1532.
116. Mitchell, D. Controversial issues in the seismic design of connections in reinforced concrete frames / D. Mitchell //Special Publication. – 1995. – V. 157. – P. 75-96.
117. Mohajeri, N. F. Theoretical resistance of RC frames under the column removal scenario considering high strain rates / N. F. Mohajeri, R. Abbasnia, O. Rashidian, N. Usefi // Journal of Performance of Constructed Facilities. – 2016. – V. 30(5). – № 04016025.

118. Mohajeri, N F., Analytical investigation of reinforced concrete frames under middle column removal scenario / N. F. Mohajeri, R. Abbasnia, O. Rashidian, N. Usefi // *Advances in Structural Engineering*. – 2018. – V. 21. – № 9. – P. 1388-1401.
119. Muttoni, A. Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement / A. Muttoni // *ACI structural Journal*. – 2008. – V. 105. – №4 – P. 440-450.
120. Muttoni, A. Structural safety of parking garages / A. Muttoni A., M.F. Ruiz, A. Fürst A. // *Swiss Society of Engineers and Architects*. – 2008. – V. 105. - №16. – P.19-31.
121. Olmati, P. Simplified reliability analysis of punching in reinforced concrete flat slab buildings under accidental actions / P. Olmati, J. Sagaesta, D. Cormie // *Engineering Structures*. – 2017. – V. 130. – P. 83-98.
122. Qian K., Li B., Ma J. X. Load-carrying mechanism to resist progressive collapse of RC buildings // *Journal of Structural Engineering*. – 2015. – V. 141(2). – № 04014107.
123. Regan P. E. Catenary action in damage concrete structures / P. E. Regan // *Special Publication*. – 1975. – V. 48. – P. 191-224.
124. Russell J. M., Owen J. S., Hajirasouliha I. Experimental investigation on the dynamic response of RC flat slabs after a sudden column loss / J. M. Russell, J. S. Owen, I. Hajirasouliha // *Engineering Structures*. – 2015. – V. 99. – P. 28-41.
125. Russell, J. M. Progressive collapse of reinforced concrete flat slab structures: PhD thesis – N., 2015 – 242 p.
126. Sadek, F. Robustness of composite floor systems with shear connections: Modeling, simulation, and evaluation / F. Sadek, S. El-Tawil, H.S. Lew // *Journal of Structural Engineering*. – 2008. – V. 134. – № 11. – P. 1717-1725.
127. Schellhammer, J. Another look at the collapse of Skyline Plaza at Bailey's Crossroads, Virginia / J. Schellhammer, N. J. Delatte, P. A. Bosela // *Journal of performance of constructed facilities*. – 2013. – V. 27. – № 3. – P. 354-361.
128. Tamrazyan, A.G. Calculation of reinforced concrete plates with hole at long-term loading / A. G. Tamrazyan // *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. – 2018. – V. 365 (5). - № 052021.

129. Tamrazyan, A. G. Reduce of bearing strength of the bent reinforce-concrete elements on a sloping section with the corrosive damage of transversal armature // A. G. Tamrazyan, D. Popov // *Matec web of conferences*. – 2017. – V. 117. – №00162.
130. Thampy, A. Assessment of Progressive Collapse Potential in Regular and Irregular RC Structures Using Linear Static Analysis / A. Thampy, H. Paulose // *International Journal of Advance Engineering and Research Development*. – 2017. – V. 4. – №. 6.
131. Yi, W. J. Progressive collapse performance of RC flat plate frame structures / W. J. Yi, F. Z. Zhang, S. K. Kunnath // *Journal of Structural Engineering*. – 2014. – V. 140(9). – № 04014048.
132. UFC 4-023-03 Design Of Buildings To Resist Progressive Collapse, Revision 3. – W.: American Concrete Insitute, 2016. – 245 p.
133. Ulaeto, N. Numerical modelling of symmetric and asymmetric punching and post-punching shear responses of RC flat slabs / N. Ulaeto, J. Sagaseta // *11th European LS-DYNA Conference Proceedings*. – 2017. – P. 16 – 29.
134. Vlassis, A. G. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss—Part II: APlication / A. G. Vlassis, B. A. Izzuddin, Elghazouli A. Y. // *Engineering Structures*. – 2008. – V. 30. – № 5. – P. 1424-1438.
135. Wahalathantri, B. A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS / B. Wahalathantri, D. Thambiratnam, T. Chan // *Proceedings of the first international conference on engineering, designing and developing the built environment for sustainable wellbeing*. Queensland University of Technology. – 2011. – P. 260-264.
136. Wang W. Performance of practical beam-to-SHS column connections against progressive collapse / W. Wang, C. Fang, X. Qin, Y. Chen // *Engineering Structures*. – 2016. – V. 106. – P. 332-347.
137. Wood, J. G. Pipers row car park collapse: Identifying risk / J. G. Wood // *Concrete*. – 2003. – V. 37. – № 9. – P. 17-28.
138. Yu, J. Analytical model for the capacity of compressive arch action of reinforced concrete sub-assemblages / Yu J., Tan, K. H. // *Magazine of Concrete Research*. – 2014. – V. 66. – № 3. – P. 109-126.

139. Yi, W. J. Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures / W. J. Yi, Q. F. He, Y. Xian, S. Kunnath //ACI Structural Journal. – 2008. – V. 105. – № 4. – P. 433-439.
140. Yu, J. Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of reinforced concrete beam column sub-assemblages / J. Yu, K. H. Tan //Engineering Structures. – 2013. – V. 55. – P. 90-106.
141. Yu, J. Special detailing techniques to improve structural resistance against progressive collapse / J. Yu, K. H. Tan //Journal of Structural Engineering. – 2014. – V. 140. – № 3. – P. 1-17.

ПРИЛОЖЕНИЕ А. ПРИМЕР РАСЧЕТА

Для проверки предложенной методики произведен расчет узлов сопряжения колонны и плиты, при наличии центрально приложенной продольной силы и при приложении продольной силы с эксцентриситетом по данным из главы 2. Дальнейшее сравнение полученных данных по предлагаемой методике, нормативной методике и результатам испытаний представлено в пункте 3.2.

В момент разрушения конструкции от продавливания в ней накапливаются повреждения, соответствующие второму уровню повреждений. Предельное усилие, воспринимаемое бетоном при действии сосредоточенной продольной силы равно:

$$F_{b,ult} = \sum_{i=1}^4 \left(A_{H\Pi i} \cdot R_{sh} + (A_{\Pi i} - A_{\Pi i, dam}) \cdot R_{sh} \right)$$

Определим относительную высоту сжатой зоны:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{435 \cdot 703,7}{22,7 \cdot 1400} = 10,0 \text{ мм.}$$

В первой итерации примем угол наклона $\alpha = 45^\circ$:

$$d = \frac{x}{\cos(\alpha)} = \frac{10}{\cos(45^\circ)} = 14,1 \text{ мм}$$

$$e = x \cdot \text{ctg}(\alpha) = 10,0 \cdot \text{ctg}(45^\circ) = 10,0 \text{ мм}$$

$$f = g - d$$

$$f = \frac{h_0}{\sin(\alpha)} - \frac{x}{\sin(\alpha)} = \frac{h_0 - x}{\sin(\alpha)} = \frac{92 - 10,0}{\sin(45)} = 116,0 \text{ мм}$$

$$j = h_0 \cdot \text{ctg}(\alpha) = 92,0 \cdot \text{ctg}(45^\circ) = 92,0 \text{ мм}$$

Определим площади наклонных в зоне работы бетона на срез и на растяжение:

$$A_{H\Pi i} = \frac{1}{2} \cdot (b + b + 2 \cdot e) \cdot d$$

$$A_{H\Pi i} = \frac{1}{2} \cdot (200 + 200 + 2 \cdot 10) \cdot 14,1 = 2967 \text{ мм}^2$$

$$A_{\Pi i} = \frac{1}{2} \cdot [(b + 2 \cdot e) + (b + 2 \cdot j)] \cdot f$$

$$A_{\Pi i} = \frac{1}{2} \cdot [(200 + 2 \cdot 10) + (200 + 2 \cdot 92)] \cdot 116 = 35024 \text{ мм}^2$$

Определим площадь повреждений, которые накапливаются в сечении в момент наступления разрушения узла сопряжения колонны и плиты от продавливания. Данные повреждения будут соответствовать 2-ому уровню повреждений по предложенным уровням повреждений:

$$A_{\Pi i, \text{dam}} = 0,8 \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot 0,2 \cdot (h_0 - x) + 2 \cdot 0,1 \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot 0,3 \cdot (h_0 - x) + 2 \cdot (j - e) \cdot 0,1 \cdot (h_0 - x)$$

$$A_{\Pi i, \text{dam}} = 0,8 \cdot (200 + 2 \cdot 10) \cdot 0,2 \cdot (92 - 10) + 2 \cdot 0,1 \cdot (200 + 2 \cdot 10) \cdot 0,3 \cdot (92 - 10) + 2 \cdot (92 - 10) \cdot 0,1 \cdot (92 - 10)$$

$$A_{\Pi i, \text{dam}} = 5314 \text{ мм}^2$$

Тогда рабочая площадь растянутой грани с учетом наличия повреждений будет равна:

$$A_{\Pi i, \text{раб}} = A_{\Pi i} - A_{\Pi i, \text{dam}}$$

$$A_{\Pi i, \text{раб}} = 35024 - 5314 = 29710 \text{ мм}^2$$

Определим прочность на сдвиг. Для повышения надежности не учитывалось увеличение прочности сцепления в зависимости от степени ограничения деформаций бетона. (коэффициент k принимался равным 1)

$$R_{sh} = 2 \cdot R_{bt} \cdot k = 2 \cdot 1,9 \cdot 1 = 3,8 \text{ МПа.}$$

Тогда прочность на продавливание без наличия начальных повреждений определяется как:

$$F_{b, \text{ult}} = \sum_{i=1}^4 (A_{\Pi i} \cdot R_{sh} + A_{\Pi i, \text{раб}} \cdot R_{sh}) = \frac{4 \cdot (2967 \cdot 3,8 + 29710 \cdot 1,9)}{1000} = 272,0 \text{ кН}$$

Определим по предложенной методике предельный изгибающий момент, который может быть воспринят узлом сопряжения колонны и плиты перекрытия. Для этого представим его в виде суммы моментов сопротивления изгибу боковыми

поверхностями области продавливания и торцевой поверхностью по направлению действия момента.

Предположим, что изгибающий момент воспринимается поверхностью продавливания, в которой угол наклона поверхностей в сжатой зоне $\alpha=45^\circ$.

$$M_{b,ult} = M_1 + M_{2,dam}$$

M_1 – момент воспринимаемый боковыми гранями (П2, П4, НП2, НП4) из плоскости действия изгибающего момента (см. рисунок 3.22)

M_2 – момент, воспринимаемый торцевой гранью (П1, П3) по направлению действия изгибающего момента (см. рисунок 3.22)

$$M_1 = R_{sh} \cdot (W_{НП2} + W_{НП4}) + R_{sh} \cdot (W_{П2} + W_{П4})$$

Определим момент инерции наклонных боковых граней (НП2, П2, НП4, П4) относительно наиболее сжатой грани. Представим наклонную грань трапеции, работающую на срез в виде суммы моментов инерции прямоугольника (J_2) и 2-х треугольников (J_1, J_3):

$$J_{НП,2} = J_1 + J_2 + J_3$$

$J_1 = \frac{d \cdot e^3}{36} + A_1 \cdot x_c^2$ - момент инерции треугольного участка наклонной грани относительно наиболее сжатой грани;

$A_1 = \frac{1}{2} d \cdot e$ - площадь треугольного участка наклонной грани НП2;

x_c - расстояние от центра тяжести фигуры до наиболее сжатой грани узла сопряжения;

$J_2 = \frac{d \cdot b^3}{12} + A_2 \cdot x_c^2$ - момент инерции прямоугольного участка наклонной грани;

$A_2 = d \cdot b$ - площадь прямоугольного участка наклонной грани НП2;

$J_3 = \frac{d \cdot b^3}{12} + A_3 \cdot x_c^2$ - момент инерции треугольного участка наклонной грани

$A_3 = \frac{1}{2} d \cdot e$ - площадь треугольного участка наклонной грани НП2;

$$J_{\text{НП2}} = \frac{d \cdot e^3}{36} + \frac{1}{2} d \cdot e \cdot \left(j - \frac{e}{3} \right)^2 + \frac{d \cdot b^3}{12} + d \cdot b \cdot (0,5 \cdot b + j)^2 + \frac{d \cdot e^3}{36} + \frac{1}{2} d \cdot e \cdot \left(j + b + \frac{e}{3} \right)^2$$

$$J_{\text{НП2}} = \frac{14 \cdot 10^3}{36} + \frac{1}{2} \cdot 14 \cdot 10 \cdot \left(92 - \frac{10}{3} \right)^2 + \frac{14 \cdot 200^3}{12} + 14 \cdot 200 \cdot (0,5 \cdot 200 + 92)^2 + \\ + \frac{14 \cdot 10^3}{36} + \frac{1}{2} \cdot 14 \cdot 10 \cdot \left(200 + \frac{10}{3} + 92 \right)^2 = 120306132 \text{ мм}^4$$

Момент инерции относительно наиболее сжатой грани в сжатой зоне будет равен:

$$W_{\text{НП2}} = \frac{J_{\text{НП2}}}{b + 2 \cdot j}$$

$$W_{\text{НП2}} = \frac{120306132}{200 + 2 \cdot 92} = 313297 \text{ мм}^3$$

Определим момент инерции наклонного участка бетона в растянутой узла сопряжения:

$$J_{\text{П,2}} = J_4 + J_5 + J_6$$

$J_4 = \frac{f \cdot (j - e)^3}{36} + A_4 \cdot x_c^2$ - момент инерции треугольного участка наклонной грани относительно наиболее сжатой грани;

$A_4 = A_6 = \frac{1}{2} \cdot f \cdot (j - e)$ - площадь треугольного участка наклонной грани П2 в растянутой зоне;

x_c - расстояние от центра тяжести фигуры до наиболее сжатой грани узла сопряжения;

$J_6 = \frac{f \cdot (j - e)^3}{12} + A_6 \cdot x_c^2$ - площадь треугольного участка наклонной грани П2 в растянутой зоне;

$J_5 = \frac{f \cdot (b + 2 \cdot e)^3}{12} + A_5 \cdot x_c^2$ - момент прямоугольного участка наклонной грани

$A_5 = f \cdot (b + 2 \cdot e)$ – площадь прямоугольного участка наклонной грани П2 в растянутой зоне;

$$\begin{aligned}
 J_{П2} &= \frac{f \cdot (j - e)^3}{36} + \frac{1}{2} \cdot f \cdot (j - e) \cdot \left(\frac{2 \cdot (j - e)}{3} \right)^2 + \frac{f \cdot (b + 2 \cdot e)^3}{12} + f \cdot (b + 2 \cdot e) \cdot (j + 0,5 \cdot b)^2 \\
 &+ \frac{f \cdot (j - e)^3}{36} + \frac{1}{2} \cdot f \cdot (j - e) \cdot \left(\frac{(j - e)}{3} + b + j \right)^2 \\
 J_{П2} &= \frac{116 \cdot (92 - 10)^3}{36} + \frac{1}{2} \cdot 116 \cdot (92 - 10) \cdot \left(\frac{2 \cdot (92 - 10)}{3} \right)^2 + \frac{116 \cdot (200 + 2 \cdot 10)^3}{12} \\
 &+ 116 \cdot (200 + 2 \cdot 10) \cdot (92 + 0,5 \cdot 200)^2 + \frac{116 \cdot (92 - 10)^3}{36} + \\
 &+ \frac{1}{2} \cdot 116 \cdot (92 - 10) \cdot \left(\frac{(92 - 10)}{3} + 200 + 92 \right)^2 \\
 J_{П2} &= 1067084027 \text{ мм}^4
 \end{aligned}$$

Тогда момент инерции с учетом накопленных повреждений перед разрушением относительно наиболее сжатой грани в сжатой зоне будет равен:

$$W_{НП2} = \frac{J_{П2}}{b + 2 \cdot j}$$

$$W_{П2} = \frac{1067084027}{200 + 2 \cdot 92} = 2778865 \text{ мм}^3$$

Тогда предельный изгибающий момент, который может быть воспринят боковыми гранями будет равен:

$$M_1 = R_{sh} \cdot (W_{НП2} + W_{НП4}) + R_{sh} \cdot (W_{П2} + W_{П4}),$$

$$M_1 = 3,9 \cdot (313297 + 313297) + 1,9 \cdot (2778865 + 2778865) \cdot 10^{-6} = 13,0 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определим предельный изгибающий момент, который может быть воспринят торцевыми гранями:

$$M_2 = Q_{НП3} \cdot (b + 2 \cdot e) + Q_{П3,dam} \cdot (b + 2 \cdot j),$$

где Q – поперечная сила, воспринимаемая более растянутой зоной (плоскостями П3 и НП3, см. рисунок 3.22) в плоскости действия изгибающего момента:

$$Q_{НПЗ} = R_{sh} \cdot A_{НПЗ}$$

$$Q_{ПЗ} = R_{sh} \cdot A_{ПЗ,раб}$$

Площадь растянутой в направлении изгибающего момента поверхности с учетом накопленных повреждений будет равна

$$A_{ПЗ,раб} = A_{ПЗ} - A_{ПЗ,dam} - A_{ПЗ,M,dam}$$

$$A_{ПЗ,M,dam} = 0.15 \cdot h_0 \cdot (b + 2 \cdot j)$$

$$A_{ПЗ,M,dam} = 0.15 \cdot 92 \cdot (200 + 2 \cdot 92)$$

$$A_{ПЗ,M,dam} = 5299 \text{ мм}^2$$

$$A_{ПЗ,раб} = 35024 - 5314 - 5299$$

$$A_{ПЗ,раб} = 24411 \text{ мм}^2$$

Тогда изгибающий момент, воспринимаемый торцевыми гранями будет равен:

$$M_2 = R_{sh} \cdot A_{НПЗ} \cdot (b + 2 \cdot e) + R_{sh} \cdot A_{ПЗ,раб} \cdot (b + 2 \cdot j)$$

$$M_2 = 3,8 \cdot 2967 \cdot (200 + 2 \cdot 10) + 1,9 \cdot 24411 \cdot (200 + 2 \cdot 92)$$

$$M_2 = 20372030 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 20,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Предельный изгибающий момент, который может быть воспринят узлом по предложенной методике равен:

$$M_{b,ult} = M_1 + M_2 = 13,0 + 20,4 = 33,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

**ПРИЛОЖЕНИЕ Б. СВЕДЕНИЯ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ
ИССЛЕДОВАНИЙ**

УТВЕРЖДАЮ
Ген. директор
Тимошенков В.В.

«12» апреля 2024 г.



ООО «МГП АПМ Веснина»

АКТ

о внедрении результатов научно-исследовательской работы

Настоящим актом подтверждается, что результаты научно-исследовательской работы Антонова М. Д., представленной в диссертации на соискание ученой степени кандидата технических наук (научный руководитель - д.т.н., доц. Алексейцев А.В.), используются в ООО «МГП АПМ Веснина». Предложенная в этой работе методика по оценке силового сопротивления монолитных зданий с безбалочными перекрытиями при повреждениях узлов сопряжения плиты и колонны от продавливания реализована при проектировании железобетонных конструкций для объектов «Спортивно-туристический комплекс «Шерегеш» сектор «В». Лот 2. Строительство здания Гостиницы категории 4 звезды», Спортивно-туристический комплекс «Шерегеш сектор «В». Лот 8. Строительство здания Гостиницы категории 3 звезды, «Многоквартирные дома, в том числе со встроенно-пристроенными объектами и подземной автостоянкой. Этап 2. Корпуса 1, 2, 3, 3.1, расположенные на земельном участке по адресу: г. Москва, внутригородское муниципальное образование Даниловское, ул. Автозаводская, вл. 23/64».

Главный архитектор
проектов

— Т.В. Хидирова