Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Санкт-Петербургский государственный
архитектурно-строительный университет»

На правах рукописи

Осыков Сергей Валерьевич

ВЛИЯНИЕ ЖЕСТКОСТИ МОНОЛИТНЫХ РЕБРИСТЫХ И СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ С ВЫКЛЮЧАЮЩИМИСЯ ЭЛЕМЕНТАМИ

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация
на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
Трофимов Александр Васильевич,
кандидат технических наук, доцент

Санкт-Петербург – 2023

Содержание

Введение 4
Глава 1. Состояние вопроса. Обзор литературных источников по теме исследования 9
1.1 Требования действующих нормативных документов к расчету зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение 9
1.2 Подходы к выполнению нелинейных статических расчетов на прогрессирующее обрушение 16
1.3 Обзор испытаний крупномасштабных моделей сталежелезобетонных каркасов с удаленной опорой 26
1.4 Способы объединения железобетонной плиты и стальной балки в действующих нормативных документах и научных исследованиях 36
1.5 Анализ конечно-элементных моделей сталежелезобетонных перекрытий .. 44
Выводы по главе 1 50
Глава 2. Влияние монолитных ребристых перекрытий на напряженно-деформированное состояние многоэтажных железобетонных каркасов с выключающимися связями 52
2.1 Вклад монолитных ребристых перекрытий в величину вертикальных деформаций рамных каркасов при возникновении локального повреждения ... 52
2.2 Применение энергетического подхода для определения коэффициентов динамичности при выполнении нелинейного статического расчета 59
2.3 Соблюдение требований норм по защите зданий от прогрессирующего обрушения в контексте увеличения расхода материала 70
Выводы по главе 2 74
Глава 3. Оценка податливости и степени влияния контактного слоя на жесткость сталежелезобетонных изгибаемых элементов 76
3.1 Напряженное состояние контактной зоны в сталежелезобетонных балках . 76
3.1.1 Определение силовых факторов в контактной зоне шарнирно опертых сталежелезобетонных балок 79

3.1.2 Определение силовых факторов в контактной зоне многопролетных неразрезных сталежелезобетонных балок 82
3.2 Деформативность сталежелезобетонных балок с учетом податливости контактного слоя 86
3.2.1 Определение вертикальных деформаций сталежелезобетонных балок с использованием экспериментального значения параметра сцепления 93
3.3 Характер распределения сдвигов и силовых факторов в контактной зоне многопролетных неразрезных сталежелезобетонных балок 97
Выводы по главе 3 103
Глава 4. Анализ напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных каркасов с удаленной колонной 104
4.1 Влияние параметра сцепления на жесткость сталежелезобетонного перекрытия после изменения его расчетной схемы, вызванного локальным повреждением 104
4.2 Численный анализ процесса деформирования сталежелезобетонных каркасов в результате локального повреждения 109
4.2.1 Численный анализ статического деформирования плоской рамы 111
4.2.2 Численный анализ статического деформирования фрагмента перекрытия 115
4.2.3 Численный анализ статического деформирования фрагмента каркаса 118
4.2.4 Особенности деформирования каркасов в динамической постановке 121
Выводы по главе 4 124
Заключение 126
Список использованных источников 128

Введение

Актуальность темы исследования.

Аварийные воздействия вызывают отказ одного или нескольких элементов системы, что может привести к возникновению прогрессирующего обрушения всей конструкции. Само обрушение обычно вызвано неспособностью конструктивной системы перераспределить усилия от гравитационных нагрузок после возникновения локального повреждения.

В проектировании широко применяется прямой метод расчета зданий на прогрессирующее обрушение, который предполагает анализ напряженно-деформированного состояния конструкции при удалении поврежденного элемента. Несмотря на широкое развитие аналитического аппарата в этой области, а также методов моделирования, по-прежнему не удается справиться с проблемами проектирования, и последующего возведения и эксплуатации безопасных железобетонных и сталежелезобетонных каркасных зданий. Выполнение расчетов на особое сочетание нагрузок из списка регламентированных не полностью исключает шанс возникновения аварийных ситуаций, сопряженных с воздействиями, физическую природу, направление и интенсивность которых предсказать заранее невозможно.

Следовательно, при отсутствии возможности гарантированно исключить вероятность возникновения первоначального отказа, необходим механизм оценки напряженно-деформированного состояния поврежденной конструкции. Исходя из этого, требуется дальнейшее совершенствование методов и алгоритмов, позволяющих анализировать отклик конструкций на внезапное выключение элементов с учетом физической и геометрической нелинейности.

Степень разработанности темы исследования.

Разработке и совершенствованию методов расчета зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение посвящены исследования: Алмазова В. О., Бондарева Ю. В., Колчунова В. И., Перельмутера, А. В., Пецольда Т. М., Плотникова А. И.,

Расторгуева Б. С., Тихонова И. Н., Тура А. В., McKay A., Liu M., Tsai M., Vlassis A. G., Naji F., Mahmoudi M., Saffari H., Shi F.

В большинстве перечисленных исследований в качестве расчетных схем применялись многопролетные балки, плоские рамы или пространственные стержневые аналоги железобетонных и стальных каркасов без моделирования плит перекрытий. Использование таких расчетных схем вызвано необходимостью выделить участок конструкций, воспринимающих и перераспределяющих нагрузки. Данный подход позволяет значительно сократить время расчета, что оказывается полезным, например, при выводе эмпирических выражений.

Однако, подобное упрощение может приводить к погрешностям в анализе напряженно-деформированного состояния конструкций при внезапном отказе элементов. Это особенно актуально для многоэтажных сталежелезобетонных каркасов, в которых элементы перекрытий деформируются совместно.

Цель работы – оценка влияния жесткости перекрытий на величину вертикальных деформаций и несущую способность монолитных и сталежелезобетонных каркасных зданий при выключении из работы несущего элемента, разработка рекомендаций по определению деформаций таких конструкций.

Задачи исследования:

1. Выполнить анализ силовых факторов в контактной зоне однопролетных и многопролетных сталежелезобетонных изгибаемых элементов.

2. Оценить влияние сцепления элементов сталежелезобетонного перекрытия на жесткость каркаса при нормальной эксплуатации и при изменении расчетной схемы, вызванного выключением из работы одной из колонн.

3. Определить вклад работы монолитных ребристых перекрытий в жесткость железобетонных рамных каркасов при мгновенном удалении колонны.

4. Выполнить сравнительный анализ результатов экспериментальных и теоретических исследований.

5. Разработать инженерный метод определения вертикальных деформаций сталежелезобетонных каркасов при выключении из работы одной из колонн.

6. Разработать предложения по уточнению методик определения коэффициентов динамичности для выполнения нелинейных статических расчетов монолитных каркасов на прогрессирующее обрушение.

Объектом исследования являются каркасные конструкции многоэтажных зданий с монолитными ребристыми и сталежелезобетонными перекрытиями.

Предметом исследования являются характеристики напряженно-деформированного состояния монолитных ребристых и сталежелезобетонных перекрытий при выключении из работы одного из несущих элементов.

Научная новизна результатов работы:

1. Получены выражения для определения сдвигающей силы и касательных усилий в контактной зоне однопролетных и многопролетных неразрезных сталежелезобетонных балок в упругой и упругопластической стадиях работы.

2. Установлена степень влияния сцепления элементов составного сечения на жесткость и деформативность сталежелезобетонных балок, подверженных изгибу.

3. Получены зависимости, характеризующие влияние сцепления элементов составного сечения на величину вертикальных деформаций сталежелезобетонных каркасов при выключении из работы одной из колонн.

Теоретическая значимость работы:

1. Представлены аналитические выражения для определения силовых факторов в контактной зоне сталежелезобетонных изгибаемых элементов с различными граничными условиями.

2. Подтвержден вклад монолитных ребристых перекрытий в жесткость и несущую способность железобетонных рамных каркасов при внезапном выключении из работы одной из колонн.

Практическая значимость заключается в возможности применения в нормативно-технической и справочной литературе разработанных рекомендаций по определению прогибов сталежелезобетонных изгибаемых элементов с учетом сцепления в контактной зоне, рекомендаций по учету жесткости монолитных ребристых перекрытий при выполнении нелинейных статических расчетов

железобетонных рамных каркасов на прогрессирующее обрушение, рекомендаций по созданию конечно-элементных моделей сталежелезобетонных каркасов для расчета на прогрессирующее обрушение.

Методология и методы исследования:

1. Теория составных стержней А. Р. Ржаницына, основанная на методе сил строительной механики.

2. Энергетический метод определения деформаций, в основе которого лежит закон сохранения энергии.

3. Численное моделирование с использованием метода конечных элементов.

4. Анализ результатов натурных экспериментов.

Область исследования соответствует паспорту научной специальности ВАК 2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения, пункт 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».

Достоверность результатов работы обоснована:

1. Использованием базовых соотношений сопротивления материалов, строительной механики, а также применением численного моделирования.

2. Результатами испытаний сталежелезобетонных шарнирно опертых балок и крупномасштабных, в т. ч. в натуральную величину, фрагментов сталежелезобетонных каркасов, полученных другими исследователями.

3. Удовлетворительной сходимостью результатов испытаний и численных экспериментов с данными, полученными аналитическими методами.

Положения, выносимые на защиту.

1. Значения параметра сцепления в комбинированных балках, выполненных в виде стального двутавра с железобетонной плитой по профилированному настилу и с плоской монолитной плитой.

2. Алгоритм определения вертикальных деформаций сталежелезобетонных балок с использованием экспериментального параметра сцепления.

3. Расчетно-теоретическое обоснование возможности использования приведенного сечения при определении прогибов сталежелезобетонных каркасов при увеличении пролета в результате выключении из работы одной из колонн.

4. Алгоритм применения усовершенствованного метода вычисления коэффициентов динамичности, учитывающих жесткость монолитных ребристых перекрытий, при расчете на прогрессирующее обрушение железобетонных рамных каркасов.

Апробация результатов.

Основные результаты исследований докладывались на конференциях:

1. Всероссийская научно-практическая конференция студентов, аспирантов и молодых ученых «Актуальные проблемы современного строительства», г. Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 5-9 апреля 2021 г.

2. Международная научно-практическая конференция СПбГАСУ «Строительные конструкции, здания и сооружения. От науки до инновации», посвящённая 90-летию кафедр деревянных, железобетонных и каменных, и металлических конструкций, г. Санкт-Петербург, 11 июня 2021 г.

3. Вторая Национальная научная конференция «Актуальные проблемы строительной отрасли и образования – 2021», г. Москва, НИУ МГСУ, 8 декабря 2021 г.

Публикации.

Основные научные результаты диссертации опубликованы в 7 научных работах, в том числе 4 – в рецензируемых изданиях из перечня, размещенного на официальном сайте ВАК, 1 – в журнале, индексируемом международной базой данных Scopus.

Структура и объем работы.

Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения и библиографического списка. Общий объем работы составляет 138 страниц машинописного текста. Работа содержит 26 таблиц, 91 рисунок, 76 формул, библиографический список из 106 источников.

Глава 1. Состояние вопроса. Обзор литературных источников по теме исследования

1.1 Требования действующих нормативных документов к расчету зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение

Термин «прогрессирующее» обрушение в отечественных нормативных документах был впервые введен в «Пособии по проектированию жилых зданий к СНиП 2.08.01-85. Вып. 3» [27] от 1986 г. В рассматриваемом документе давалась характеристика расчетных моделей, в частности, рекомендовалось использование пространственной расчетной модели в виде системы пластин, соединенных между собой сосредоточенными связями. Конкретных указаний по учету внезапного выключения элементов из работы в пособии не приводилось.

Основной задачей расчета являлась проверка устойчивости стеновых панелей и плит перекрытий, расположенных выше локального разрушения. В качестве метода расчета использовался метод теории предельного равновесия. Согласно ему, для каждого из выбранных механизмов прогрессирующего обрушения работа внешних нагрузок U на возможных перемещениях не должна превышать работу внутренних сил W.

В период с 1999 г. по 2006 г. методы расчета на прогрессирующее обрушение для различных типов зданий были изложены в серии рекомендаций [28], [29], [30], [31], [32]. Основное внимание в них уделялось проектированию конструктивных мер защиты против прогрессирующего обрушения. К кинематическому методу расчета добавился статический расчет зданий с измененной конструктивной схемой в результате локального разрушения. Выключение элементов из работы предлагалось моделировать путем снижения модуля упругости удаленных элементов таким образом, чтобы усилия в них были практически равными нулю.

Следующим этапом развития нормативной базы в части защиты зданий от ЧС является выход в 2008 г. временных рекомендаций [17], регламентирующих проблему для большепролетных сооружений, а также выход двух СТО [38], [39].

Статический метод расчета был разделен на линейный и нелинейный. В рекомендациях впервые в отечественных нормативных документах появился нелинейный динамический метод расчета, который предполагал мгновенное удаление элементов из расчетной модели.

Под «динамическим» в данном методе подразумевается расчет во временной области, т. е. прямое интегрирование уравнения движения в явном или неявном виде в программном комплексе, реализующем метод конечных элементов. За счет этого удается получить значения усилий и деформаций в каждый момент времени колебаний конструкции. Поэтому нелинейный динамический расчет условно считается наиболее точным.

При этом, нагрузка как до локального отказа, так и после остается статической. Поскольку конструкция имеет начальное НДС (на нее действует собственный вес, постоянная и полезная нагрузки), мгновенное удаление элемента приводит к возникновению дополнительных динамических эффектов – после локального повреждения начинается колебательный процесс, который и учитывается в этом методе расчета (далее, для простоты, будем называть такой расчет динамическим).

В СТО 2009 г. для монолитных конструкций были конкретизированы расчетные схемы: они подразделялись на первичные, принятые для условий нормальной эксплуатации, и вторичные, полученные из первичных путем выключения вертикальных несущих элементов при локальном разрушении.

Стоит также отметить, что в период с 2001 по 2012 г. г. необходимость проведения расчета на аварийное воздействие фигурировала в ряде других нормативных документов [15], [16], [43].

В 2018 выходит первый в России свод правил по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения [37]. В этом документе, а также в методическом пособии к нему [18], обобщается весь накопленный в отечественных источниках материал и дается более подробное описание методов расчета и учета особенностей работы материалов.

Согласно нормам, расчетные модели теперь должны учитывать взаимодействие с грунтовым основанием. Ограничиваются вертикальные деформации элементов. Так, при условии обеспечения минимально допустимой длины зоны опирания (анкеровки) прогибы не должны превышать 1/30 длины пролета (для ЖБ конструкций, армированных высокопрочной арматурой с условным пределом текучести, прогибы не должны превышать 1/50 длины пролета).

Возможно использование статического расчета. В этом методе после определения начального НДС конструкции по первичной схеме, во вторичной схеме поочередно удаляют один из вертикальных или горизонтальных несущих элементов. Затем производят расчет и определяют НДС уже измененной расчетной схемы. После этого выполняется критериальная проверка элементов по I и II группам предельных состояний.

Если рассматривается внезапное удаление элемента, расчет должен выполняться динамическим или квазистатическим методом. В первой редакции данного документа была описана процедура квазистатического расчета, согласно которой, мгновенное удаление выключаемого элемента моделировалось усилиями (M, N), определенными при расчете по первичной расчетной схеме и приложенными во вторичной с обратным знаком. В последующих редакциях пункт с описанием был исключен.

Расчет в динамической постановке описан более конкретно по сравнению с [17]: указан промежуток времени удаления элемента из модели – 1/10 основного периода собственных колебаний удаляемого элемента, представлены значения относительного демпфирования в зависимости от конструктивных особенностей здания, даны критерии отказа элементов, а также критерии стабилизации системы после инициирующего воздействия.

В США термин прогрессирующее обрушение был впервые введен в 1972 г. в нормах ANSI A58.1-1972. В дальнейшем было выпущено несколько редакций этого документа [48], основные положения которых подразумевали два основных подхода к проектированию: косвенный и прямой.

В косвенном подходе предлагалось использовать необходимые планировочные решения, интегрированную систему связей, внутренние диафрагмы жесткости и др. для снижения вероятности возникновения прогрессирующего обрушения.

Подходы прямого проектирования включали в себя явное рассмотрение устойчивости зданий к прогрессирующему обрушению. К ним относились: метод альтернативного пути и метод особой локальной прочности. В методе альтернативного пути требовалось, чтобы восприятие нагрузки от элементов, потерявших опору, происходило за счет других элементов. С течением времени в нормы вносились изменения [60], [100] однако, метод альтернативного пути оставался основным способом расчета конструкций с удаленным элементом при помощи программных комплексов.

В актуальных редакциях норм США [101], [62] в этом методе возможно применение трех способов расчета: линейного статического, нелинейного статического и нелинейного динамического. Независимо от выбранного способа расчета, удаление элемента должно производиться мгновенно. Это, в свою очередь, приводит к увеличению деформаций, вследствие дополнительного динамического воздействия на конструкцию.

В нелинейном динамическом расчете элемент удаляется из модели за промежуток времени, равный не более 1/10 периода колебаний поврежденной модели по форме колебаний, которая визуально похожа на деформированное состояние конструкции в статическом равновесии. Программным комплексом также учитываются пластические деформации в элементах и P-Δ эффекты.

При выполнении статических расчетов динамические эффекты учитываются с помощью коэффициентов динамичности k_d. Суть применения данных коэффициентов заключается в том, чтобы в статическом расчете получить значения деформаций, максимально близких к значениям динамического расчета, за счет повышения весовых нагрузок на величину коэффициентов. Увеличенное значение нагрузки прикладывается к перекрытию на всех этажах, расположенных выше удаленного элемента, по схеме, показанной на рисунке 1.1.

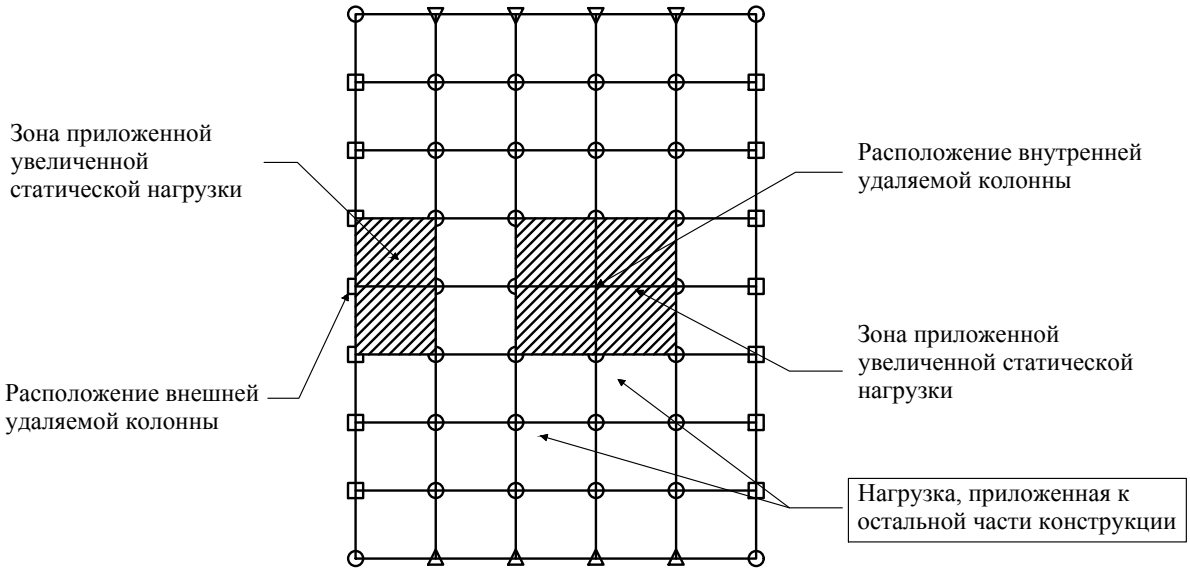


Рисунок 1.1 – Схема приложения увеличенных нагрузок в плане согласно [101]

В зависимости от выбранного варианта статического расчета – линейного или нелинейного, коэффициенты динамичности подразделяются на LIF (от англ. «Load Increase Factor») и DIF (от англ. «Dynamic Increase Factor»), соответственно. Отличие коэффициента LIF от DIF заключается в том, что первый учитывает динамический эффект при отказе опоры и пластические деформации в линейной расчетной модели, а второй – только динамический эффект в нелинейной модели.

Значение коэффициента DIF для стальных и ЖБ рамных конструкций определяется по формулам, соответственно:

$$\mathrm{DIF} = 1{,}08 + \frac{0{,}76}{\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0{,}83}, \tag{1.1}$$

$$\mathrm{DIF} = 1{,}04 + \frac{0{,}45}{\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0{,}48}, \tag{1.2}$$

где θ_{pra} – пластический угол поворота балки;

θ_y – угол поворота на пределе упругой работы балки.

Физический смысл углов θ_{pra} и θ_y заключается в следующем. Многие изгибаемые элементы деформируются упруго до тех пор, пока напряжения в крайние волокнах не достигнут предела текучести и работа элементов не станет нелинейной. Угол θ_y соответствует повороту при изгибе элемента, когда

напряжения в крайних волокнах достигают предела текучести. Он также называется углом предельного упругого поворота, поскольку соответствует концу упругой области. Угол пластического поворота θ_{pra} является неупругим или невосстанавливаемым углом поворота и соответствует состоянию, когда напряжение достигло предела текучести по всей площади поперечного сечения. Графически эти зависимости показаны на рисунке 1.2.

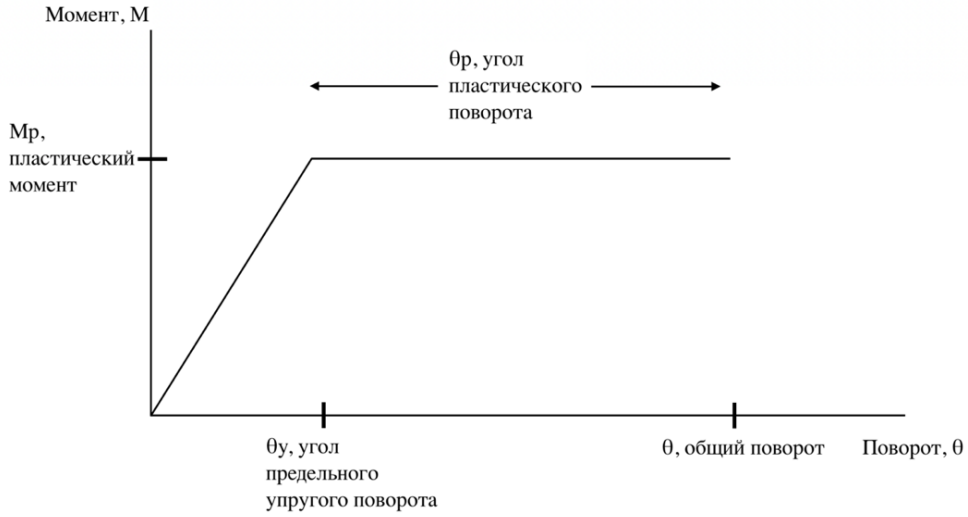


Рисунок 1.2 – Диаграмма описания углов поворота

Предельные значения углов пластического поворота θ_{lim} приведены в [49] для следующих типов конструкций:

- стальных, в т. ч. со сталежелезобетонными перекрытиями,
- железобетонных, в т. ч. с монолитными ребристыми и плоскими перекрытиями,
- деревянных и конструкций из холоднокатанной стали.

Однако, допускаемая величина θ_{pra} задается на усмотрение проектировщика так, чтобы соблюдалось условие $\theta_y \leq \theta_{pra} \leq \theta_{lim}$.

Значение угла предельного упругого поворота θ_y определяется по формулам. Так, для стальных балок угол θ_y будет равен:

$$\theta_y = \frac{\mathrm{M}_p L}{6 E_s I_s}, \tag{1.3}$$

где M_p – пластический момент в сечении ригеля;

L – длина балки;

E_s – модуль упругости стали;

I_s – момент инерции сечения стальной балки.

Для балок из железобетона:

$$\theta_y = \left(\frac{\mathrm{M}_p}{E_b I_b}\right) l_p, \tag{1.4}$$

где E_b – начальный модуль упругости бетона;

l_p – длина пластического шарнира в ригеле;

I_b – момент инерции сечения ЖБ балки.

Отношение θ_{pra}/θ_y называется пластичностью элемента. Как видно из формул (1.1) и (1.2), чем выше пластичность, тем меньше коэффициент динамичности. Соответственно, чем ниже уровень пластичности, тем более упруго работает конструкция и тем больше получается значение коэффициента динамичности.

Значение коэффициента LIF в статическом линейном расчете определяется также по формулам, отдельно для стальных и ЖБ каркасов. Главное отличие от DIF заключается в том, что вместо отношения θ_{pra}/θ_y используется параметр m_{LIF}. Его применение основано на предположении о том, что напряжения в элементах конструкции до удаления колонны или стены достигают предела текучести, т. е. каждый элемент находится на грани перехода к нелинейной работе. Таким образом, m_{LIF} учитывает возникновение в элементах пластических деформаций при выполнении линейного расчета.

Выражения для LIF и DIF получены эмпирически в исследовании [81]. В указанной работе была проанализирована работа моделей многоэтажных стальных и ЖБ каркасов при различных сценариях удаления колонны: угловой, по периметру и внутренней. После выполнения расчетов и обработки результатов были выведены окончательные формулы, которые представлены в нормах в неизменном виде.

Особенностью данного исследования является то, что конечно элементные (КЭ) модели каркасов не имели с своем составе плит перекрытий – плиты заменялись погонной нагрузкой, приложенной к ригелям [24]. Несмотря на это, для определения значения DIF при расчете ЖБ каркасов с монолитными ребристыми

перекрытиями, а также сталежелезобетонных каркасов, для которых характерна совместная работа балок и плит перекрытий, необходимо пользоваться выражением (1.1) и (1.2). Данное противоречие вызывает вопросы в корректности результатов нелинейного статического расчета, выполненного по приведенному в нормах методу.

1.2 Подходы к выполнению нелинейных статических расчетов на прогрессирующее обрушение

После публикации работы [81] и внедрения разработанного метода в нормы США, в мировой научной среде начался рост исследований, направленных на корректировку предложенного в ней способа определения значений коэффициентов динамичности при выполнении нелинейных статических расчетов [22]. Подходы в этих исследованиях условно можно разделить на эмпирические, к которым также относятся и опыты с физическими моделями, и аналитические.

Эмпирические подходы

В работе [72] предложен метод определения k_d, основанный на использовании параметра $max(M_u/M_p)$ где M_u – моменты в балках поврежденной конструкции, рассчитанной без увеличения нагрузок, M_p – момент, соответствующий образованию пластического шарнира. Данный параметр приблизительно учитывает уровень общей остаточной несущей способности конструкции после потери элемента, в то время как в нормах [101] учитывается только уровень пластической работы.

В исследовании [90] варьировали значением коэффициента демпфирования ξ при анализе стальных рам. Величина ξ менялась от 0,01 до 0,05. Для каждого значения был выполнен нелинейный динамический и статический расчет, при этом

менялось количество этажей и шаг колонн. Результаты показали, что с увеличением ξ коэффициент DIF уменьшается незначительно.

Авторы работы [77], анализируя исследование [72], предложили новый подход при выполнении нелинейного статического расчета, основанный на смещении. В этом подходе вместо увеличения нагрузки вокруг области удаляемого элемента верхний узел загружается целевым смещением Δ_{target}:

$$\Delta_{target} = C \cdot \Delta_{LS}, \quad (1.5)$$

где $C = \Delta_{ND}/\Delta_{LS}$ – коэффициент перехода от линейного статического смещения к целевому;

Δ_{ND}, Δ_{LS} – перемещения верхнего узда удаленного элемента при нелинейном динамическом и линейном статическом расчете, соответственно.

Для проверки предложенного метода авторы произвели расчет пространственного рамного стального каркаса при трех сценариях удаления колонны. По сравнению с методом из [101], новый метод дает меньшую погрешность по сравнению с динамическим расчетом – 27% и 3%, соответственно.

Влияние этажности в монолитных каркасах на значение коэффициента динамичности рассмотрено в [9]. При учете пластических деформаций, для зданий до 10 этажей значение k_d меняется незначительно и составляет 1,15-1,17, однако с ростом этажности коэффициент динамичности возрастает и, например, для 35-этажного каркаса k_d = 1,66. В упругой стадии коэффициент динамичности равен 2 независимо от количества этажей.

Такое отличие в значениях коэффициентов обусловлено тем, что при прогрессирующем обрушении прогибы в ригелях уменьшаются по мере увеличения номера этажа, т. е. эти элементы обладают «резервной пластичностью» и работают преимущественно упруго, по сравнению с ригелями нижних этажей. Основной причиной существования разности прогибов, по мнению авторов, является накопление продольных деформаций боковых колон в многоэтажных каркасах. Учитывая эту особенность, была предложена формула для k_d:

$$k_d = \frac{k_{pl}}{k_{pl} - 0{,}5} + \frac{\sum_{i=1}^{n}\left(f_{pl,1} + f_{pl,i}\right)}{n f_{pl,i}}, \quad (1.6)$$

где $f_{pl,1}$ – пластический прогиб первого этажа;

n – количество этажей;

k_{pl} – коэффициент пластичности.

Особенность работы высотных зданий рассмотрена в [4]. По результатам расчетов, значение k_d для ригеля, расположенного над местом разрушения, составило 1,25, для нижнего ригеля – 1,15. Варьируя расположением разрушенного элемента по высоте здания, была выведена следующая закономерность: чем ниже располагается разрушаемый элемент, тем меньше будет коэффициент динамичности, поскольку большее количество горизонтальных элементов включается в работу, оказывая сдерживающий эффект. Данный вывод не противоречит результатам из [9] и косвенно подтверждает влияние фактора продольной податливости колонн на значение коэффициента динамичности.

В [89] исследовано поведение фрагмента безригельного перекрытия при различных сценариях потери опоры. Рассматривалось два варианта удаления опоры: статический и динамический. В первом случае, плита устанавливалась на опоры, и затем, одна из них удалялась. После этого на плиту равномерно укладывались мешки с песком и гравием. В втором случае, опора удалялась уже при полностью загруженной плите.

В дополнение к экспериментальным исследованиям, были выполнены статический и динамический расчеты полноразмерной КЭ модели перекрытия и получены значения k_d = 1,4 -1,61.

Влияние капителей на работу безригельных перекрытий при потере колонны рассмотрено в [69]. Было проведено испытание двух вариантов железобетонного перекрытия: с капителями и без них. По результатам испытаний, значения коэффициентов k_d для перекрытий с капителями варьировались от 1,13 до 1,19, для перекрытий без них – от 1,2 до 1,23.

В [70], [71] проведены испытания монолитных ребристых перекрытий при разрушении угловой колонны. Рассматривалось два набора образцов: в первом

случае изготавливались только балки и оголовки колонн, во втором случае фрагмент перекрытия изготавливался целиком вместе с плитой, балками и оголовками колонн. Значение k_d приведены в таблице 1.1.

В заключении авторами отмечено, что для получения более достоверных значений k_d необходимо провести большее количество испытаний физических моделей при различных сценариях удаления колонны.

Таблица 1.1 – Коэффициенты k_d для различных вариантов испытуемых образцов из [70]

	С перекрытиями		Без перекрытий	
	Несейсмический район	Сейсмический район	Несейсмический район	Сейсмический район
k_d	1,32	1,32	1,30	1,34

Аналитические подходы

В [96], учитывая билинейную зависимость нагрузки от смещения для системы с одной степенью свободы – SDOF системы (от англ. Single Degree of Freedom), предложены следующие формулы для LIF и DIF:

$$\text{LIF} = \frac{2\mu^2}{1 + \alpha(\mu - 1)^2 + 2(\mu - 1)}, \tag{1.7}$$

$$\text{DIF} = \frac{2\mu[1 + \alpha(\mu - 1)]}{1 + \alpha(\mu - 1)^2 + 2(\mu - 1)}, \tag{1.8}$$

где α – коэффициент упрочнения;

μ – параметр пластичности.

Из аналитических выражений видно, что ненулевые значения коэффициента упрочнения α влияют на величину DIF: при увеличении α коэффициенты DIF возрастают даже при относительно высоких значениях μ. Сравнивая эмпирические и аналитические формулы, авторы отметили, что значения LIF и DIF, определенные по предложенным формулам, довольно точно соответствует значению, полученному по результатам динамического расчета. Напротив, эмпирическая формула дает отклонение от кривой результатов динамического расчета.

В [95] рассмотрено поведение SDOF системы и стальной балки с заделками по концам с учетом времени отказа элемента. Выражение для коэффициента динамичности по нагрузке, предложенное в этой работе, имеет вид:

$$\mathrm{DIF}_p = 1 + \frac{|\sin(\pi t_r/T)|}{\pi t_r/T}, \tag{1.9}$$

где T – период колебаний SDOF системы;

t_r – время отказа.

Для верификации полученного выражения, был выполнен расчет нелинейной SDOF системы и нелинейный динамический расчет стальной балки с защемленными концами. При расчете балки использовалось три значения промежутка времени: 0,06 с, 0,15 с, 0,3 с. По результатам расчета авторы пришли к выводу, что поскольку нормы [101] допускают возможность значительной пластической работы элементов, то эффект времени можно не учитывать при практических расчетах конструкций.

В [12] представлены методика и алгоритм расчета ЖБ рамно-стержневых конструкций с использованием параметра живучести λ и коэффициента динамических догружений θ.

Под параметром живучести подразумевался множитель к нагрузке при простом нагружении [11]. Признаком исчерпания живучести конструкции было образование геометрически изменяемой системы после выключения очередной связи при действии на конструкции увеличенной нагрузки. Как следует из описания, параметр живучести λ есть не что иное, как предельное значение коэффициента динамичности по нагрузке, при действии которого наступает разрушении конструкции. С помощью него можно выявить величину резервов несущей способности после повреждения.

Коэффициент динамических догружений θ определялся как отношение обобщенного усилия в сечении во вторичной расчетной схеме к усилию в этом же сечении в первичной схеме. Это принципиально отличает его от коэффициента динамичности, который в большинстве исследований вычисляется как отношение

параметров НДС (нагрузки) в динамическом расчете к тем же параметрам в статическом расчете.

В данной работе для перекрестной рамы, моделирующей фрагмент ЖБ каркаса, при внезапном удалении центральной стойки значение динамического догружения θ (отношение изгибающих моментов в сечениях элементов вторичной и первичной схем) получилось равным 2,2.

В [14] для двухпролетной неразрезной ЖБ балки с конечным числом степеней свободы, являющейся фрагментом многоэтажного каркаса, предложен вариант моделирования динамических догружений при внезапном удалении центральной опоры. Удаление имитировалось приложением в противоположном направлении нагрузки $P(t)$, равной действовавшему в удаляемой опоре усилию.

Приведенные в работе уравнения движения конструкции с конечным числом степеней свободы, построенные на основе теории динамики сооружений, применимы для анализа особого предельного состояния ЖБ элементов каркасов зданий и сооружений.

В [13] выполнена расчетная модель ЖБ покрытия в виде призматической складки с бортовыми элементами, которая представляла собой складку, образованную шестью основными гранями – полками плит и семью дополнительными гранями – продольными ребрами плит, включая бортовые элементы.

Локальным повреждением был внезапный разрыв одного стержня рабочей арматуры продольного ребра. Усилие, действовавшее в разрушенной связи, прикладывалось к конструкции на месте разрушения с обратным знаком. В результате, за счет динамической составляющей, нормальные напряжения в сохранившейся части ребра увеличились на 106%.

В [75] выведено аналитическое выражение DIF для линейного метода расчета:

$$\mathrm{DIF} = (2 - \beta) \cdot \frac{\mu}{\mu - 1}, \qquad (1.10)$$

где β – параметр текучести;

$\mu = \Delta_{ND}/\Delta_y$ – параметр пластичности;

Δ_{ND} – перемещение в динамическом расчете;

Δ_y – перемещение на пределе упругой стадии.

При $1 < \beta < 2$ или $0 < (2-\beta) < 1$ выражение (1.10) преобразуется в:

$$\mathrm{DIF} = \frac{\mu}{\mu - 1}, \tag{1.11}$$

Нижняя граница DIF может быть получена путем подстановки β = DIF из (1.11) в (1.10). Полученное выражение будет справедливо для упругопластической системы, в которой все компоненты входят в пластическую стадию работы одновременно:

$$\mathrm{DIF} = \frac{2\mu}{2\mu - 1}. \tag{1.12}$$

Однако, авторы исследования отмечают, что для пространственной рамы использование нижней границы DIF небезопасно, потому что в таких конструкциях элементы могут неодновременно выключаться и работать в пластической стадии.

В [76] исследована работа железобетонных балок, жестко защемленных по краям и работающих по висячей схеме. При выключении опоры на верхнем этаже под воздействием равномерно распределенной нагрузки, балки работают по висячей схеме криволинейного типа (рисунок 1.3 а). При возникновении механизма прогрессирующего обрушения в следствие отказа опоры на промежуточном этаже многоэтажного здания, на балки действует сосредоточенная нагрузка от колонн верхних этажей, что приводит к работе балок по висячей схеме прямолинейного типа (рисунок 1.3 б). Кроме этого, перед тем как перейти к работе по висячей схеме, рамные конструкции работают по балочному механизму.

Учитывая это, авторы вывели формулу DIF для балок, работающих по висячей схеме криволинейного типа:

$$\mathrm{DIF} = \frac{4(1-\psi)}{2 - (\beta^c)^2}, \tag{1.13}$$

где ψ – коэффициент, показывающий отношение величины рассеивания энергии при работе по балочному механизму к полному рассеиванию энергии.

а) б)

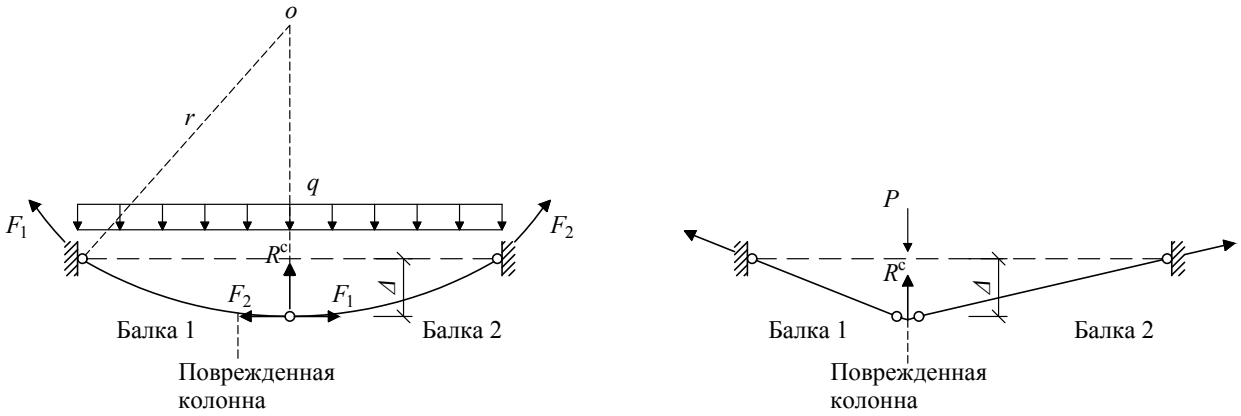


Рисунок 1.3 – Типы работы балки как висячей системы: а) криволинейного типа; б) прямолинейного типа

Работа стальных балок по висячей схеме при внезапном выключении связи исследована в [83]. В рамных конструкциях балки переходят в стадию работы по висячей схеме при разрушении колонны в средней части рамы, при этом пластические шарниры образуются на концах и в середине балки. В случае же выключения крайней колонны, балки не достигают висячего механизма сопротивления и, при увеличении нагрузки, пластические шарниры образуются только по концам элемента. Авторами также отмечено, что в случае использования диаграммы Прандтля, выражение для k_d будет выглядеть так же, как формула (1.12).

В [44], [45], на основе энергетического подхода получена аналитическая формула для DIF:

$$\mathrm{DIF} = \frac{1}{0{,}5 + \lambda'} + \frac{2\lambda'\eta_\varphi(k-1)]}{k(\eta_\varphi - 1)\cdot(0{,}5 + \lambda')}, \qquad (1.14)$$

где $\lambda' = \lambda - 0{,}5$ – коэффициент, описывающий уровень нагружения в интервале от $0.5F_y$ до $0.95F_y$ (F_y – обобщенное усилие, соответствующее достижению текучести в растянутой арматуре, например, M_y – для изгибаемых элементов);

λ – уровень нагружения;

k – коэффициент, показывающий превышение предельного усилия над усилием текучести;

η_φ – коэффициент пластической деформативности.

В [19] рассмотрен процесс деформирования конструкций перекрытий каркасных железобетонных зданий после внезапного разрушения колонны. Для ригелей, работающих по плоской схеме, предложено следующее выражение для коэффициента динамичности:

$$k_d = \frac{k_{pl}}{k_{pl} - 0{,}5}. \tag{1.15}$$

Не сложно заметить, что формула (1.15) есть не что иное, как нижняя граница для DIF из [75] (выражение 1.12). В исследовании сделан вывод о том, что характер деформирования ригелей после разрушения колонны зависит от k_d. При $k_d \geq 2$ ригели работают в упругой стадии, при $1 < k_d < 2$ ригели работают в пластической стадии без разрушения бетона сжатых зон, а при $k_d \leq 1$ происходит разрушение ригелей вследствие раздробления бетона сжатых зон.

В [1] предложено выражение для коэффициента пластичности k_{pl} для непереармированных ($\xi < \xi_r$) железобетонных элементов:

$$k_{pl} = \frac{\frac{0{,}8}{\xi} - 1}{\frac{R_s}{E_s \varepsilon_{b,ult}}}, \tag{1.16}$$

где ξ – относительная высота сжатой зоны бетона;

R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению;

$\varepsilon_{b,ult}$ – предельная относительная деформация бетона.

В [40] предложена формула для k_d с учетом особенностей ЖБ изгибаемых балок, работающих с распором:

$$k_d = \frac{M_\text{т} + M_\text{н1}}{M_\text{т}}, \tag{1.17}$$

где $M_\text{н1}$ – момент от распора H_1;

$M_\text{т}$ – пролетный предельный момент.

В [92] выполнен анализ работы 4-х расчетных моделей рамного сталежелезобетонного каркаса с плитами по профлисту. Две модели представляют собой полный многоэтажный пространственный каркас и одноэтажный упрощенный каркас без плит перекрытий, а две другие – то же, но с учетом работы сталежелезобетонных плит перекрытий (рисунок 1.4).

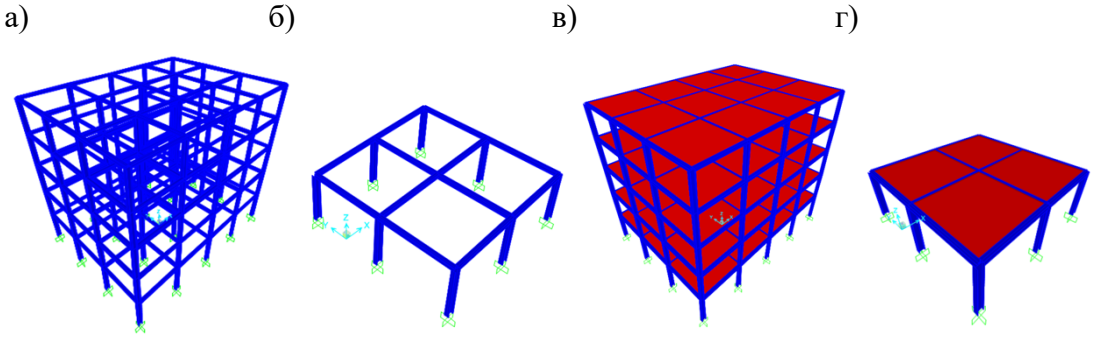


Рисунок 1.4 – Модели из [92]: а) многоэтажный каркас без перекрытий; б) одноэтажный каркас без перекрытий; в) многоэтажный каркас с перекрытиями; г) одноэтажный каркас с перекрытиями

Основываясь на энергетическом подходе, при этом пренебрегая кинетической энергией, вследствие отсутствия движения системы после достижения равновесия, и демпфированием (из-за его малости), авторы получили значения k_d и предельной несущей способности различных вариантов моделей (таблица 1.2).

Таблица 1.2 – Коэффициенты динамичности для различных вариантов моделей из [92]

	Модель а)	Модель б)	Модель в)	Модель г)
k_d	1,12	1,10	1,42	1,38
Макс. несущая способность, кН	3555,7	642,9	11680	1950,6

Как видно из таблицы 1.2, значения k_d для моделей с перекрытиями получились больше, чем для моделей без них: разница составляет 27%. Кроме этого, предельная несущая способность многоэтажного каркаса с перекрытиями оказалась в 3 раза выше варианта без перекрытий. По мнению авторов, за счет мембранного эффекта работы плит перекрытий, устойчивость каркасный зданий к прогрессирующему обрушению повышается, а момент образования пластических шарниров оттягивается. Этим объясняется разница в несущей способности.

В рассматриваемом исследовании наличие перекрытий достаточно сильно повлияло на величину k_d, в отличие от [70], [71], где плиты в составе монолитных ребристых перекрытий не увеличили значение коэффициента динамичности. Исходя из этого, особенности совместной работы балок и плит перекрытий в сталежелезобетонных каркасах требуют дальнейшего изучения.

1.3 Обзор испытаний крупномасштабных моделей сталежелезобетонных каркасов с удаленной опорой

Испытания крупномасштабных фрагментов сталежелезобетонных (СТЖБ) каркасов сопряжены с определенными трудностями. Поскольку в опыте рассматривается только фрагмент, необходимо учитывать воздействие отброшенных частей конструкции, например, посредством установки дополнительных связей. Кроме этого, для изготовления образцов требуется значительное количество времени и средств. В некоторых случаях приходится уменьшать их размеры из-за имеющихся пространственных ограничений лабораторных помещений. В ходе испытания необходимо постоянно соблюдать технику безопасности, что дополнительно ограничивает возможности приблизить поведение образца к реальной конструкции.

Далее представлено описание методов испытаний крупномасштабных фрагментов конструкций с удаленной опорой при различных вариантах нагружения. В результате опытов получены напряжения в отдельных элементах и деформации образцов, зафиксированные тензометрами и LVDT-датчиками, соответственно.

В [52] испытывалась четырех-пролетная плоская одноэтажная рама с удаленной средней опорой (рисунок 1.5 а). Стальные балки соединялись с колоннами на болтах через торцевые пластины (рисунок 1.5 б); железобетонная полка крепилась к балкам стад-болтами ∅19 мм, расставленными с шагом 150 мм.

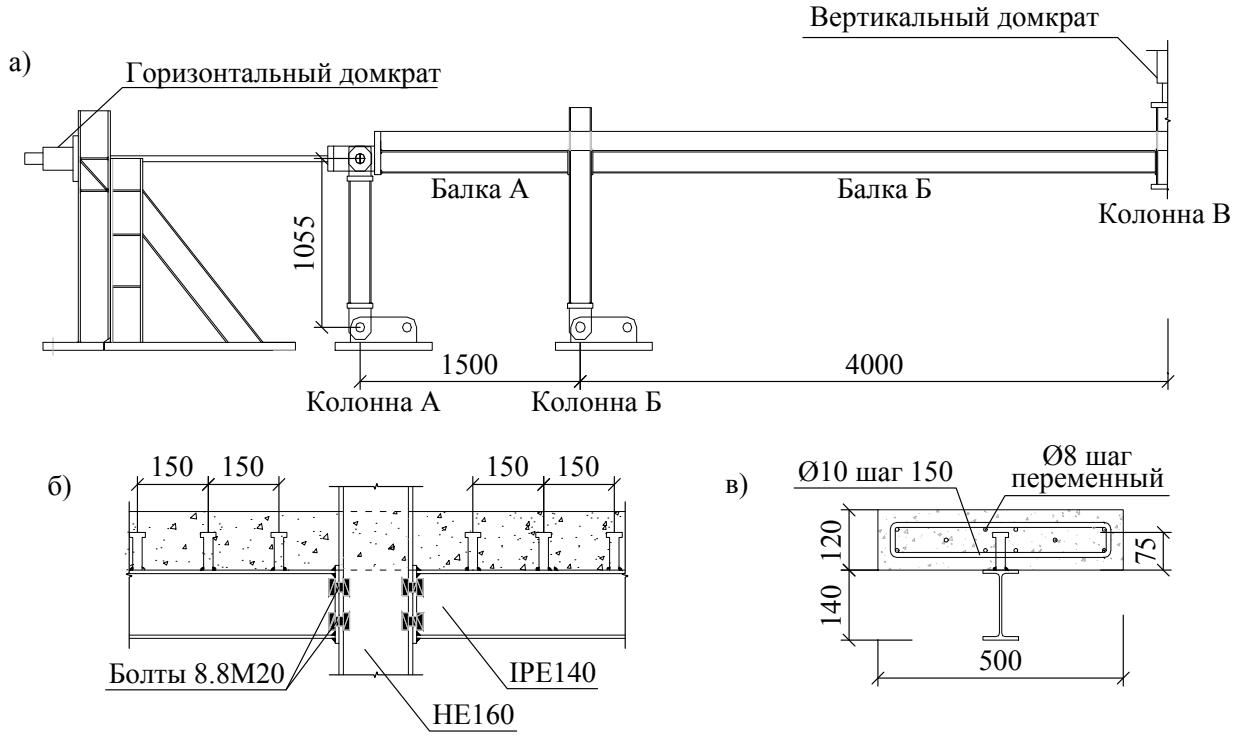


Рисунок 1.5 – Конструкция испытательного образца из [52]: а) габаритные размеры, б) шарнирный узел соединения балки с колонной, в) поперечное сечение образца

Железобетонная плита была армирована шестью продольными стержнями диаметром 8 мм. Поперечное армирование принято в виде хомутов диаметром 10 мм, как показано на рисунке 1.5 в. Расположение стад-болтов и арматуры выбрано таким образом чтобы в железобетонной плите могла образовываться растянутая полоса с высокой степенью пластичности.

В основании колонн были установлены шарниры, выполненные в виде стального штифта обернутого в тефлон для уменьшения трения между ним и опорой колонны во время испытаний (рисунок 1.6 а). Балки внешних пролетов соединялись с колоннами также посредством идеальных шарниров, чтобы ограничить число факторов, которые могут повлиять на работу этих балок (балка А на рисунке 1.5 а).

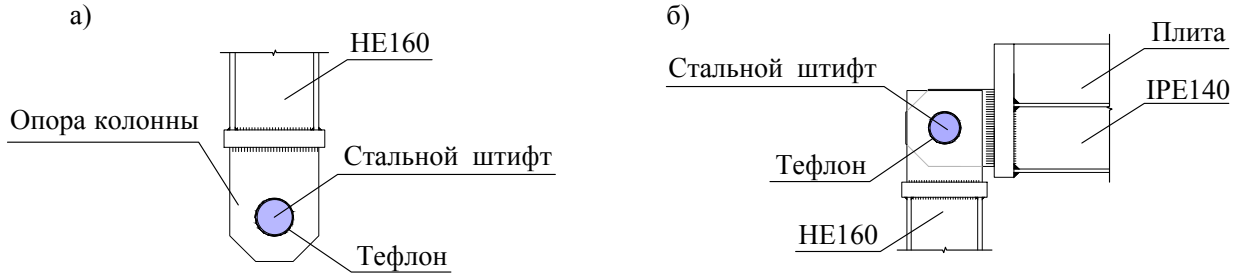


Рисунок 1.6 – Опорный шарнир а), шарнир в соединении балки А с внешней колонной б)

Для того чтобы максимально приблизить работу фрагмента к реакции реальной конструкции на удаление колонны, в испытательном стенде применялись домкраты. Они располагались горизонтально с обеих сторон балки (см. рисунок 1.7 а), чтобы вызвать «симметричную» реакцию фрагмента во время испытания, а также для облегчения приложения нагрузок и измерений. Домкраты были откалиброваны таким образом, чтобы вызвать отклик, близкий к фактическому, определенному численно при исследовании всего каркаса здания. Их работа предполагалась упругой от начала до конца испытания.

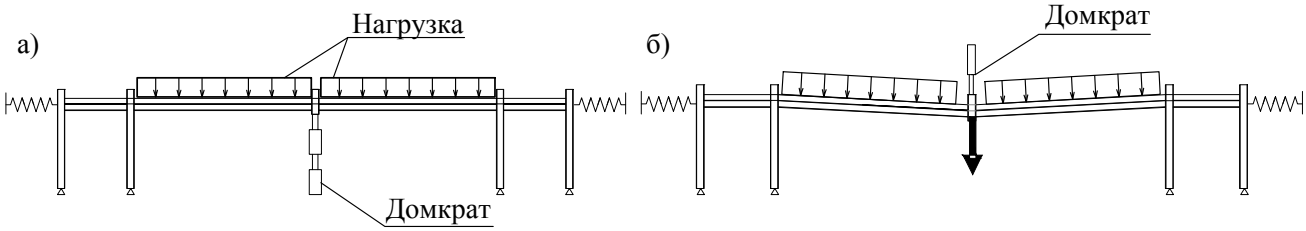


Рисунок 1.7 – Нагружение образца: а) первый этап нагружения, б) второй этап нагружения

Процесс нагружения проходил в два этапа (рисунок 1.7). Сначала оба средних пролета загружались равномерно распределенной нагрузкой в 6 кН/м, что ниже установленного нормами значения в ≅ 10 кН/м. Нагрузка создавалась за счет стальных плит и бетонных блоков, зафиксированных на поверхности плиты уголками. На этом этапе колонна В поддерживалась двумя вертикальными домкратами снизу, что имитировало присутствие колонны в конструкции. На втором этапе домкраты под колонной В постепенно выключались, и конструкция начинала деформироваться. После этого образец доводили до разрушения, создавая давление с помощью двух вертикальных домкратов, расположенных в верхней части колонны В.

Опыт с фрагментом конструкции в натуральную величину описан в [104] Прототипом в данном случае послужило пятиэтажное офисное здание в стальном каркасе, сконструированное согласно Еврокод 4. Для испытаний была изготовлена ячейка каркаса 2х2 высотой в один этаж (рисунок 1.8 а, б). Шарнирное соединение балок с колоннами осуществлялось на болтах, через торцевые пластины (рисунок 1.8 в). Перекрытие было изготовлено в виде монолитной плиты толщиной

150 мм без использования профнастила. Соединялось перекрытие с балками при помощи стад-болтов ∅19 мм, расположенных с шагом 125 мм.

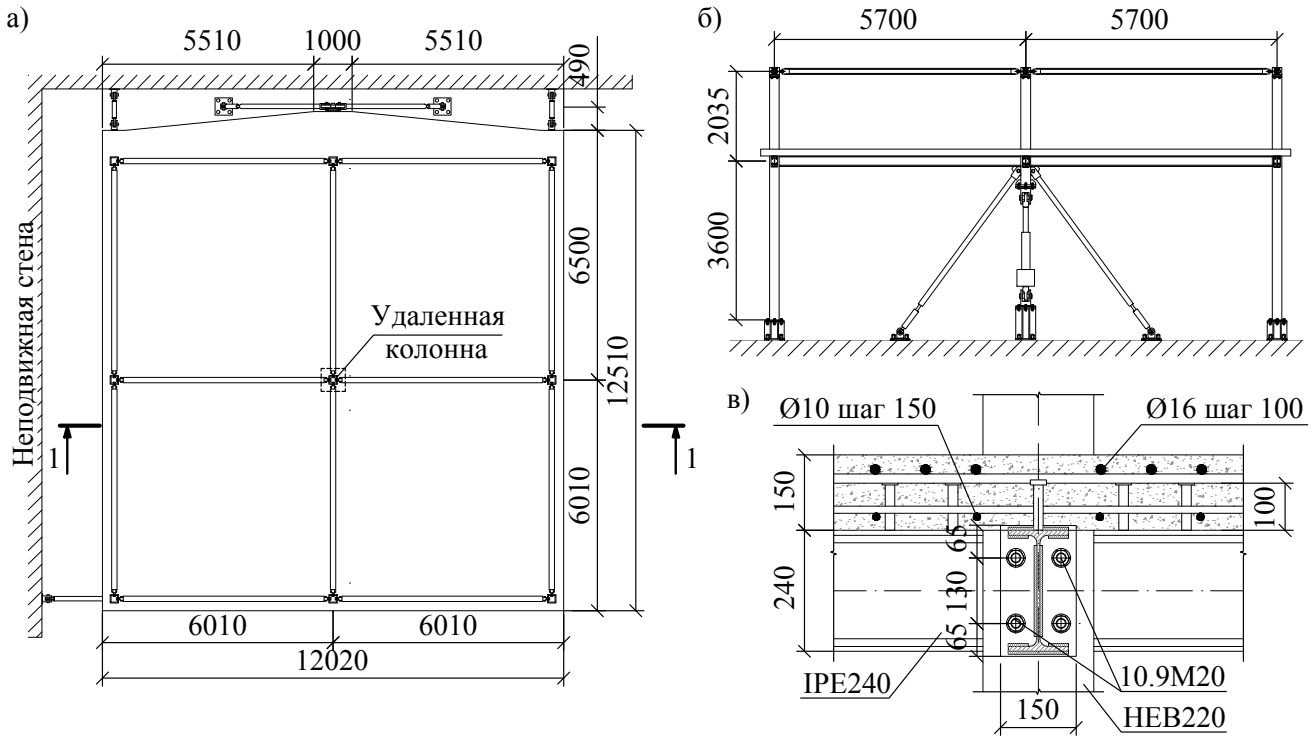


Рисунок 1.8 – Конструкция испытательного образца из [104]: а) размеры ячейки каркаса, б) разрез 1-1, в) узел соединения балки с колонной

Для того чтобы смоделировать в опыте наличие отброшенных частей прототипа конструкции, была разработана система горизонтальных и вертикальных связей, соединяющих стальной каркас со стенами и перекрытием в лаборатории. Она была спроектирована таким образом, чтобы усилия и деформации, возникающие в образце, соответствовали таковым в прототипе при разрушении одной из колонн. Горизонтальные связи соединяли балки каркаса со стенами в трех местах (рисунок 1.8 а). Эти элементы предотвращали только горизонтальное смещение в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Они изготавливались из круглых труб ∅114,3 мм, соединенные на концах с помощью шаровых шарниров, которые ведут себя как штифты по вертикали и допускают максимальный поворот на 6 градусов в горизонтальной плоскости. Вдоль одной из сторон образца устанавливалась стропильная система для предотвращения перемещений в вертикальной и горизонтальной плоскостях, при этом вращательные степени оставались свободными (рисунок 1.9).

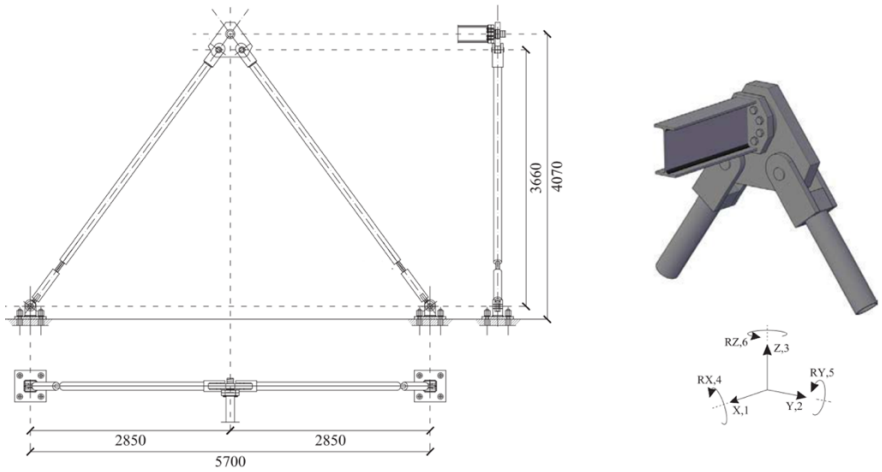


Рисунок 1.9 – Ограничительные связи в виде стропильной системы

Испытание образца проходило в три этапа. На первом этапе был приведен в действие гидравлический домкрат, поддерживающий оголовок удаленной колонны. После этого к плите прикладывались грузы в виде мешков с песком, чтобы создать равномерно распределенную нагрузку в 9,0 кН/м^2. Данная величина включала в себя постоянные и временные нагрузки, действующие на перекрытие до возникновения разрушения колонны. Мешки размещали на поверхности плиты в два слоя. Первый слой был равномерно распределен по всей поверхности плиты, а второй слой действовал на меньшую площадь, как показано на рисунке 1.10 а.

а) б)

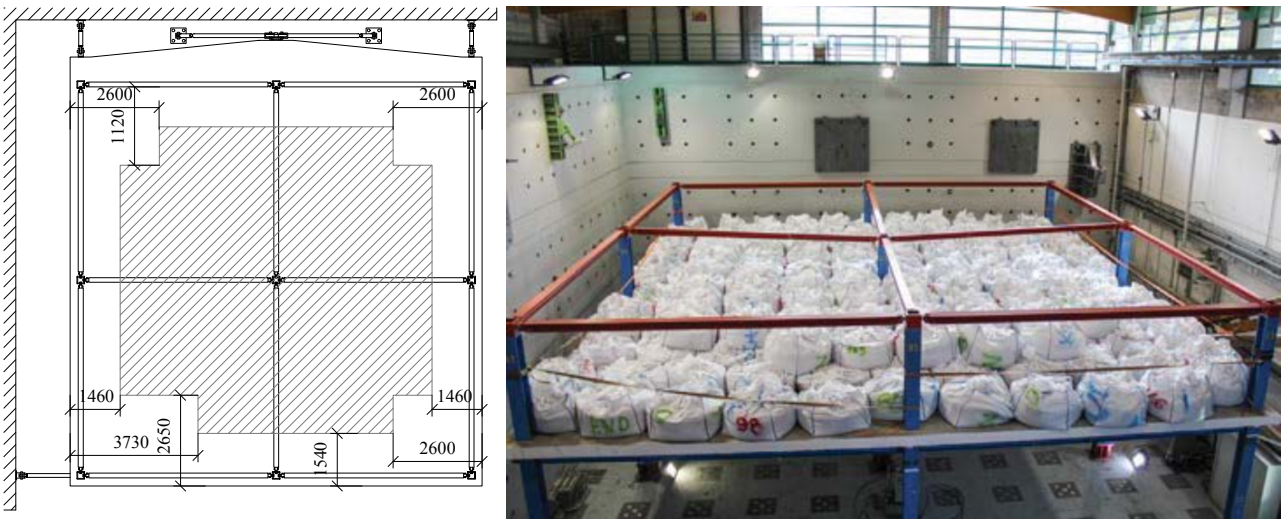


Рисунок 1.10 – Нагружение образца: а) схема расположения мешков на поверхности плиты, б) общий вид нагруженного образца

Второй этап имитировал удаление колонны путем снижения гидравлического давления домкрата до нуля. Наконец, после фазы стабилизации,

длившейся 2 часа, на третьем этапе к оголовку удаленной колонны прикладывалась растягивающая сила. Цель состояла в том, чтобы количественно оценить остаточную прочность образца после удаления колонны.

Другой пример испытаний пространственного каркаса приведен в [55]. В отличие от опыта, описанного выше, в данном случае образец не имел опоры на месте удаленной колонны. Соответственно, приложение полезной нагрузки осуществлялось уже на «поврежденную» конструкцию с удаленной колонной.

Испытуемый образец представлял собой одноэтажный каркас 2х2 с шагом колонн 3 м. Перекрытие состояло из главных и второстепенных балок двутаврового сечения, на которые опиралась монолитная плита толщиной 80 мм (рисунок 1.11 а). Колонны были выполнены крестового сечения, часть из них имела раскосы из труб, соединенные с полом в лаборатории.

а) б)

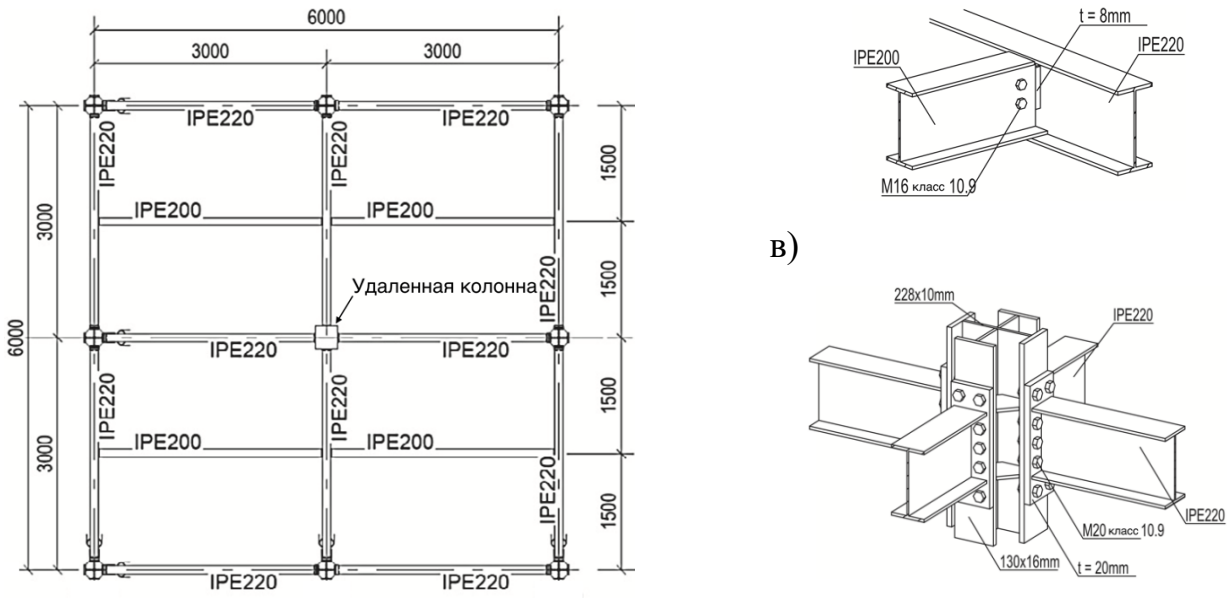


Рисунок 1.11 – Испытательный образец из [55]: а) размеры каркаса, б) узел крепления второстепенной балки к стенке главной балки, в) узел соединения главной балки с колонной

Главные балки крепились к колоннам шарнирно на болтах через торцевые пластины (рисунок 1.11 в). Второстепенные балки соединялись с главными через накладки (рисунок 1.11 б). Плита перекрытия имела верхнее и нижнее армирование стержнями ∅6 мм. Стад-болты ∅16 мм и длиной 75 мм располагались на балках с

шагом 100 мм: в два ряда на главных (54 шт. на балку) и в один ряд на второстепенных (28 шт. на балку).

Конструкцию нагружали статически, прикладывая к верхней части центральной колонны усилие с помощью гидравлического домкрата. Поскольку ход штока был недостаточно протяженным, для его выдвижения были сделаны два упора. Никакого дополнительного груза на перекрытие при испытании не прикладывалось. В процессе нагружения было сделано несколько коротких пауз, чтобы можно было осмотреть образец. Во время этих остановок давление домкрата уменьшалось до нуля. Максимальное значение усилия составило 910 кН, в этот момент произошло разрушение одной из балок в месте ее соединения с центральной колонной. После этого несущая способность перекрытия стала постепенно снижаться. Испытание продолжалось до тех пор, пока плита перекрытия не отделилась от балок в области вокруг удаленной колонны.

В [54] проведено испытание стального каркаса без монолитной плиты перекрытия. Метод испытаний и конструктивное решение образца были такими же, как и в [55]. На рисунке 1.12 показаны вертикальные деформации двух образцов.

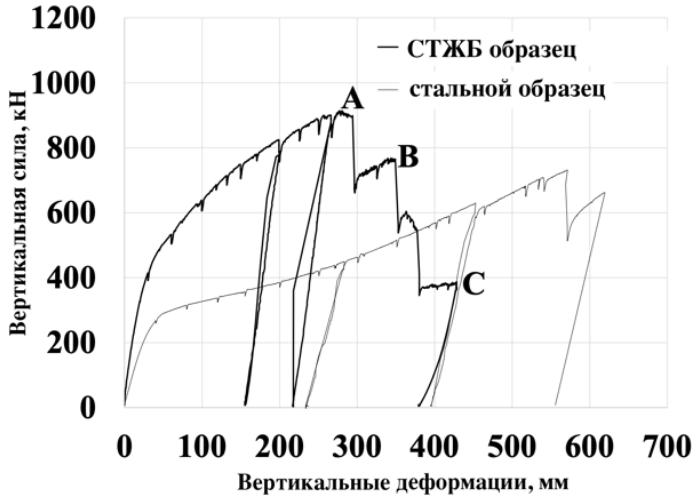


Рисунок 1.12 – Вертикальные деформации образцов из [54], [55]

Из графиков видно, что максимальная несущая способность СТЖБ каркаса оказалась на 24% выше, чем стального, а максимальный прогиб при этом получился в 2 раза меньше. Также, СТЖБ образец обладал большей начальной жесткостью, по сравнению со стальным каркасом.

В работе [65] описано испытание каркаса с перекрытием по профилированному настилу. Конструкция состояла из двух главных и шести второстепенных балок двутаврового сечения. По периметру располагались четыре обвязочные балки коробчатого сечения, которые опирались на восемь колонн (рисунок 1.13 а). Часть центральной колонны ниже перекрытия отсутствовала – на ее месте был установлен домкрат, а ее верхняя часть возвышалась над перекрытием на 5,6 м. Вместе все эти элементы образовывали ячейку 2х2 высотой в один этаж (рисунок 1.13 б).

а) б)

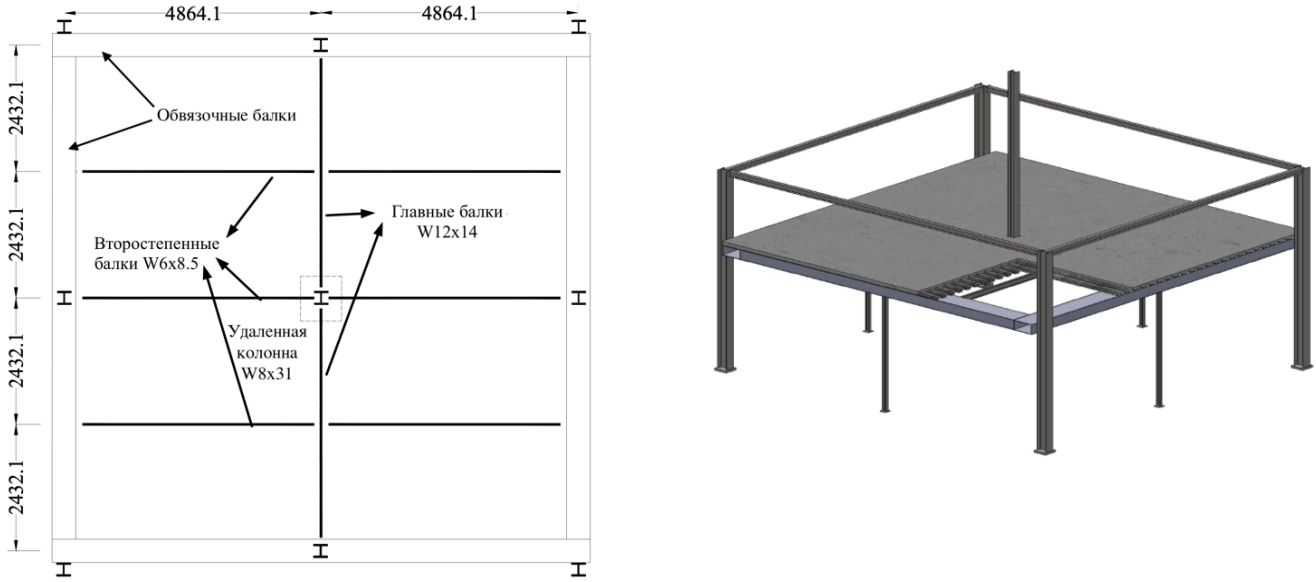


Рисунок 1.13 – Конструкция фрагмента каркаса из [65]: а) план фрагмента каркаса, б) общий вид образца

Сопряжение элементов было принято шарнирным. Главные балки соединялись с обвязочными с помощью двойных уголков. Второстепенные балки соединялись со всеми другими балками через накладки на стенках. Узел сопряжения главной и второстепенной балки показан на рисунке 1.14 а.

Перекрытие толщиной 114 мм армировалось противоусадочными сетками из проволоки ∅3,2 мм, шаг стержней составлял 300 мм. В качестве анкерных связей применялись стад-болты ∅12,7 мм и длиной 88,9 мм. Стад-болты приваривались к полкам балок непосредственно через профилированный настил с шагом 380 мм (рисунок 1.14 б).

а) б)

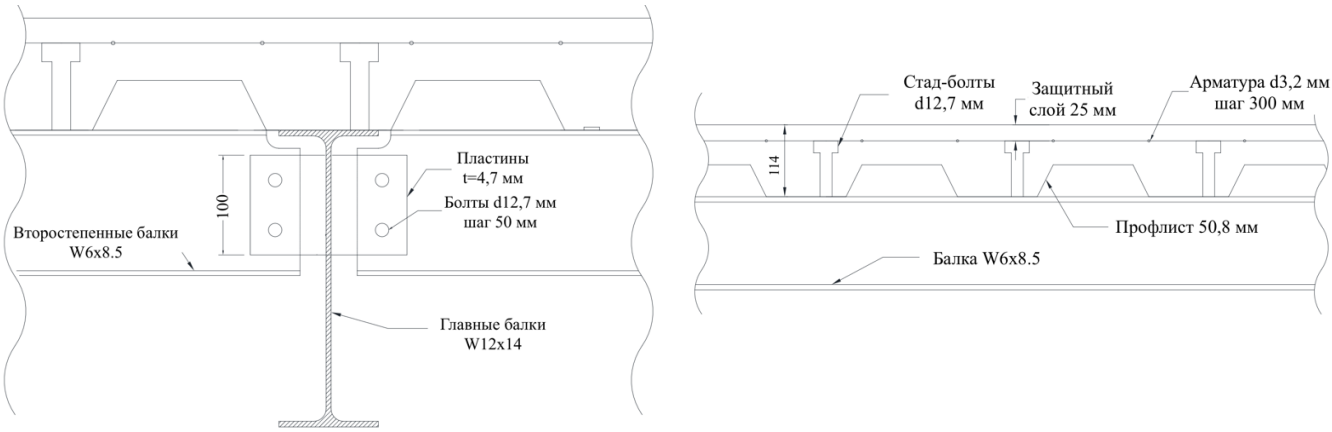


Рисунок 1.14 – Узел соединения главной и второстепенной балки а), конструкция плиты перекрытия б)

В процессе испытания к образцу последовательно прикладывалась равномерно распределенная нагрузка. Сначала кран поместил на перекрытие фанерные ковши, обтянутые изнутри пленкой и заполненные бетоном на 15 см. Вес ковшей с бетоном был приблизительно равен расчетному значению нагрузки в 2,9 кН/м^2. Далее, гидравлический домкрат, поддерживающий основание центральной колонны, медленно опустился. Выключение домкрата заняло 35 минут, после чего он уже не касался основания колонны. Наконец, с помощью насосной системы, установленные на перекрытие ковши наполнили водой, и значение равномерно распределенной нагрузки стало равно приблизительно 5,8 кН/м^2. Эта величина чуть больше требуемой нагрузки при расчете на прогрессирующее обрушение, согласно [94].

В [68] представлено испытание одноэтажного каркаса 3х3 с шагом колонн 4,5 м в масштабе 1:2. В ходе испытаний из конструкции последовательно удалялись следующие колонны: одна угловая, две колонны по периметру и одна внутренняя.

Сам каркас состоял из колонн, главных и второстепенных балок, перекрытия толщиной 79 мм. Стад-болты имели длину 67 мм и диаметр 9,5 мм. К главным балкам было приварено 29 стад-болтов в один ряд, к второстепенным – 16 стад-болтов. Раскладка балок перекрытия и его сечение показано на рисунке 1.15 а. Соединение главных балок с колонами было выполнено на двойных уголках, прикрепленных к обоим элементам тремя болтами. Одиночные уголки с болтовым

креплением применялись для соединения главных и второстепенных балок. Второстепенные балки крепились к колоннам через накладки, приваренные к стенкам колонн и соединенные с балками тремя болтами.

а) б)

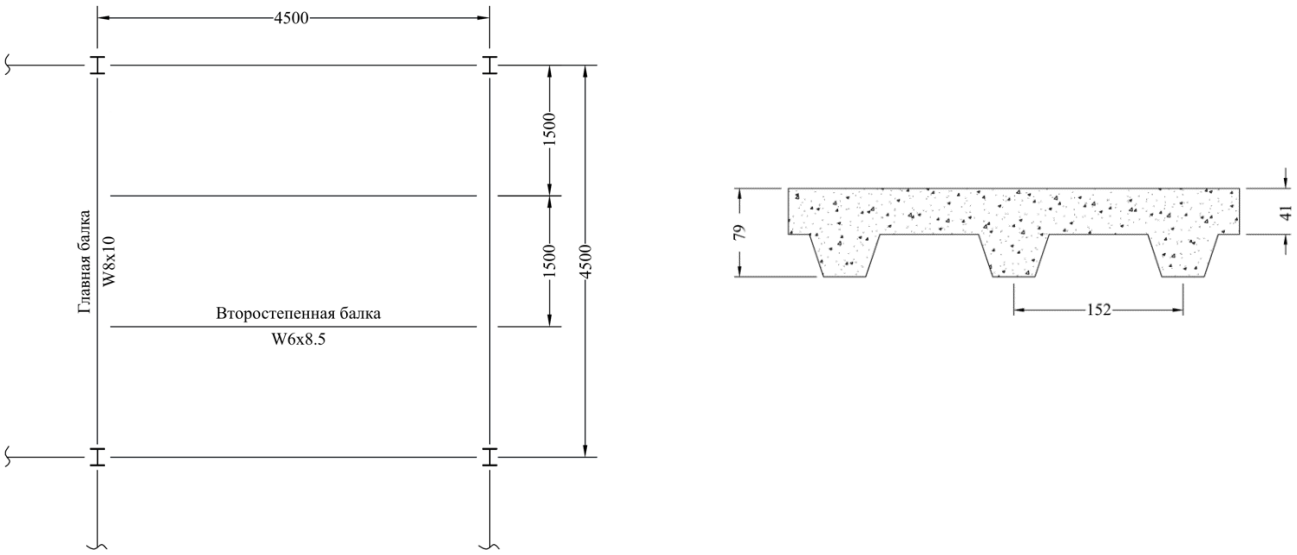


Рисунок 1.15 – Конструкция фрагмента каркаса из [68]: а) расположение элементов каркаса; б) сечение плиты перекрытия

Перед испытанием каркаса на участки перекрытия, примыкающие непосредственно к удаляемой колонне, устанавливались металлические емкости круглые в плане. В процессе удаления колонны они постепенно заполнялись водой с помощью насоса, расположенного на земле недалеко от каркаса.

Удаление колонны и нагружение конструкции происходило следующим образом. Из каркаса извлекалась нижняя часть колонны, при этом верхняя ее часть удерживалась автокраном. После того, как нижняя секция колонны была удалена, кран опускал перекрытие до первой точки равновесия и удерживал его в этом положении, пока в емкости заливалась вода (обычно 0,2 кН/м^2). Затем кран снова медленно опускал перекрытие до следующей точки равновесия. Эта процедура постепенного нагружения повторялась до тех пор, пока перекрытие уже не могло нести дополнительную нагрузку, и происходило его разрушение. Максимальное значение приложенной нагрузки варьировалось в зависимости от удаляемой колонны от 2,9 до 4 кН/м^2. Эти значения были гораздо меньше той величины, которая установлена в [101]. Несмотря на это, в каждом из четырех вариантов

удаления колонны, произошло разрушение каркаса в пределах площади приложенной нагрузки.

Во всех опытах, представленных в данном разделе, удаление колонны осуществлялось статически, т. е. влияние динамических эффектов не учитывалось. В [52], [104] процесс нагружения конструкции был комбинированным. Сначала на перекрытие прикладывалась равномерно распределенная нагрузка, и затем убиралась опора. Такая схема соответствует *pushdown* нагружению [73]. После стабилизации конструкции, к удаленной колонне прикладывалась уже сосредоточенная сила при помощи домкрата, чтобы довести конструкцию до разрушения. Эта схема соответствует *pulldown* нагружению. Поскольку результаты расчета по *pushdown* и *pulldown* схемам не равнозначны [74], то корректно оценить значение k_d в данных опытах не представляется возможным.

В [104] после приложения нагрузки, значение которой приблизительно равно указанному в нормах сочетанию, полного разрушения конструкции не произошло. В [65] нормативное значение было увеличено в 1,5 раза (k_d =1,5), что также не привело к обрушению. В [68] наоборот, каркас с удаленной колонной не смог нести даже нормативную величину нагрузки.

Отдельно стоит отметить опыты [54], [55], в которых наглядно видна разница в несущей способности и величине деформаций между СТЖБ каркасом и стальным каркасом без перекрытий. Эти данные не противоречат результатам численных экспериментов из [92], однако в последних предельная несущая способность модели с перекрытиями была в 3 раза выше модели без перекрытий.

1.4 Способы объединения железобетонной плиты и стальной балки в действующих нормативных документах и научных исследованиях

Согласно подходу СП 266 «Конструкции сталежелезобетонные» [36], совместная работа стальной балки и железобетонной плиты обеспечивается за счет

установки анкерных упоров. Их количество *n* определяется для каждого расчетного участка:

$$n_i = \frac{S_i}{P_{rd}}, \tag{1.18}$$

где S_i – сдвигающее усилие по шву объединения для каждого расчетного участка;

P_{rd} – несущая способность одного упора на сдвиг.

Несущая способность P_{rd} зависит от типа упора, его геометрических характеристик и прочности бетона на сжатие. Сдвигающее усилие S_i определяется как разность усилий в правом и левом сечениях расчетного участка:

$$S_i = (\sigma_{b1}A_b + \sigma_{s1}A_s) - (\sigma_{b2}A_b + \sigma_{s2}A_s), \tag{1.19}$$

где σ_{b1} и σ_{b2} – напряжения в центре тяжести поперечного сечения бетона в правом и левом сечениях расчетного участка плиты соответственно;

σ_{s1} и σ_{s2} – напряжения в продольной арматуре в тех же сечениях;

A_b и A_s – площадь сечения бетона и арматуры, соответственно.

Под расчетным участком понимается расстояние между соседними расчетными сечениями. Для комбинированных балок такими сечениями могут быть сечениями с максимальным или нулевым изгибающим моментом, опоры, сечения, в которых приложены сосредоточенные нагрузки. Например, для шарнирно опертой балки с равномерно распределенной нагрузкой расчетный участок равен половине пролета.

Прогибы комбинированных балок, согласно данному документу, вычисляют в предположении упругой работы бетона. Однако, конкретных указаний по определению деформаций в таких конструкциях в своде правил не приведено. В [3] предложен метод определения жесткости, основанный на приведении бетонного сечения к металлу. Коэффициент приведения будет равен:

$$m = \frac{E_S}{E_b}. \tag{1.20}$$

Приведенная к металлу площадь сечения определяется как:

$$A_{red} = \mathrm{A}_{st} + \frac{A_b}{m}, \tag{1.21}$$

где A_{st} и A_b – площадь поперечного сечения стальной балки и присоединенного участка железобетонной плиты, соответственно.

Площадь участка железобетонной плиты находится как:

$$A_b = b_{eff} \cdot h_f, \tag{1.22}$$

где b_{eff} – эффективная ширина участка железобетонной плиты (может определяться по табл. 4.1 [36]);

h_f – толщина железобетонной плиты.

Положение центра тяжести приведенного сечения будет равно:

$$y = \frac{S_0}{A_{red}}, \tag{1.23}$$

где S_0 – статический момент участка плиты относительно нейтральной оси сечения стальной балки.

$$S_0 = \frac{A_b m_0}{m}, \tag{1.24}$$

где m_0 – расстояние между центрами тяжести плиты и балки.

Момент инерции приведенного сечения вычисляется по формуле:

$$I_{red} = I_s + \mathrm{A}_{st} y^2 + \frac{I_b}{m} + \frac{A_b (m_0 - y)^2}{m}, \tag{1.25}$$

где I_b – момент инерции сечения присоединенного участка железобетонной плиты.

В нормах США по проектированию стальных конструкций [46] предлагается использовать не приведенный, а эквивалентный момент инерции I_{equiv}, который учитывает податливость анкерных связей. Численное значение эквивалентного момент инерции получается меньше приведенного.

$$I_{equiv} = I_s + \sqrt{\frac{\Sigma Q_n}{C_f}} (I_{red} - I_s), \tag{1.26}$$

где ΣQ_n – суммарная несущая способность анкеров в пределах одного расчетного участка;

C_f – сжимающее усилие в железобетонной плите, определяется как наименьшее из $A_{st}R_y$ и $0{,}85R_bA_b$.

$$Q_n = 0{,}5A_{an}\sqrt{R_bE_b} \leq R_gR_pR_{an}, \tag{1.27}$$

где A_{an} – площадь поперечного сечения одного анкера;

R_b – сопротивление бетона сжатию;

R_y – предел текучести стали;

R_g, R_p – коэффициенты, зависящие от конструктивного решения плиты перекрытия и расположения анкеров;

R_{an} – сопротивление анкера растяжению.

Одно из первых исследований было проведено в 1951 году. В [84], основываясь на допущениях упругой работы бетона и стали, а также принимая зависимость между внешней нагрузкой и величиной сдвига линейной, получено дифференциальное уравнение для сдвигающей силы и аналитическое выражение для определения прогиба балок составного сечения.

В [57] представлен метод нелинейного расчета сталежелезобетонных балок при действии изгибающего момента с учетом работы контактного слоя. Под контактным слоем понимается поверхность соприкосновения верхней полки стальной балки и ЖБ плиты. Принятыми допущениями являлись отсутствие сдвига между арматурой и бетоном, и неучет растяжения бетона. Предложенный подход основан на известном выражении, связывающем момент и кривизну:

$$\chi = -\frac{M}{E_bI_b + E_sI_s} \tag{1.28}$$

В работе также даны указания по определению величины сдвига слоев вдоль пролета балки итерационным методом. Результаты, полученные аналитическим путем, довольно точно совпадает с результатами физических экспериментов. Авторы отмечают, что величины предельных прогибов сталежелезобетонных

балок во многом зависят от жесткостных характеристик анкеров, соединяющих стальной элемент и железобетонную полку.

В [53] на основе принципа возможных перемещений получено дифференциальное уравнение деформации составной балки с учетом влияния сдвига. При этом работа стальной балки и анкеров считалась упругой, поведение железобетона – вязкоупругим.

В [64] проанализирована степень снижения жесткости составных балок в зависимости от вида внешней нагрузки с учетом работы контактного слоя. В работе были приняты следующие допущения: касательные напряжения в контактном слое пропорциональны сдвигу; стальная балка и бетонная полка имеют одинаковую кривизну. На основе уравнений равновесия и совместности кривизны получены общие выражения для определения сдвига и вызванного им дополнительного прогиба в составных однопролетных и многопролетных балках. Величина сдвига определяется выражением:

$$S_{0\le x\le l/2} = \frac{\beta P(1 + e^{-\alpha l} - e^{\alpha x - \alpha l} - e^{-\alpha x})}{2(1 + e^{-\alpha l})}, \qquad (1.29)$$

где $\beta = A_{red} m_0 p/K$;

p – продольное расстояние между анкерными связями;

K – поперечная жесткость анкерных связей;

P – внешняя нагрузка;

l – длина пролета.

α – коэффициент, показывающий степень сцепления ЖБ плиты и стальной балки:

$$\alpha = \sqrt{K/(A_1 E_s I_{red} p)}. \qquad (1.30)$$

Авторы пришли к выводу, что сдвиг приводит к снижению жесткости в однопролетных коротких балках до 17%, при этом его влияние на модуль упругости меньше, чем на момент инерции.

Данные исследования нашли продолжение в [103]. Принимая работу материала упругой и используя те же допущения, что и в предыдущем

исследовании, было получено аналитическое выражение для определения величины сдвига по длине элемента при граничных условиях, обеспечивающих свободный сдвиг на торцах, а также выражение для дополнительного прогиба. Величины сдвигов на левой и правой половинах пролета, соответственно, определяются как:

$$S_{0\le x\le l/2} = \frac{Ph}{4(E_b I_b + E_s I_s)\lambda^2}\left[\frac{\cosh(\lambda x)}{\cosh\left(\frac{\lambda l}{2}\right)} - 1\right], \tag{1.31}$$

$$S_{l/2\le x\le l} = \frac{Ph}{4(E_b I_b + E_s I_s)\lambda^2}\left[1 - \frac{\frac{\cosh(\lambda l)}{\sinh(\lambda l)}\cosh(\lambda x) - \sinh(\lambda x)}{\frac{\cosh(\lambda l)}{\sinh(\lambda l)}\cosh\left(\frac{\lambda l}{2}\right) - \sinh\left(\frac{\lambda l}{2}\right)}\right], \tag{1.32}$$

где λ – параметр сцепления.

x – координата, в которой определяется искомое значение;

h – высота СТЖБ балки, состоящая из высоты стальной балки и ЖБ плиты.

$$\lambda = \sqrt{\frac{K}{p}\left(\frac{1}{E_b A_b} + \frac{1}{E_s A_s}\right)}. \tag{1.33}$$

Авторами установлено, что влияние сдвига следует учитывать для составных балок с относительно короткими пролетами (около 8 м), так как в этом случае величина дополнительного прогиба, вызванного сдвигом элементов, оказывается существенной и ее нельзя игнорировать.

Влияние контактного слоя на несущую способность балок при упругой работе под действием отрицательного изгибающего момента было проанализировано в [58]. В работе показано, что дополнительная кривизна, вызванная сдвиговым эффектом, в большинстве случаев снижает несущую способность составных балок при воздействии отрицательного изгибающего момента.

В [67], [106], [82] на основе принципа минимума потенциальной энергии получены аналитические выражения для напряжений, деформации и прогибов свободно опертых и консольных составных балок.

Влияние усадки на деформативные характеристики составных элементов также исследовано в [105]. В работе представлена аналитическая модель для количественной оценки прогибов составных элементов, а также напряжений и относительных смещений материалов. Показано, что прогибы и касательные напряжения/сдвиги могут быть достаточно точно определены, если предполагается, что компоненты составного элемента имеют равную кривизну.

В исследованиях [98], [99] применен метод постоянных дуг для описания неупругой работы балок составного сечения с учетом работы контактного слоя. Предложенная модель основана на следующих допущениях:

– балка имеет постоянное поперечное сечение по всей длине,

– деформация балки мала, что исключает какое-либо влияние из-за изменения геометрии,

– отсутствует вертикальное разделение между двумя слоями,

– приложенная нагрузка проходит через вертикальную плоскость симметрии балки, что исключает кручение,

– продольный изгиб балки не учитывается.

Аналитическим способом получены графики распределения сдвига по длине балки при различных граничных условиях (рисунок 1.16).

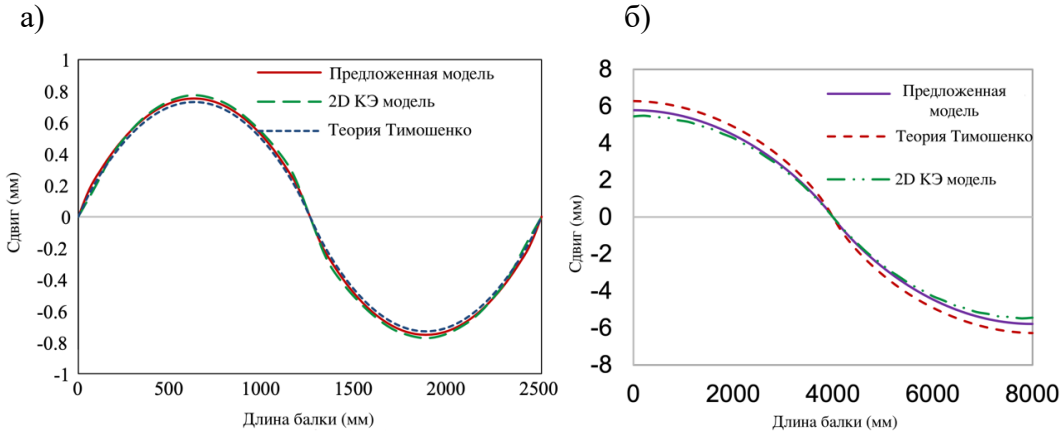


Рисунок 1.16 – Распределение величины сдвига по длине пролета, защемленной на двух опорах а) и свободно опертой б) балки

Авторами отмечено, что классическая теория изгиба балок Тимошенко может быть использована для описания работы составных балок только с поправочным коэффициентом сдвига. Однако применение такого поправочного

коэффициента недостаточно для точного определения прогиба, если составная балка имеет короткий пролет, на нее действует сосредоточенная нагрузка или граничные условия запрещают свободный сдвиг.

Влияние теплового воздействия, возникающего в результате гидратации цемента, на процесс трещинообразования в сталежелезобетонных балках рассмотрено в [51]. В исследовании предложен упрощенный подход для определения временных напряжений, вызванных процессом твердения бетона. Показано влияние дополнительных напряжений на характер зависимости сдвига от внешней нагрузки. Кроме этого, авторы варьировали видом цемента и значением внешней температуры в процессе заливки бетона.

В [91] представлено упрощенное аналитическое выражение для определения степени деформационного упрочнения балок составного сечения из нержавеющей стали с учетом полного или частичного сдвига слоев.

В [85] приведена теоретическая модель для анализа многопролетных составных балок с учетом сдвига, в которой основные уравнения равновесия сведены к одному дифференциальному уравнению второго порядка с заменой осевых сил на величину сдвига. Предлагаемый подход, при допущении линейной работы материала слоев и анкерных связей, может быть использован для любого типа нагрузки и граничных условий.

В [6] на основе теории расчета составных стержней Ржаницина получены аналитические зависимости сопротивления соединения железобетонной плиты со стальной балкой. Зависимость между деформациями, возникающими внутри составного стержня, и внутренними усилиями, вызванными в связях этими деформациями, считалась автором линейной. Для вывода выражений сдвигающих усилий между железобетонной плитой и стальной балкой с учетом податливости соединения контакта, сопротивление соединения рассматривалось как сумма сопротивления стальных анкеров на изгиб и бетона на смятие под ними.

В [7] исследовано влияние зависимости нагрузка-сдвиг для анкерных связей на несущую способность составной балки. На основе этих исследований получена информация об определении минимальной степени сдвига в зависимости от

поведения связи. Дифференциальные уравнение, приведенные в работе, применимы для упругой стадии работы составного элемента.

В [5] на основе формулы Журавского определена нижняя граница сдвиговой жесткости, ниже которой соединение следует считать абсолютно податливым, а составную балку нельзя считать сталежелезобетонной. Также получена формула для определения верхней границы сдвиговой жесткости, выше которой для расчета сталежелезобетонных конструкций допускается использовать подход в предположении отсутствия сдвига.

Из рекомендаций нормативных документов следует, что совместная работа стальной балки и железобетонной плиты осуществляется за счет специально предусмотренных анкерных связей.

В ряде перечисленных выше исследований предлагается учитывать контакт материалов с помощью параметра сцепления. Его значение зависит от жесткости анкеров и жесткости составного сечения, в том числе приведенной. Т. е. поверхность контакта рассматривается как отдельная составляющая СТЖБ балки, в которой возникают дополнительные силовые факторы, оказывающие влияние на жесткостные характеристики сечения.

1.5 Анализ конечно-элементных моделей сталежелезобетонных перекрытий

Степень детализации расчетной модели во многом будет зависеть от количества данных, которые необходимо получить по результатам расчета. Задача подобрать сечения, определить деформации конструкции или имитировать особенности работы образцов при испытаниях повлияет на выбор геометрической схемы конструкции, данных о физических характеристиках материалов и геометрических характеристиках поперечных сечений конструктивных элементов, информации о нагрузках и их расчетных комбинациях. При построении модели сталежелезобетонного перекрытия, помимо прочего, необходимо принимать во

внимание наличие поверхности контакта двух разнородных материалов. Исходя из существующих на данный момент работ и рекомендаций по проектированию, модели перекрытий из сталежелезобетона можно условно разделить на упрощенные, когда конструкция создается из стержневых и пластинчатых КЭ, и детализированные, в которых дополнительно применяются объемные КЭ.

В упрощенных моделях балки выполняются стержневыми элементами, а плиты – однослойными или многослойными оболочками. В некоторых случаях упрощенные модели не содержат конечные элементы перекрытий в своем составе – собственный вес плит прикладывается к балкам как погонная нагрузка. Такой подход может применяться, когда необходимо получить только усилия в стержнях по результатам статического линейного расчета для последующего подбора сечений и проверки по II группе предельных состояний. Однако, корректно оценить жесткость конструкции целиком в этом варианте модели не представляется возможным.

Если перекрытия включены в модель с помощью соответствующих КЭ, то соединение плиты и балки друг с другом происходит посредством общих узлов, что, в свою очередь, обеспечивает их совместную работу. Соединение этих элементов может быть выполнено несоосно, т. е. учитывается эксцентриситет между срединной плоскостью плиты и осью балки (рисунок 1.17). В данном случае при действии на плиту вертикальной нагрузки, в ней возникают горизонтальные перемещения и мембранная группа усилий. Этот эффект называют сдвиговым запаздыванием, он позволяет определить расчетную ширину плиты [34].

а) б)

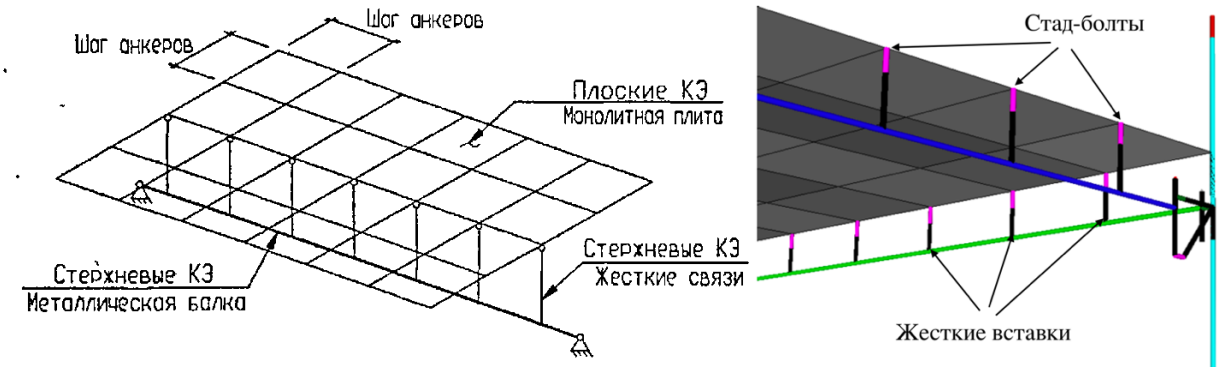


Рисунок 1.17 – Примеры моделирования соединения плиты перекрытия и стальной балки, выполненные в [2] а) и в [79] б)

На рисунке 1.17 изображены варианты несоосного соединения плиты и стальной балки с помощью жесткой связи (жесткой вставки) – конечного элемента с бесконечной жесткостью. Высота жестких связей может быть равна расстоянию между центром тяжести балки и срединной плоскостью плиты (рисунок 1.17 а), либо равна половине высоты сечения балки (рисунок 1.17 б). Во втором случае вдоль жесткой связи дополнительно установлен стержневой КЭ, имитирующий анкерную связь, которая есть в реальном перекрытии. Его высота может быть равна длине анкера или половине высоты сечения плиты перекрытия. Жесткостные характеристики анкеров принимаются равными фактической жесткости анкерной связи, либо задаются с помощью специальных КЭ, описываемых коэффициентами жесткости по нескольким степеням свободы. Например, в работе [10] в ПК ЛИРА-САПР для этих целей используются КЭ 55, имеющие 3 линейных и 3 угловых степени свободы.

Плиты перекрытий в упрощенных моделях выполняют с помощью оболочечных КЭ. Оболочка может быть многослойной. Каждый слой имитирует конкретный элемент в составе железобетонного перекрытия – бетон, арматуру, профилированный настил (рисунок 1.18).

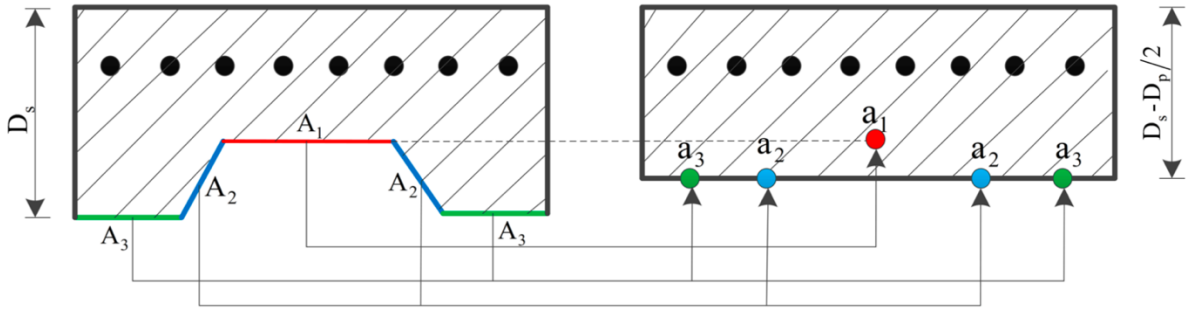


Рисунок 1.18 – Пример моделирования перекрытия с профилированным настилом оболочечными КЭ постоянной толщины из [92]

На рисунке 1.18 показан вариант создания перекрытия с профилированным настилом в виде многослойной оболочки из [92]. Здесь изначальная толщина перекрытия D_s преобразуется в эквивалентное сечение, равное D_s - $D_p/2$, где D_p – высота профилированного настила. Полученное значение задается в качестве толщины для всех элементов оболочки в модели перекрытия. Площади полос

профилированного листа A_1, A_2 и A_3 рассчитываются путем умножения толщины настила на длину полосы. Затем вычисляют эквивалентную площадь арматурного стержня a_i.

В [78] представлен усложненный вариант модели перекрытия с профилированным настилом. В этом варианте плита выполнена оболочечными КЭ разной толщины. Так, фрагмент перекрытия между стенками одного гофра выполняется в виде многослойной оболочки, состоящей из двух слоев бетона, слоя стержневой арматуры и слоя стального настила. Общая толщина такой плиты равна сумме толщины бетона над гофром, высоты бетона в гофре и толщины настила. Фрагмент перекрытия между стенками соседних гофров также рассматривается как многослойная оболочка, но меньшей толщины, равной толщине бетона над гофром. Профилированный настил в зоне между стенками соседних гофров может не учитываться, чтобы представить анизотропное поведение стального настила, которое имеет гораздо большую жесткость и прочность вдоль ребер, чем поперек (рисунок 1.19).

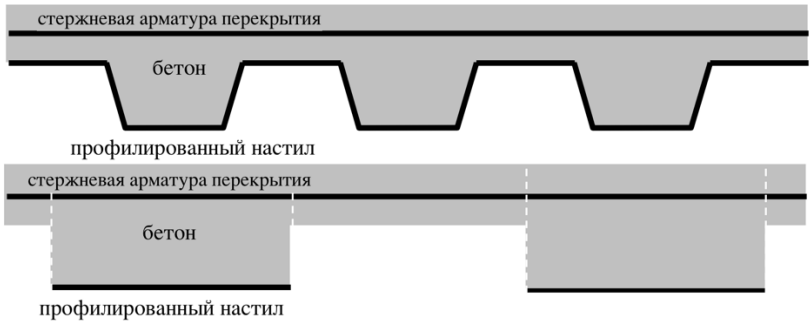


Рисунок 1.19 – Пример моделирования перекрытия с профилированным настилом оболочечными КЭ переменной толщины из [78]

Приемлемость использования упрощенных моделей можно оценить на примере из [79]. В данной работе приведены вертикальные деформации фрагмента сталежелезобетонного каркаса, полученные на основе опытов и с использованием КЭ модели, представленной на рисунке 1.17 б. Опытные данные взяты из [68] (более подробное описание испытаний приведено в предыдущем разделе). На рисунке 1.20 изображены зависимости прогибов от приложенной нагрузки для трех случаев удаления колонны. По горизонтали отложены значения прогибов в мм, по вертикали – нагрузка в кПа.

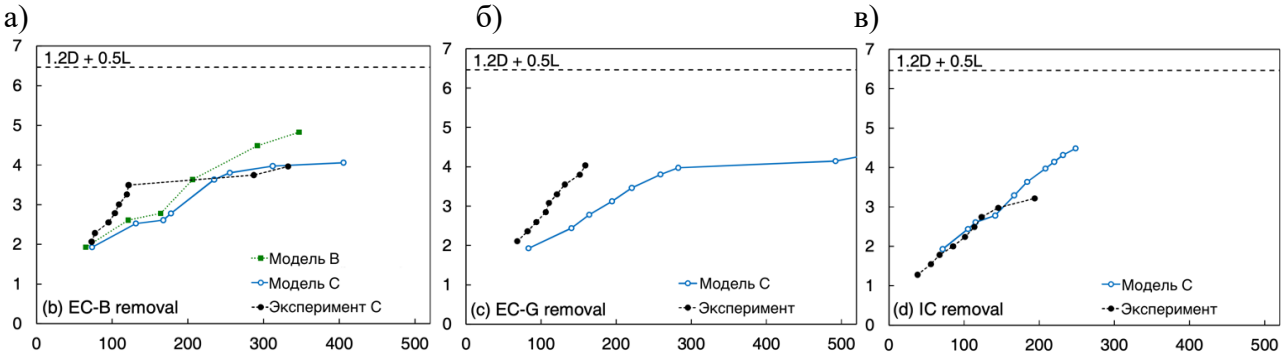


Рисунок 1.20 – Зависимости деформаций от нагрузки из [79] при удалении одной из колонн на торце каркаса – а) и б), при удалении угловой колонны – в)

Как видно из графиков на рисунке 1.20, во всех случаях упрощенные КЭ модели давали существенные расхождения результатов по сравнению с экспериментом. На рисунке 1.20 а, б показано, что при удалении торцевых колонн прогиб по модели получился в 2-3 раза больше опытного значения. При удалении угловой колонны (рисунок 1.20 в) предельная несущая способность модели получилась на 39% больше, чем в опыте. Авторы полагают, что в последнем случае такое расхождение является результатом повреждений, которые получила плита в ходе предыдущих опытов. Эти повреждения привели к снижению несущей способности перекрытия, но в моделях их влияние не учитывалось.

Теперь рассмотрим детализированные модели сталежелезобетонных перекрытий [66], [87], [63], [47]. На рисунке 1.21 изображены примеры такого решения.

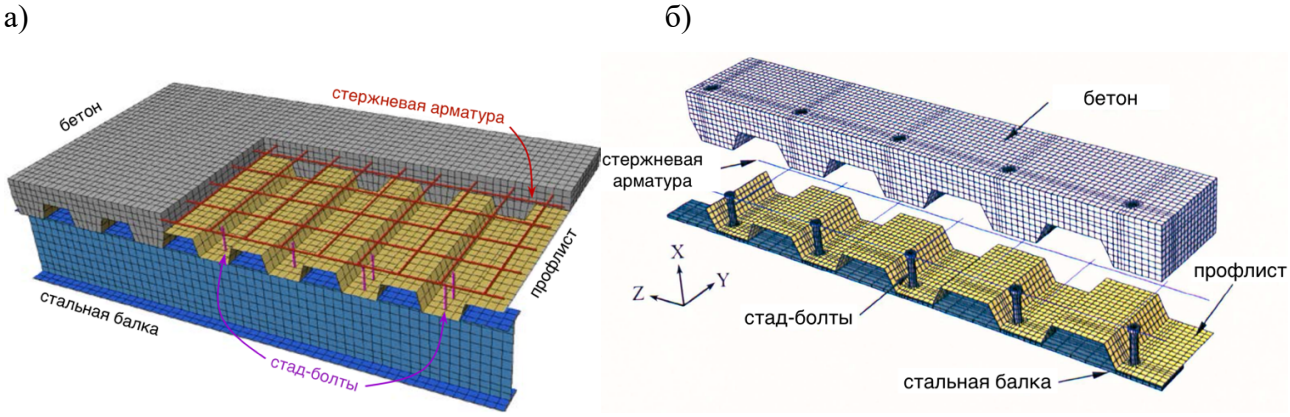


Рисунок 1.21 – Фрагменты детализированных моделей сталежелезобетонного перекрытия из [78] а) и [87] б)

В отличие от упрощенных моделей, в детализированных бетон моделируется объемными КЭ, арматура плиты и анкерные связи – стержневыми КЭ, профилированный настил и стальные балки – оболочечными КЭ (рисунок 1.21 а). Соединение анкерных связей с элементами бетона, профилированного настила и балок происходит через общие узлы. В некоторых случаях стад-болты, а также балки в составе перекрытий также выполняются объемными КЭ (рисунок 1.21 б).

Поверхность контакта различных материалов моделируется при помощи специальных КЭ, чтобы обеспечить податливость соединения. При этом контакт профилированного настила с бетоном может выполняться с коэффициентом трения 0,4-0,5. Контакт верхней поверхности полки стальной балки и профилированного настила возможен без трения.

Поскольку податливость учитывается специальными КЭ, возможен вариант без применения этих элементов в модели, т. е. абсолютно жесткое соединение балки с плитой перекрытия. Оценим влияние податливости контакта на величину прогибов опираясь на данные, представленные на рисунке 1.22.

а) б)

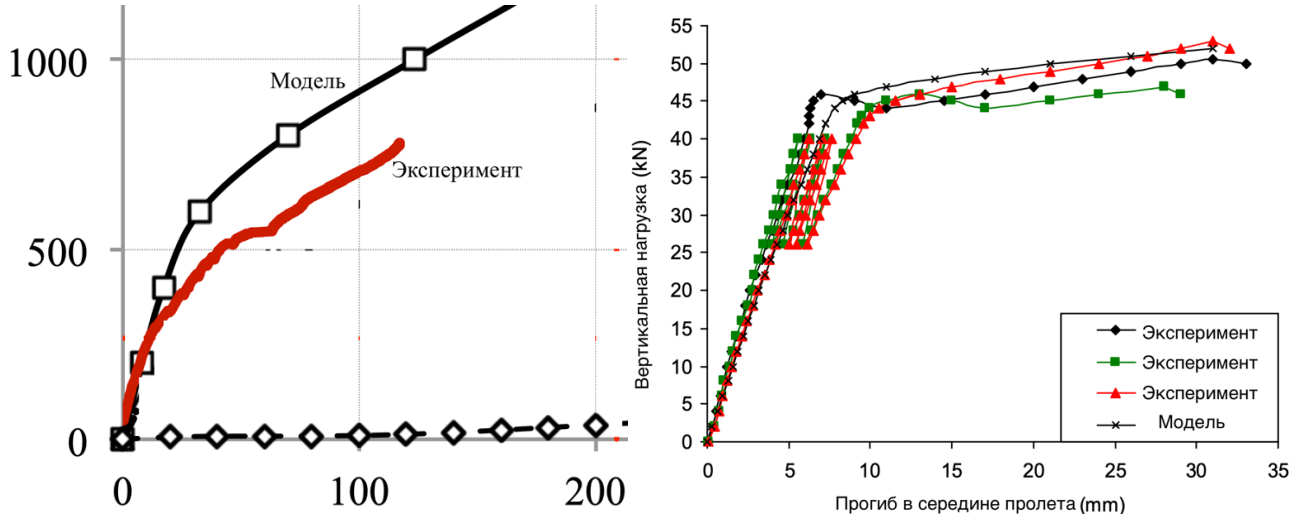


Рисунок 1.22 – Фрагмент графика с величинами прогибов из [66] а), график прогибов из [63] б)

На рисунке 1.22 а) изображены графики прогибов перекрытия, полученные на основе опыта, а также на основе данных модели без податливости контакта. Соответственно, на рисунке 1.22 б) прогибы взяты из модели, которая учитывала податливость контакта.

В первом случае величины вертикальных деформаций модели довольно сильно отличаются от экспериментальных значений, в особенности в упругопластической стадии работы конструкции. В предельной стадии прогиб по модели получился в 2 раза меньше опытного при одинаковом уровне нагрузки. В случае использования варианта с податливым контактом, деформации точно совпадали с экспериментом как при упругой работе, так и при упругопластической.

Исходя из анализа представленных выше работ, можно сделать вывод о том, что, по сравнению с детализированными, упрощенные модели более просты в создании, требуют меньше временя для расчета. В свою очередь, детализированные модели применяются для имитации процесса испытания образцов и последующего детального изучения НДС конструкции. Обязательным требованием в обоих случаях является наличие в моделях податливости контакта плиты перекрытия и стальной балки, поскольку без учета этого фактора невозможно корректно определить значения деформаций модели.

Выводы по главе 1

1. Анализ результатов испытаний СТЖБ каркасов с удаленной колонной и численных экспериментов показывает, что наличие плит перекрытий существенно влияет на несущую способность и величину вертикальных деформаций. Нормативный метод расчета на прогрессирующее обрушение основан на использовании выражений, которые получены эмпирически по результатам анализа стержневых КЭ моделей, напряженно-деформированное состояние которых отличается от аналогичных вариантов с плитами перекрытий. Это несоответствие вызывает сомнение в корректности результатов статического нелинейного расчета СТЖБ и ЖБ рамных каркасов с монолитными ребристыми перекрытиями, выполненного по зарубежным нормативным документам.

2. В СТЖБ балках совместная работа элементов обеспечивается за счет анкерных связей. В таких конструкциях на поверхности контакта возникают дополнительные силовые факторы. Податливость анкеров и наличие сил в контактном слое приводит к взаимному смещению элементов, в результате чего СТЖБ балку следует рассматривать как составной стержень. Согласно российским нормативным документам, прогибы комбинированных балок определяют с использованием приведенного сечения, однако фактическая жесткость будет зависеть не только от механических и геометрических характеристик, но также от типа анкеров и контактного слоя.

3. В исследованиях, в которых проводятся испытания крупномасштабных фрагментов СТЖБ каркасов с удаленной опорой и затем выполняется КЭ моделирование опытов, недостаточное внимание уделяется работе анкерных связей и анализу напряженно-деформированного состояния контактного слоя, с точки зрения влияния на результат опыта. Исходя из этого, появляется необходимость описания данных факторов с помощью аналитического аппарата строительной механики.

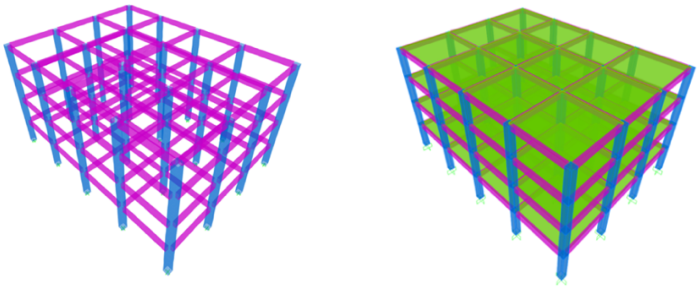
4. В опытах с крупномасштабными физическими моделями не удается сымитировать мгновенное удаление элемента. Однако, в одних случаях, при статическом характере разрушения (без динамических эффектов), СТЖБ конструкция, спроектированная для условий нормальной эксплуатации, может выдерживать нагрузку, в 1,5 раз превышающую нормативное значение, без возникновения прогрессирующего обрушения. В других случаях, подобный СТЖБ каркас начинает разрушаться при действии нагрузки, значение которой даже ниже положенного нормами. В связи с этим, при выборе конструктивного решения следует опираться на апробированные теоретические методы расчета.

Глава 2. Влияние монолитных ребристых перекрытий на напряженно-деформированное состояние многоэтажных железобетонных каркасов с выключающимися связями

2.1 Вклад монолитных ребристых перекрытий в величину вертикальных деформаций рамных каркасов при возникновении локального повреждения

Из анализа опытов, описанных в предыдущей главе, видно, что игнорирование работы плит возможно в случае сборных перекрытий, но в каркасах со сталежелезобетонными перекрытиями приводит к существенной недооценке сопротивления всей конструкции к прогрессирующему обрушению. Такие конструкции за счет мембранного эффекта работы перекрытий могут воспринимать большую нагрузку с меньшими прогибами без перехода в упругопластическую стадию. Предполагается, что и в рамных железобетонных каркасах монолитные ребристые перекрытия могут повышать жесткость всего сооружения и, следовательно, увеличивать диапазон его упругой работы [23].

Рассмотрим расчет монолитного 4-х этажного каркаса в двух вариантах (рисунок 2.1): в первом случае расчетная модель будет без перекрытий (модель А), во втором будет включать плиты перекрытий в виде нелинейных многослойных оболочек (модель Б).



Модель А Модель Б

Рисунок 2.1 – Общий вид расчетных моделей

Высота этажа – 3,5 м. В качестве локального отказа рассматривается удаление колонны первого этажа в осях Б/3. План каркаса и размеры поперечного сечения элементов перекрытия с принятым армированием показаны на рисунке 2.2.

а) б)

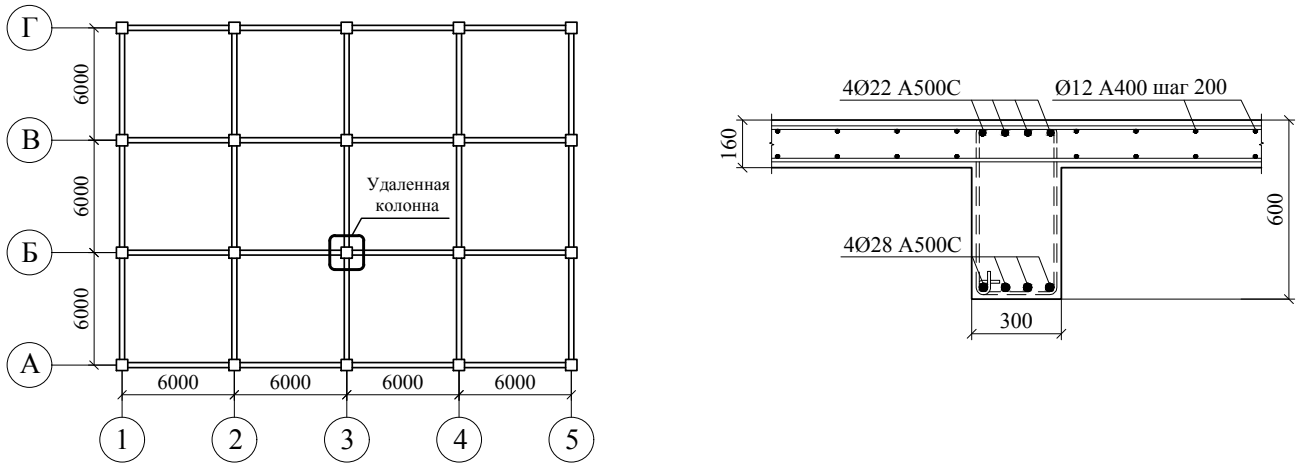


Рисунок 2.2 – План каркаса а) и армирование конструкций перекрытий б)

Необходимо отметить, что данный пример носит иллюстративный характер – его цель показать степень влияния плит перекрытий на жесткость конструкции при возникновении локального отказа. Исходя из этого, каркас изначально был спроектирован так, чтобы в обоих случаях (с перекрытиями и без) выдерживать увеличенную нагрузку при выполнении нелинейного динамического расчета и не разрушаться. Сечение элементов, армирование и класс бетона подобраны с существенным запасом относительно требований норм.

Прочностные характеристики материалов (таблица 2.1) с учетом малой вероятности возникновения рассматриваемого события отказа были приняты равными их нормативным значениям, согласно [37].

Таблица 2.1 – Характеристики элементов перекрытия

Характеристика / Элемент	μ_s, %	Класс бетона	Класс арматуры	R_{bn}, МПа	R_{sn}, МПа	ε_{b2}	ε_{s2}
Балки	2,37	В40	А500С	29	500	0,0035	0,033
Перекрытие		В30	А400	22	400		

Увеличенная нагрузка прикладывалась в области вокруг удаленной колонны по схеме *pushdown*. Расчет производился в ПК SAP2000 на сочетание постоянных и временных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке γ_f=1:

$$P = \gamma_f\left(q_{\text{пост}} + q_{\text{врем}}\right), \tag{2.1}$$

где $q_{пост}$ и $q_{врем}$ – величины постоянных и временных нагрузок соответственно равные 11 кН/м^2 и 2 кН/м^2.

Согласно рекомендациям [101], при статическом расчете каждое загружение разбивалось на 20 шагов. В динамическом расчете время удаления колонны составляло не более 1/10 периода колебаний по форме, визуально напоминающей деформированную схему в статическом состоянии. Применялся прямой метод интегрирования Ньюмарка в неявном виде с коэффициентами интегрирования β=0,5 и α=0,25. Шаг интегрирования был равен времени отказа, время интегрирования – 1 с. Отказ элемента моделировался согласно функции времени, изображенной на рисунке 2.3: t_r – время отказа элемента, τ – время интегрирования.

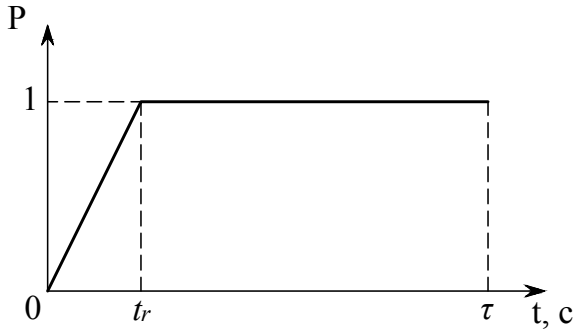


Рисунок 2.3 – Диаграмма функции времени для отказа колонны

В качестве предельного состояния рассматривался вариант работы, при котором напряжение в растянутой арматуре ригелей достигает предела текучести при соответствующей величине прогиба Δ_y, а бетон сжатой зоны работает на нисходящей ветви. В этом случае конструкция не переходит в стадию работы по висячему механизму, и геометрическая нелинейность в расчете не учитывается. Наступление предельного состояния будет характеризоваться исчерпанием статической неопределимости, после чего приложение нагрузки прекращается и расчет останавливается.

Поскольку после внезапного удаления колонны начинается колебательный процесс, в SAP2000 диаграммы деформирования материалов включали модели гистерезиса – «Kinematic» для арматуры и «Takeda» для бетона. Обе модели учитывают диссипацию энергии и имеют разгружающую ветвь, которая параллельна ветви нагружения и той же длины (рисунок 2.4).

а) б)

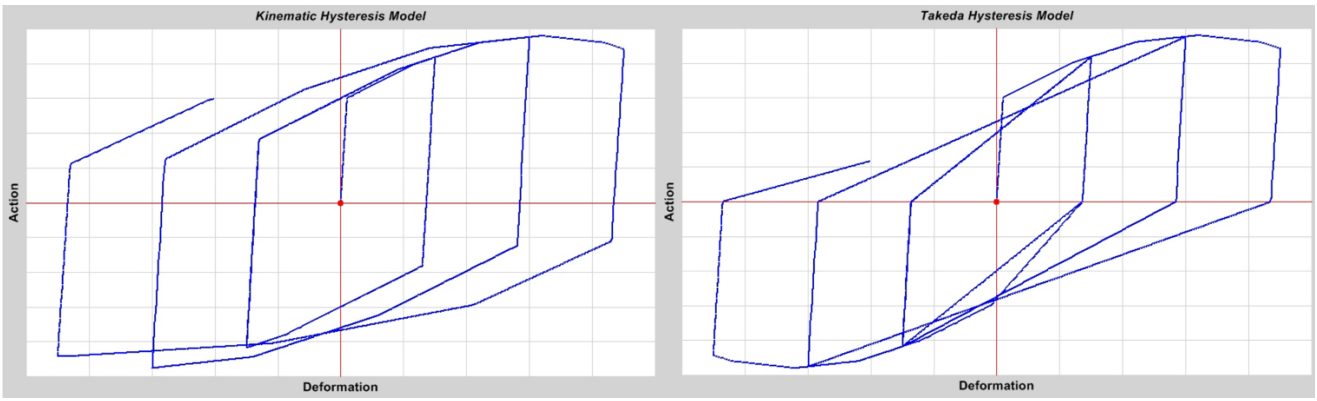


Рисунок 2.4 – Модели гистерезиса для арматуры а) и бетона б)

Диаграммы деформирования бетона В40 и арматуры А500С, принятые в расчете, показаны на рисунке 2.5.

а) б)

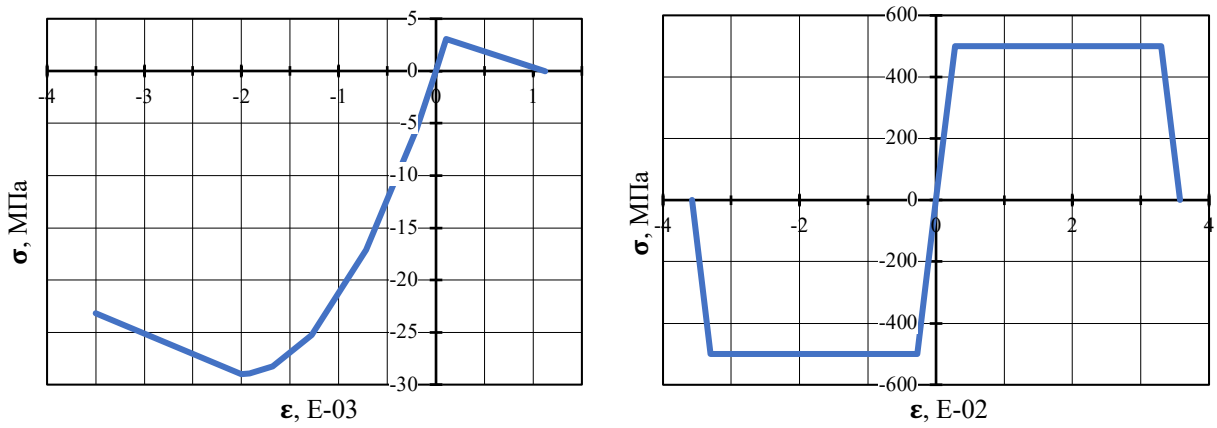


Рисунок 2.5 – Диаграммы деформирования: а) бетона В40, б) арматуры А500С

Физическая нелинейность в ПК SAP2000 для стержневых элементов – балок и колонн учитывалась применением фибровых шарниров. Они устанавливались в местах наиболее вероятного возникновения пластических шарниров: в балках – по обоим концам и в середине, в колоннах – в местах соединения с балками. Длина пластических шарниров в колоннах была равна половине высоты сечения, т. е. 0,3 м. Длина шарниров в балках определялась по методу, изложенному в [26]. Согласно ему, длина пластической зоны l_p определяется по эмпирической формуле:

$$l_p = C\left(1 + \frac{0{,}5N}{N_u}\right)(0{,}9 + 6{,}1\xi)\left(\frac{l_0}{h_0}\right)^{\frac{1}{4}} h_0, \qquad (2.2)$$

где C – коэффициент для пролетных сечений равный 1, для опорных – 0,7;

N – значение продольной силы в ригеле;

N_u – предельное значение продольной силы при центральном сжатии;

ξ – то же, что в (1.16);

l_0 – длина примыкающего к пластическому шарниру участка элемента на котором изгибающий момент сохраняет знак, для защемленной на двух концах $l_0 = 0{,}25l$.

Значение N_u находится по формуле [35]:

$$N_u = \varphi \cdot \left(R_{bd} \cdot A + R_{sc} \cdot A_{s,tot}\right), \quad (2.3)$$

где A – площадь бетонного сечения, м^2;

R_{bd} – динамическое сопротивление бетона сжатию;

R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию;

$A_{s,tot}$ – площадь всей продольной арматуры в сечении, м^2;

φ – коэффициент, принимаемый при кратковременном действии нагрузки равным 0,9.

После выполнения нелинейного динамического и статического расчетов для обеих моделей были построены графики колебаний верхнего узла удаленной колонны при воздействии разного уровня нагрузки (рисунок 2.6, 2.7), а также графики зависимости уровня нагрузки в % от P от вертикального перемещения того же узла (рисунок 2.8).

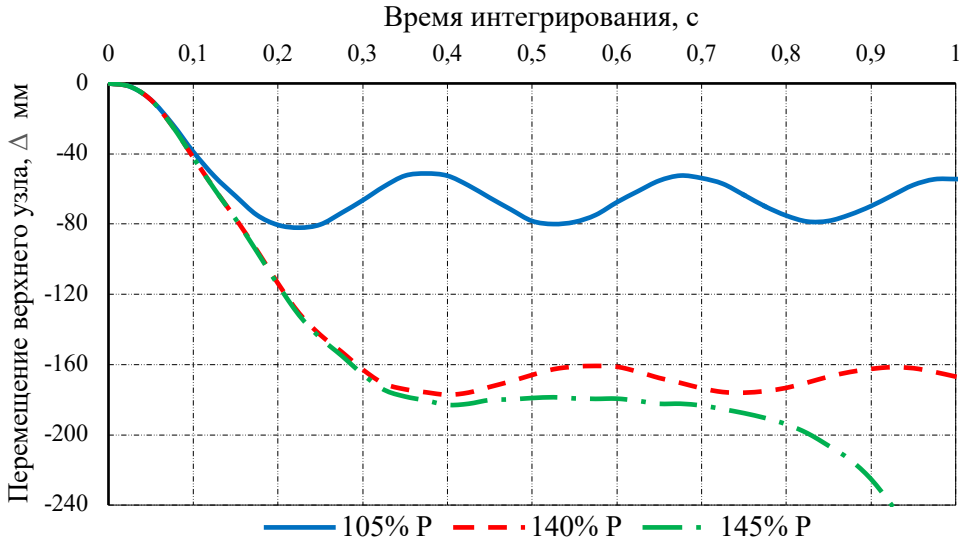


Рисунок 2.6 – Колебания верхнего узла удаленной колонны при разном уровне нагрузки для модели А

На рисунке 2.6 показано, что при действии нагрузки, равной 105% от *P*, конструкция работает в упругой стадии. При возрастании нагрузки напряжение в растянутой арматуре достигнет предела текучести и в ригелях начинают развиваться пластические деформации. Вертикальное перемещение узла при данном уровне нагружения соответствует значению предельного упругого прогиба в динамическом расчете и составляет Δ_y=82,11 мм.

При уровне нагрузки в 140% от *P* амплитуда колебаний уменьшается, упругая составляющая незначительна по сравнению с пластической. Данный уровень соответствует предельной нагрузке, которую может воспринимать каркас и, соответственно, значение предельного прогиба будет равно Δ_u=177,21 мм.

При увеличении нагрузки до 145% от *P* колебаний ригелей практически не происходит, вертикальные перемещения стремительно возрастают, и затем наступает разрушение ригелей.

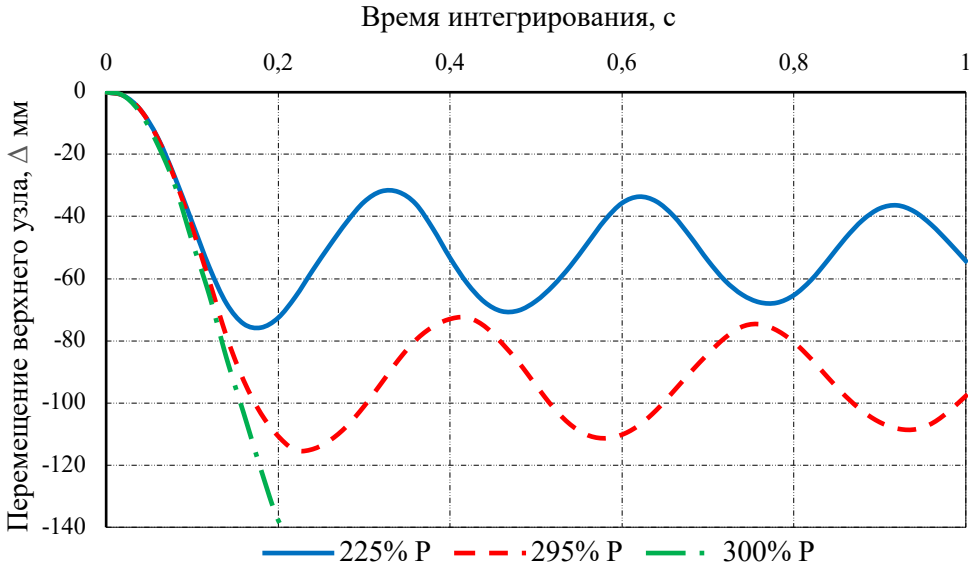


Рисунок 2.7 – Колебания верхнего узла удаленной колонны при разном уровне нагрузки для модели Б

Аналогично модели А, на рисунке 2.7 показаны колебания верхнего узла для модели Б. Нагрузка в 225% от *P* соответствует предельной упругой при прогибе равном Δ_y=75,76 мм, а предельная нагрузка и предельный прогиб равны 295% от *P* и Δ_u=115,16 мм, соответственно. При увеличении нагрузки до 300% конструкция перекрытий разрушается.

На рисунке 2.7 видно, что амплитуда колебаний при разных значениях нагрузки примерно одинакова, что может свидетельствовать о преимущественно упругой работе каркаса с плитами перекрытий вплоть до его разрушения.

На рисунке 2.8 изображены графики зависимости перемещения верхнего узла удаленной колонны от разного уровня нагрузки в статическом и динамическом расчете до разрушения каркасов.

Для модели А на диаграмме статического расчета можно четко видеть точку перелома, которая соответствует достижению в растянутой арматуре ригелей напряжений текучести. Аналогичный график для модели Б имеет более пологую форму, вследствие повышенной жесткости каркаса за счет работы перекрытий. Несущая способность каркаса с плитами перекрытий оказалась значительно выше каркаса без плит – 450% *P* и 180% *P*, соответственно.

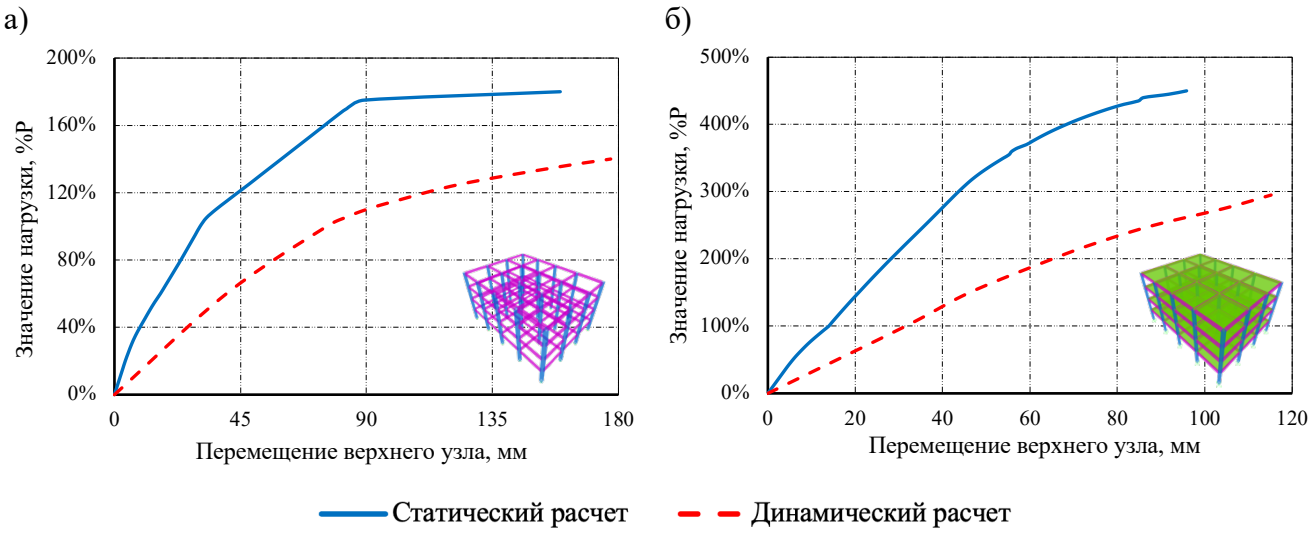


Рисунок 2.8 – Зависимость нагрузка-перемещение для модели А и Б

Коэффициент динамичности в данном случае может быть найден как отношение нагрузки в статическом расчете P_s к нагрузке в динамическом расчете P_d при одинаковом уровне вертикальных перемещений:

$$k_d = \frac{P_s}{P_d}. \quad (2.4)$$

Значения k_d и несущей способности для каждой модели приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Коэффициенты динамичности и значения несущей способности для моделей А и Б

	Модель А	Модель Б	Δ, %
k_d	1,33	1,72	29
Несущая способность, полученная в динамическом расчете, в % от Р	140	295	111
Несущая способность, полученная в статическом расчете, в % от Р	180	450	150

Как и в исследовании [92], значение k_d для модели Б получилось выше, чем для модели А, с разницей в 29%. Несущая способность варианта с перекрытиями более чем в 2 раза выше каркаса без плит перекрытий. Полученные результаты подтверждают предположение о том, что в рамных каркасах с монолитными ребристыми перекрытиями, в отличие от сборного варианта, наличие плит перекрытий существенно влияет как на несущую способность, так и на величину вертикальных деформаций.

2.2 Применение энергетического подхода для определения коэффициентов динамичности при выполнении нелинейного статического расчета

Поскольку, существующие в актуальных нормативных документах формулы для определения коэффициентов динамичности получены по результатам расчета моделей, в которых плиты перекрытий были заменены погонной нагрузкой, приложенной к ригелям каркаса, применение коэффициентов динамичности, найденных по методу из норм, не приблизит поведение модели с перекрытиями к работе реальной конструкции. Для выполнения статического нелинейного расчета рамных железобетонных каркасов с монолитными ребристыми перекрытиями на прогрессирующее обрушение, необходимо аналитическое выражение, для определения k_d, учитывающего работу перекрытий.

Одним из способов определения и последующей калибровки k_d может быть аналитический подход, базирующийся на энергетическом балансе системы [97]. В

данном методе, работа внешних сил W системы с нагрузкой P_d равна энергии деформации системы U с нагрузкой P_s, т. е. $W=U$. В формульном выражении работа внешних сил будет равна:

$$W = P_d \cdot \Delta_u. \tag{2.5}$$

Графически равенство $W=U$ может быть проиллюстрировано на рисунке 2.9 в виде равенства площадей фигур ABCD и AEFD [86].

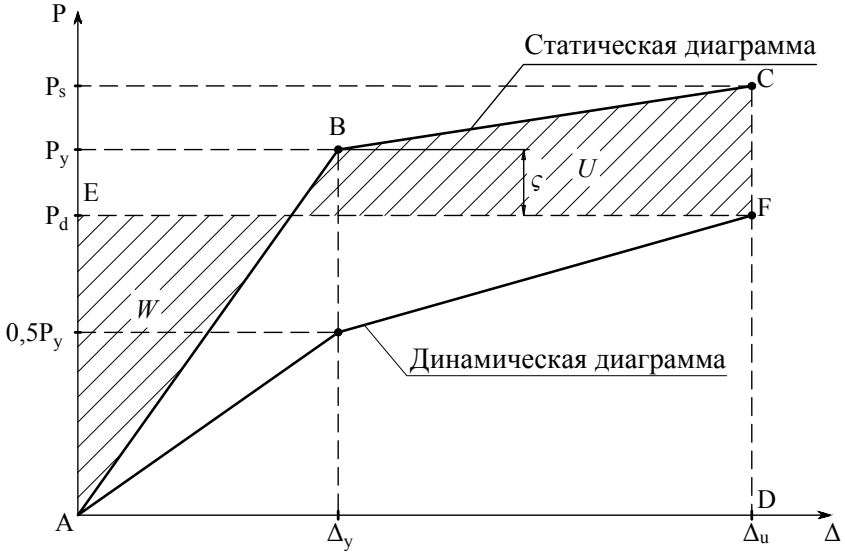


Рисунок 2.9 – К определению k_d энергетическим методом

На рисунке 2.9 P_y – нагрузка, соответствующая началу текучести продольной растянутой арматуры ригеля, Δ_y – предельный упругий прогиб, при достижении которого ригель переходит в пластическую стадию работы, Δ_u – предельный прогиб, после которого наступает «разрушение» элемента. Значение $0{,}5P_y$ принимается равным половине P_y, основываясь на том, что при упругой работе системы без демпфирования коэффициент динамичности равен 2. [44]

Энергетический метод является достаточно точным для систем с одной степенью свободы, сосредоточенной в узле. Реальные конструкции же обладают множеством степеней свободы и различными формами колебаний. Однако, при внезапном удалении вертикального несущего элемента, а именно данный тип повреждений характерен при рассмотрении сценариев прогрессирующего обрушения, в конструктивных системах с простыми объемно-планировочными решениями преобладающим является вертикальное перемещение масс, и горизонтальные инерционные силы в виду их малости можно не учитывать.

Результаты исследований, проведенных в работах [81], [102], показывают, что если при внезапном удалении колонны колебания системы происходят по одной преобладающей форме, то в динамическом расчете отклик может быть определен с достаточной точностью как для системы с одной степенью свободы.

Кроме этого, необходимо понимать, что применение данного аналитического подхода с использованием аппроксимированных диаграмм может давать некоторые погрешности, вследствие криволинейной формы графиков P–Δ, полученных опытным путем, т. е. позволяет приблизительно определить значение коэффициента динамичности.

Основываясь на энергетическом балансе системы и работе [44], найдем аналитическое выражение для k_d при нелинейном статическом *pushdown*-расчете ЖБ каркасов с монолитными ребристыми перекрытиями. Учитывая, что ABCD = AEFD (рисунок 2.9), то по принципу энергического баланса получим:

$$P_d \cdot \Delta_u = 0{,}5 \cdot P_y \cdot \Delta_y + 0{,}5 \cdot \left(P_y + P_s\right) \cdot \left(\Delta_u - \Delta_y\right). \tag{2.6}$$

Решая данное выражение относительно P_s, получим:

$$P_s = \frac{2P_d \cdot \Delta_u - P_y \cdot \Delta_u}{\Delta_u - \Delta_y}. \tag{2.7}$$

Заменим величину P_y в (2.7) выражением $P_y = \varsigma \cdot P_d$, и учитывая выражение (2.4) получим формулу для k_d:

$$k_d = \frac{\Delta_u \cdot (2 - \varsigma)}{\Delta_u - \Delta_y}, \tag{2.8}$$

где ς – коэффициент, показывающий превышение уровня нагрузки, при котором начинается пластическое течение арматуры, над уровнем нагрузки в динамическом расчете:

$$\varsigma = \frac{P_y}{P_d}. \tag{2.9}$$

Согласно методу, описанному в [101], численное значение k_d во многом будет зависеть от степени пластичности элемента конструкции или коэффициента

пластической деформативности μ, который может быть выражен, например, через углы поворота хорд балок (рисунок 2.10).

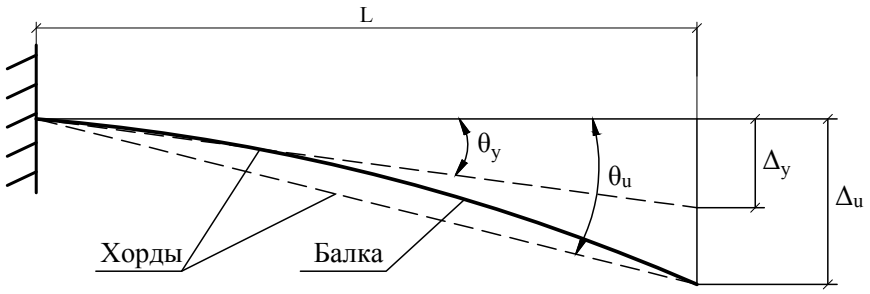


Рисунок 2.10 – К определению углов поворота хорд балок

На рисунке 2.10 θ_y – угол поворота хорды балки на пределе упругой работы, θ_u – предельный пластический угол поворота, L – длина балки.

Поскольку, согласно [49] значения предельных пластических углов θ_u для ребристых перекрытий достаточно малы – 1,15º÷2,86º, то допустимо упрощение, при котором $\mathrm{tg}\theta = \Delta/L \approx \theta$. Следовательно, значения углов поворота θ_y и θ_u будут равны:

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L}, \tag{2.10}$$

$$\theta_u = \frac{\Delta_u}{L}. \tag{2.11}$$

Коэффициент пластической деформативности μ согласно [101] будет равен:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\theta_u}{\theta_y}. \tag{2.12}$$

Тогда, с учетом (2.12), окончательное выражение для k_d примет вид:

$$k_d = \frac{\mu \cdot (2 - \varsigma)}{\mu - 1}. \tag{2.13}$$

Величину предельного пластического угла поворота θ_u для монолитных ребристых перекрытий можно определить из таблиц [49]. Численное значение угла поворота балки на пределе упругой работы θ_y, выраженное в радианной мере, для железобетонного элемента может быть найдено по формуле [1.4].

Пластический момент M_p может быть определен по формуле [25]:

$$M_p = \alpha_m \cdot R_{bd} \cdot b \cdot h_0^2, \quad (2.14)$$

где R_{bd} – то же, что в (2.3);

b – ширина балки;

h_0 – рабочая высота сечения;

$\alpha_m = \xi_т \cdot (1 - 0{,}5 \cdot \xi_т)$.

Относительная высота сжатой зоны бетона $\xi_т$ таврового сечения при учете площадей арматуры балки и полки равна:

$$\xi_т = \frac{R_{sd}^w \cdot A_s^w + R_{sd}^f \cdot A_s^f}{R_{bd} \cdot b \cdot h_0}, \quad (2.15)$$

где R_{sd}^w и R_{sd}^f – динамическое сопротивление растяжению арматуры балки и полки соответственно;

A_s^w и A_s^f – площадь арматуры балки и полки соответственно.

Момент инерции таврового сечения принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра равна 1/6 длины балки, примыкающей к удаляемой колонне.

По рекомендациям [49], значение величины E_bI_b следует определять исходя из эффективной изгибной жесткости балки. На основе данных лабораторных испытаний, эффективная жесткость при низких осевых нагрузках может быть приблизительно равна $0{,}2E_bI_b$. Другими словами, допускается понижать линейную жесткость с помощью условного коэффициента 0,2. Длину пластической зоны l_p можно принять равной 1/2 высоты сечения балки или найти по формуле (2.2). Во втором случае относительная высота сжатой зоны бетона ξ будет определяться из выражения:

$$\xi = \frac{\left(\frac{N}{b \cdot h_0} + R_{sd}^w \cdot \mu_s' - R_{scd}^w \cdot \mu_s\right)}{R_{bd}}, \quad (2.16)$$

где R_{scd}^w – динамическое сопротивление сжатию арматуры балки;

μ_s' и μ_s – процент армирования сжатой и растянутой зон балки, соответственно:

$$\mu_s' = \frac{A_s'}{b \cdot h_0}, \tag{2.17}$$

$$\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0}, \tag{2.18}$$

где A_s' и A_s – площадь сжатой и растянутой арматуры балки, соответственно.

Поскольку значение ς заранее не известно, то, исходя из результатов исследований [49], [92] и принимая во внимание, что $1 < k_d \leq 2$ и $k_d = P_s/P_d$, величину ς можно принимать в диапазоне ς = 1,05÷1,1.

Для проверки предложенного метода определим значения коэффициентов динамичности для 5-ти этажного ЖБ каркаса с монолитными ребристыми перекрытиями. Высота первого этажа равна 4 м, последующих – 3,5 м. Армирование элементов каркаса показано на рисунке 2.11 б. В таблице 2.3 приведены характеристики арматуры и бетона.

а) б)

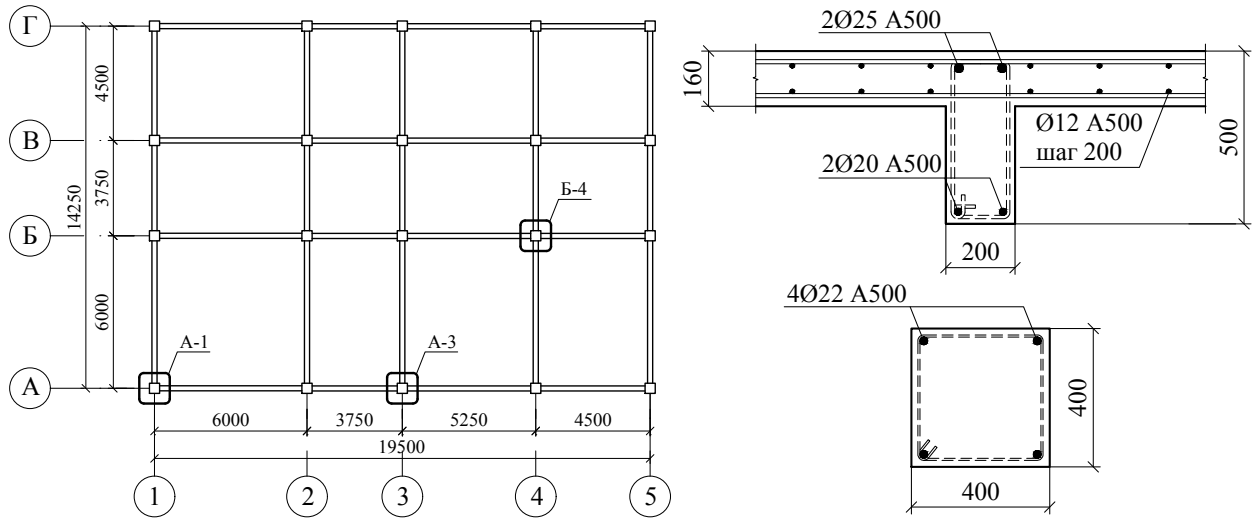


Рисунок 2.11 – План каркаса а) и армирование элементов б)

Таблица 2.3 – Характеристики арматуры и бетона.

	Класс бетона	R_{bn} (R_{sn}), МПа	ε_{b2} (ε_{s2})
Бетон	B25	18,5	0,0035
Арматура	A500	500	0,033

В качестве локального отказа рассмотрим удаление наиболее нагруженных колонн первого этажа – угловой, внутренней и внешней (рисунок 2.11 а). Для

примера найдем k_d для случая Б-4. В соответствии с [37] при пластическом характере разрушения сечения коэффициенты увеличения динамической прочности бетона и арматуры равны, соответственно, φ_b=1 и φ_s=1. Исходя из этого, запишем исходные данные:

- $R_{sd}^w = R_{sd}^f = R_{sc} = R_{sn} = 500$ МПа;
- $R_{bd} = R_{bn} = 18{,}5$ МПа;
- b = 0,2 м;
- h_0 = 0,465 м;
- $A_s^w = A_{s,tot} = 16{,}1 \cdot 10^{-4}$ м^2;
- $A_s^f = 13{,}57 \cdot 10^{-4}$ м^2;
- E_b = 30000 МПа;
- φ = 0,9;
- A = 0,1 м^2;
- N = 95,5 кН;
- l = 3,35 м;
- I_T = 4,393 · 10^{-3} м^4.

Момент инерции I_T определяется, как для таврового сечения со свесами полок в каждую сторону по 0,6 м (рисунок 2.12 а).

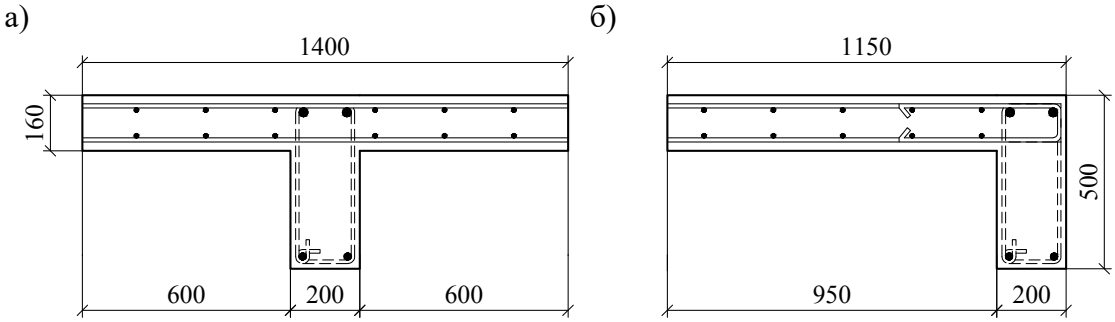


Рисунок 2.12 – Сечение балки для случаев удаления колонн Б-4/А-3 а) и для случая А-1 б)

Относительная высота сжатой зоны бетона $\xi_т$ для таврового сечения:

$$\xi_т = \frac{500 \cdot (16{,}1 + 13{,}57)}{18{,}5 \cdot 10^4 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}465} = 0{,}862.$$

$$\alpha_m = 0{,}862 \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}862) = 0{,}49.$$

Пластический момент M_p будет равен:

$$M_p = 0{,}49 \cdot 18{,}5 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}465^2 = 392 \text{ кНм}.$$

Предельное значение продольной силы в балке прямоугольного сечения при центральном сжатии:

$$N_u = 0{,}9 \cdot (18{,}5 \cdot 10^6 \cdot 0{,}1 + 500 \cdot 10^6 \cdot 16{,}1 \cdot 10^{-4}) = 2390 \text{ кН}.$$

Процент армирования сжатой и растянутой зон балки, соответственно:

$$\mu_s' = \frac{9{,}82 \cdot 10^{-4}}{0{,}2 \cdot 0{,}46} = 1{,}06 \cdot 10^{-2};$$

$$\mu_s = \frac{6{,}28 \cdot 10^{-4}}{0{,}2 \cdot 0{,}46} = 0{,}68 \cdot 10^{-2}.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона для прямоугольного сечения ξ:

$$\xi = \frac{\left(\frac{95500}{0{,}2 \cdot 0{,}46} + 500 \cdot 10^4 \cdot (1{,}06 - 0{,}68)\right)}{18{,}5 \cdot 10^6} = 0{,}158.$$

Длина пластического шарнира в балке l_p для опорного сечения:

$$l_p^{\text{оп}} = 0{,}7 \cdot \left(1 + \frac{0{,}5 \cdot 106}{2390}\right) \cdot (0{,}9 + 6{,}1 \cdot 0{,}158) \cdot \left(\frac{0{,}25 \cdot 3{,}55}{0{,}465}\right)^{\frac{1}{4}} \cdot 0{,}465 = 0{,}73 \text{ м}.$$

Угол предельного упругого поворота θ_y:

$$\theta_y = \left(\frac{392}{0{,}2 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 4{,}393}\right) \cdot 0{,}73 = 0{,}0109 \text{ рад}.$$

Значение предельного пластического угла поворота θ_u для монолитных ребристых перекрытий составит 0,03 рад. Отсюда, коэффициент пластической деформативности μ равен:

$$\mu = \frac{0{,}03}{0{,}0109} = 2{,}75$$

Примем величину $\varsigma = 1{,}05$, тогда значение k_d будет равно:

$$k_d = \frac{2{,}75 \cdot (2 - 1{,}05)}{2{,}75 - 1} = 1{,}492.$$

Значения коэффициентов динамичности для случаев А-1, А-3 определяются аналогичным образом. Чтобы удостовериться в корректности результатов, полученных аналитическим способом, найдем коэффициенты динамичности экспериментальным путем. Алгоритм вычисления $k_{d,exp}$ имеет следующую последовательность:

1. Для каждого случая А-1, А-3 и Б-4 выполняется нелинейный динамический расчет с нагрузкой P_d, согласно рекомендациям [101] (с активной функцией Р-Δ), и фиксируются значения пластических углов поворота хорд балок, примыкающих к верхнему узлу удаленной колонны.

2. Выполняется нелинейный статический расчет, в котором по *pushdown*-схеме прикладывается увеличенная нагрузка P_s, согласно руководству [101] до тех пор, пока значение пластического угла не будет равно полученному в пункте 1.

3. Вычисляется значение $k_{d,exp}$ по формуле (2.4).

Расчет выполним в ПК SAP2000. Сочетание нагрузок будет включать собственный вес железобетонных элементов, а также постоянные и временные нагрузки с коэффициентом надежности γ_f =1, значение которых равно 5 кН/м^2 каждая. Физическая нелинейность для балок в данном случае учитывается с помощью силовых шарниров, диаграмма работы которых принята согласно рекомендациям [49], как для ребристых перекрытий (рисунок 2.13). В остальном, построение модели такое же, как и в примере из раздела 2.1 текущей главы.

В дополнение к численному исследованию, выполним расчет $k_{d,UFC}$ по формуле (1.2) для ЖБ конструкций, подставив в нее значение пластической деформативности μ, полученное по предложенному в данной работе методу.

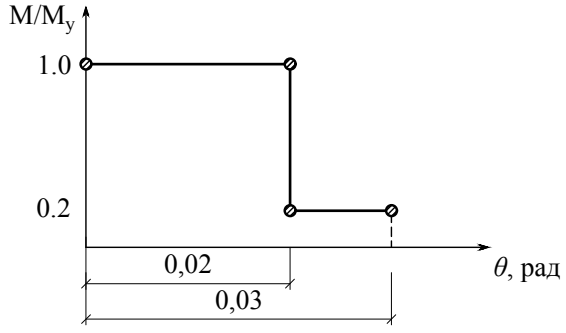


Рисунок 2.13 – Диаграмма работы пластических шарниров в балках

Значения коэффициентов динамичности, найденные всеми тремя способами: аналитически, экспериментально и в соответствии с нормативным руководством, представлены в таблице 2.4.

Таблица 2.4 – Значения k_d для каждого расчетного случая, полученные различными способами

Расчетный сценарий	Коэффициент динамичности k_d			Погрешности, %	
	$k_{d,\text{exp}}$	k_d	$k_{d,\text{UFC}}$	$\frac{k_{d,exp} - k_d}{k_{d,exp}}$	$\frac{k_{d,exp} - k_{d,UFC}}{k_{d,exp}}$
Б-4	1,508	1,492	1,179	1,1	21,8
А-3	1,338	1,381	1,167	3,15	11,8
А-1	1,421	1,401	1,177	1,44	17,4

Как видно из таблицы 2.4, значения k_d, вычисленные по предложенному методу, довольно точно совпадают со значениями, полученными по результатам численного эксперимента – во всех случаях погрешность составляет не более 5%. Это может быть объяснено тем, что колебания исследуемого каркаса после внезапной потери элемента происходят, преимущественно, по одной форме, схожей с формой статического равновесия конструкции без поврежденного элемента.

В то же время, значения $k_{d,\text{UFC}}$ дают существенно заниженный результат, по сравнению с предложенным способом. Другими словами, в этом случае конструкция будет работать более пластично. Такое расхождение связано с тем, что формула (1.2) была получена эмпирическим путем по результатам расчета каркасов, в которых как раз не учитывалась работа плит перекрытий после потери элемента.

Также стоит отметить, что в зависимости от положения удаляемой колонны в плане значение $k_{d,exp}$ будет различаться. При удалении внешних колонн (А-1, А-3) $k_{d,exp}$ получился меньше, чем при удалении внутренней (Б-4). Данная зависимость не противоречит результатам других исследований, проведенных на стальных каркасах [72], [77]. Отличия в значениях $k_{d,exp}$, возможно, вызваны зависимостью между местом отказа элемента и уровнем пластичности – для внешней зоны коэффициент μ выше, чем для внутренней.

На рисунках 2.14-2.16 изображены графики колебания верхнего узла удаленной колонны и деформированное состояние каркаса для каждого из расчетных сценариев.

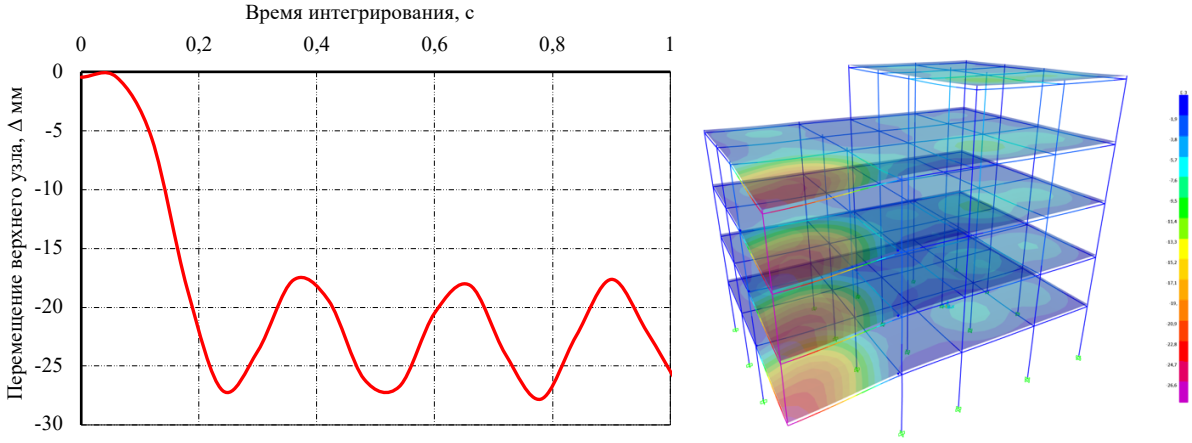


Рисунок 2.14 – Колебания верхнего узла удаленной колонны в осях А-1 и деформированное состояние каркаса

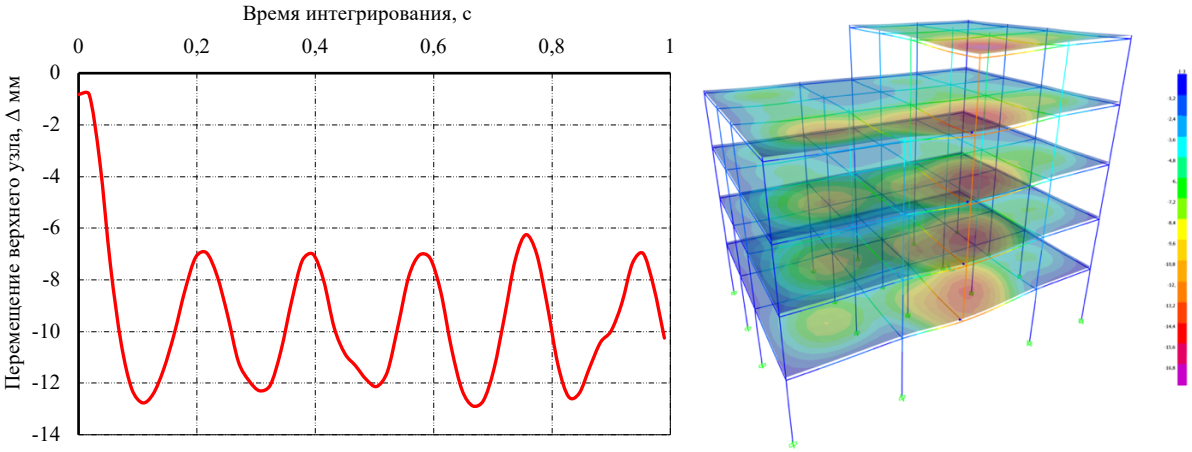


Рисунок 2.15 – Колебания верхнего узла удаленной колонны в осях А-3 и деформированное состояние каркаса

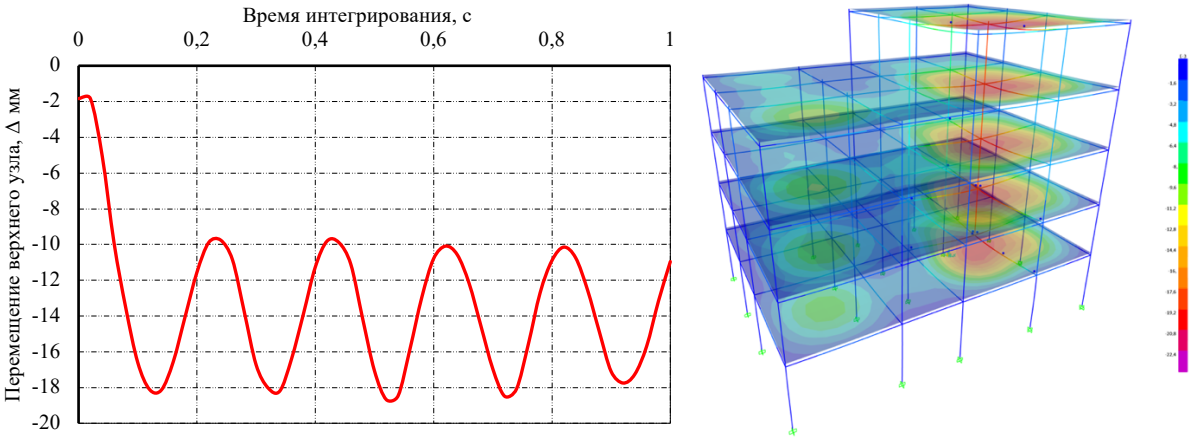


Рисунок 2.16 – Колебания верхнего узла удаленной колонны в осях Б-4 и деформированное состояние каркаса

2.3 Соблюдение требований норм по защите зданий от прогрессирующего обрушения в контексте увеличения расхода материала

В [93] для стального 4-х этажного рамного каркаса с сеткой колонн 9х13,4 м и шаге второстепенных балок 3 м приведена информация о том, на сколько возрастет сметная стоимость при соблюдении требований норм [101] по обеспечению сопротивления к прогрессирующему обрушению. Так, стойкость к отказу любой внешней (периметральной) колонны при линейном статическом расчете приводит к увеличению стоимости несущего каркаса на 32,6 %, любой одной внешней и внутренней колонны – на 62,0 %. Нелинейный динамический расчет приводит к меньшим затратам: +12,7 и +23,8 %, соответственно. Данные в таблице 2.5 об увеличении стоимости актуальны на 2012 год.

Таблица 2.5 – Увеличение стоимости стального каркаса при расчете линейным статическим и нелинейным динамическим способом

	Увеличение стоимости в % к исходной (без расчета на прогрессирующее обрушение) конструкции			
	Линейный статический расчет		Нелинейный динамический расчет	
	Внешняя колонна	Внешняя и внутренняя колонна	Внешняя колонна	Внешняя и внутренняя колонна
Несущий каркас	32,6	62	12,7	23,8

В [101] приведены данные об увеличении массы (расхода стали) при расчете линейным статическим и нелинейным динамическим способом этого же 4-х этажного рамного каркаса, отдельно для рамы вдоль длинной и короткой стороны здания (таблица 2.6).

Как видно из таблиц 2.5 и 2.6, выполнение требований существующих норм приводит к увеличению расхода материала и, следовательно, к увеличению стоимости строительства. В то же время, в опыте из [65] увеличение нормативной нагрузки в 1,5 раза не привело к обрушению СТЖБ каркаса. Аналогично и в

численном эксперименте с монолитным рамным каркасом, из раздела 2.2 текущей главы, прогрессирующего обрушения не произошло.

Таблица 2.6 – Увеличение расхода стали при расчете линейным статическим и нелинейным динамическим способом

	Исходная масса, т	Линейный статический расчет		Нелинейный динамический расчет	
		Масса после расчета, т	Увеличение массы в %	Масса после расчета, т	Увеличение массы в %
Длинная сторона	52,8	108,7	86,8	78,2	34,4
Короткая сторона	20,1	24,5	21,9	20,4	1,5

Выполним нелинейный динамический расчет монолитного каркаса из раздела 2.2, убрав из модели КЭ перекрытий, а вес от них приложим к КЭ балок. На рисунке 2.17 изображен график движения верхнего узла удаленной колонн в осях А-1.

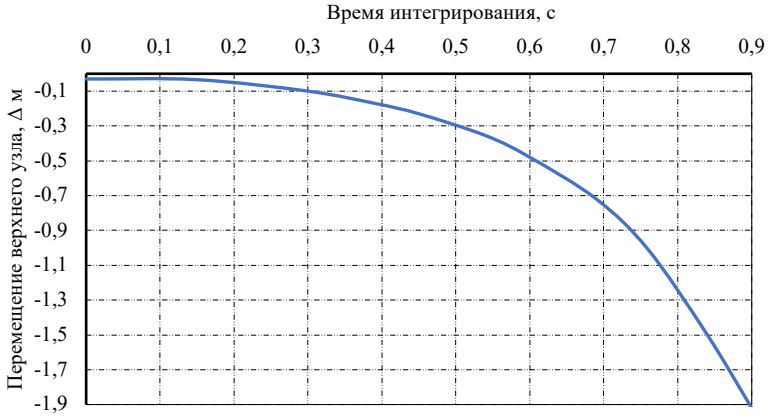


Рисунок 2.17 – Вертикальное перемещение верхнего узла удаленной колонны в осях А-1

На графике видно, что после внезапного удаления колонны началось стремительное движение вниз элементов каркаса, расположенных выше. Неповрежденные элементы конструкции были не способны воспринимать нагрузку, в том числе собственный вес плит перекрытий; углы поворота хорд балок достигли своих предельных значений и расчет прекратился (в иллюстративном

примере из раздела 2.1 подобный каркас выдержал увеличенную нагрузку в динамической постановке, поскольку обладал избыточным запасом прочности).

Исходя из этого, требуется изменить конструктивное решение балок для предотвращения обрушения. Увеличим сечение балок с 200х500 мм до 200х600 мм и диаметр верхней арматуры с 25 мм до 28 мм, без изменения класса бетона В25 (рисунок 2.18). Выполним нелинейный динамический расчет измененного каркаса с удалением колонн в осях А-1, А-3, Б-4.

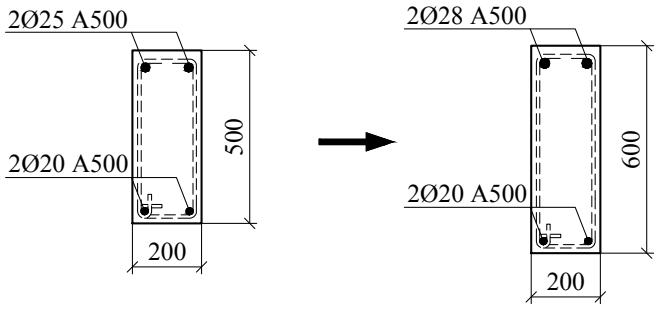


Рисунок 2.18 – Изменение сечение балок

После внесения изменений в конструкцию балок, вертикальные деформации каркаса больше не превышают установленных предельных значений (рисунок 2.19-2.21). В таблице 2.7 показано, на сколько увеличится расход бетона и арматуры, если выполнить расчет модели без учета работы перекрытий динамическим нелинейным способом. В данном конкретном примере, увеличение расхода материалов на продольную и поперечную монолитную раму оказалось в пределах 11%, по сравнению с первоначальным конструктивным решением.

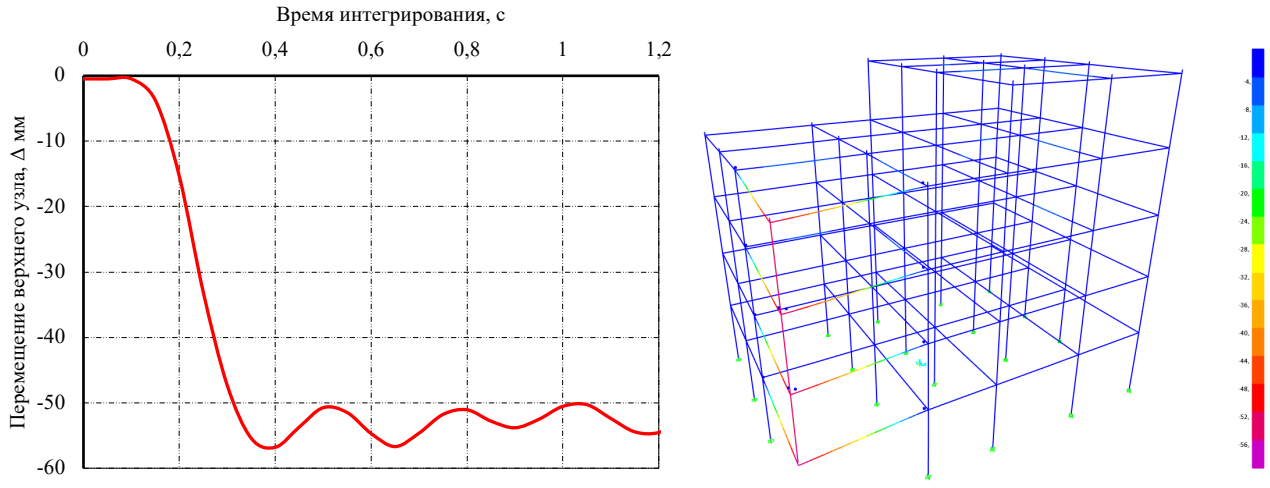


Рисунок 2.19 – Колебания верхнего узла удаленной колонны в осях А-1 и деформированное состояние каркаса

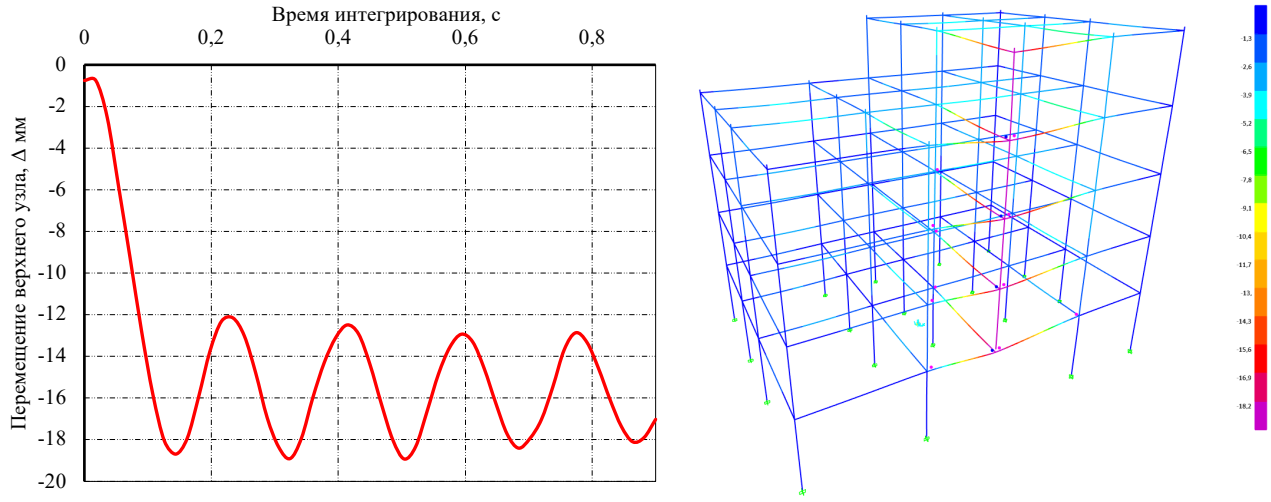


Рисунок 2.20 – Колебания верхнего узла удаленной колонны в осях А-3 и деформированное состояние каркаса

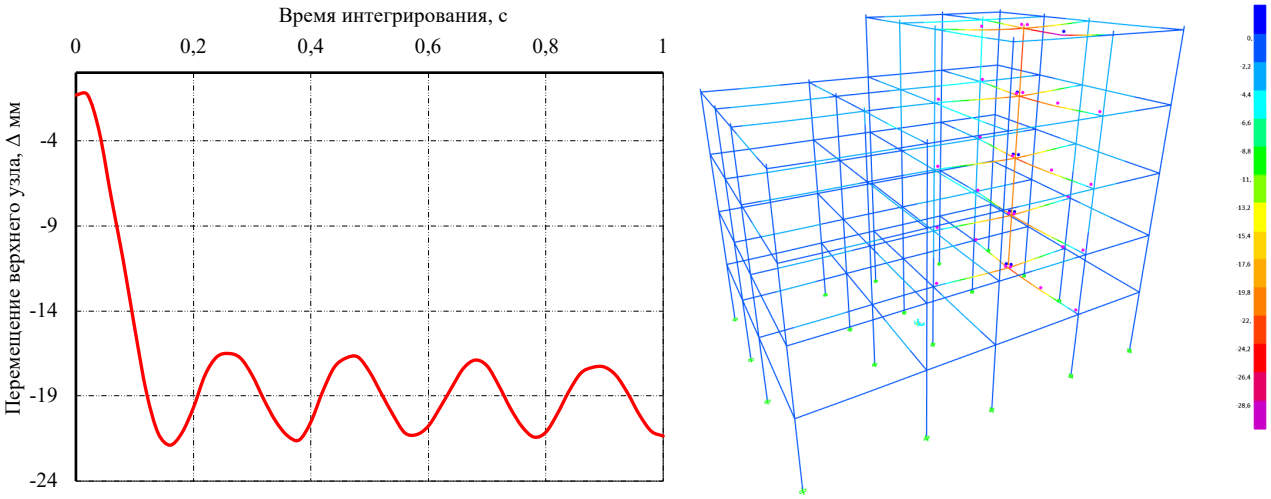


Рисунок 2.21 – Колебания верхнего узла удаленной колонны в осях Б-4 и деформированное состояние каркаса

Таблица 2.7 – Увеличение расхода бетона и арматуры при расчете стержневой модели каркаса нелинейным динамическим способом

Монолитная рама:	Расход бетона, т			Расход арматуры, т		
	исходный	после расчета	увеличение в %	исходный	после расчета	увеличение в %
в поперечном направлении	36,25	38,86	7,2	1,69	1,84	8,9
в продольном направлении	53,34	57,37	7,5	2,52	2,8	11,1

Выводы по главе 2

1. Монолитное ребристое перекрытие повышает несущую способность и увеличивает диапазон упругой работы рамных железобетонных каркасов. При возникновении внезапного отказа одной из колонн в таких конструкциях, за счет мембранного эффекта работы плит перекрытий, величина вертикальных деформаций при одинаковом уровне нагрузки получается в два раза меньше, а несущая способность в два раза больше, по сравнению со сборным вариантом перекрытий.

2. Эмпирические формулы из актуальных нормативных документов дают заниженные, вплоть до 22%, значения коэффициентов динамичности. Использование данных коэффициентов при выполнении статического нелинейного расчета железобетонных каркасов с монолитными ребристыми перекрытиями приводит к тому, что конструкция оказывается недогруженной. Таким образом, нормативный метод дает консервативную оценку сопротивления прогрессирующему обрушению, что в некоторых случаях может оказаться небезопасным решением.

3. Расчет статическим или динамическим способом СТЖБ и монолитных каркасов без моделирования плит перекрытий отдельными КЭ приводит к дополнительному расходу материала и удорожанию строительства. В этом случае плиты перекрытий только увеличивают гравитационные нагрузки на каркас и не повышают его жесткость. Тем не менее, как показывают опыты, в отдельных случаях конструкция с перекрытиями, спроектированная для условий нормальной эксплуатации, может выдерживать увеличенную нагрузку при выключении одной из опор.

4. Предложенный аналитический метод, основанный на энергетическом балансе системы, позволяет с погрешностью не более 5% определить величину коэффициента динамичности. Метод применим для выполнения статического

нелинейного расчета железобетонных рамных каркасов с монолитными ребристыми перекрытиями с нерегулярной сеткой колонн высотой до 10 этажей.

Глава 3. Оценка податливости и степени влияния контактного слоя на жесткость сталежелезобетонных изгибаемых элементов

3.1 Напряженное состояние контактной зоны в сталежелезобетонных балках

В первой главе приведены результаты исследований, посвященных учету совместной работы стальной балки и железобетонной полки в составе комбинированной балки. Согласно этим исследованиям, комбинированная балка рассматривается как составной стержень, жесткость которого зависит не только механических и геометрических характеристик его составляющих, но и от податливости соединения. Отсюда возникает необходимость более подробного анализа сил в контактной зоне комбинированной балки для оценки влияния этого фактора на жесткость всего СТЖБ перекрытия в случае удаления опоры.

С точки зрения строительной механики, важной особенностью сталежелезобетонных конструкций является совместная работа двух материалов с различными механическими характеристиками. В таких элементах в контактном слое между верхним поясом стальной балки и плитой возникают дополнительные силовые факторы: сдвигающая сила S и касательное усилие S', которые и приводят к сдвигу элементов по поверхности контакта (рисунок 3.1).

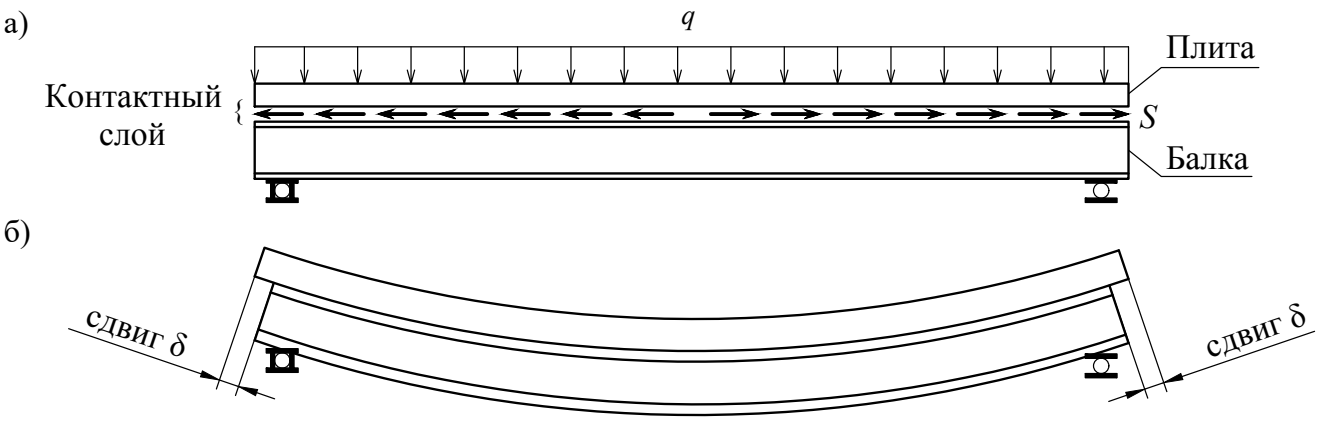


Рисунок 3.1 – Сдвигающая сила S в контактном слое СТЖБ балки а), деформация СТЖБ балки со сдвигом на торцах б)

Величина и распределение сдвигов по длине пролета зависит от граничных условий (рисунок 3.2).

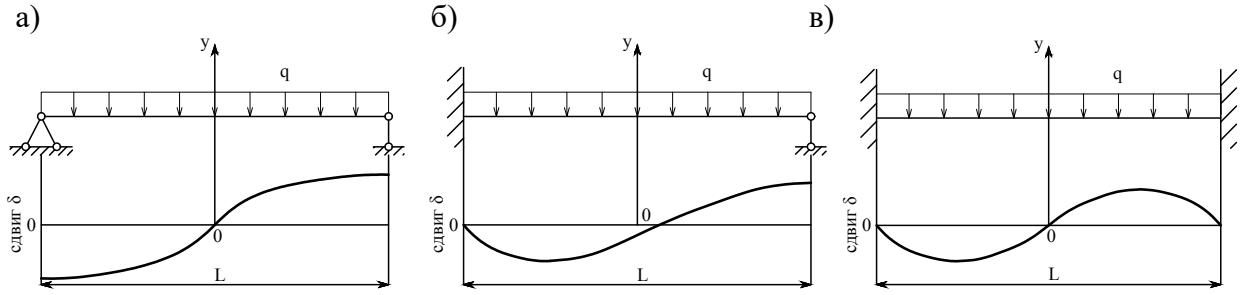


Рисунок 3.2 – Распределение величины сдвигов по длине пролета при свободном сдвиге на обоих концах а), ограниченном сдвиге на одном конце б) и ограниченном сдвиге с обоих концов в)

На рисунке 3.2 изображены схемы распределения величины сдвига δ по длине пролета в зависимости от граничных условий. Начало координат для всех схем принято в середине пролета. При свободном сдвиге с обеих сторон (рисунок 3.2 а) максимальное значение δ достигается на торцах, а в середине пролета сдвиг равен нулю. При этом, в зависимости от подвижности опоры, на одном торце величина δ будет больше, чем на другом [7].

Возможен вариант, когда на одной опоре граничные условия препятствуют сдвигу, а на другой сдвиг не ограничен. Соответственно, на торце с ограниченным сдвигом значение δ будет равно нулю (рисунок 3.2 б). На противоположном торце характер распределения δ останется прежним. Такая схема распределения возможна на одной половине в двухпролетных неразрезных балках.

Когда граничные условия препятствуют сдвигу на обеих опорах, максимальные значения δ будут смещаться ближе к четвертям пролета, а на торцах элемента и в середине будут равны нулю (рисунок 3.2 в). Это характерно для жестко защемленных балок и для средних пролетов в многопролетных неразрезных конструкциях.

Исходя из анализа опытов [80], [8], [7], [50], [56] при деформировании сталежелезобетонных изгибаемых элементов можно выделить две стадии работы контактного слоя в зависимости от действующей нагрузки: упругий участок, на котором сохраняется линейная зависимость между сдвигом и нагрузкой, и упругопластический – криволинейный участок графика (рисунок 3.3).

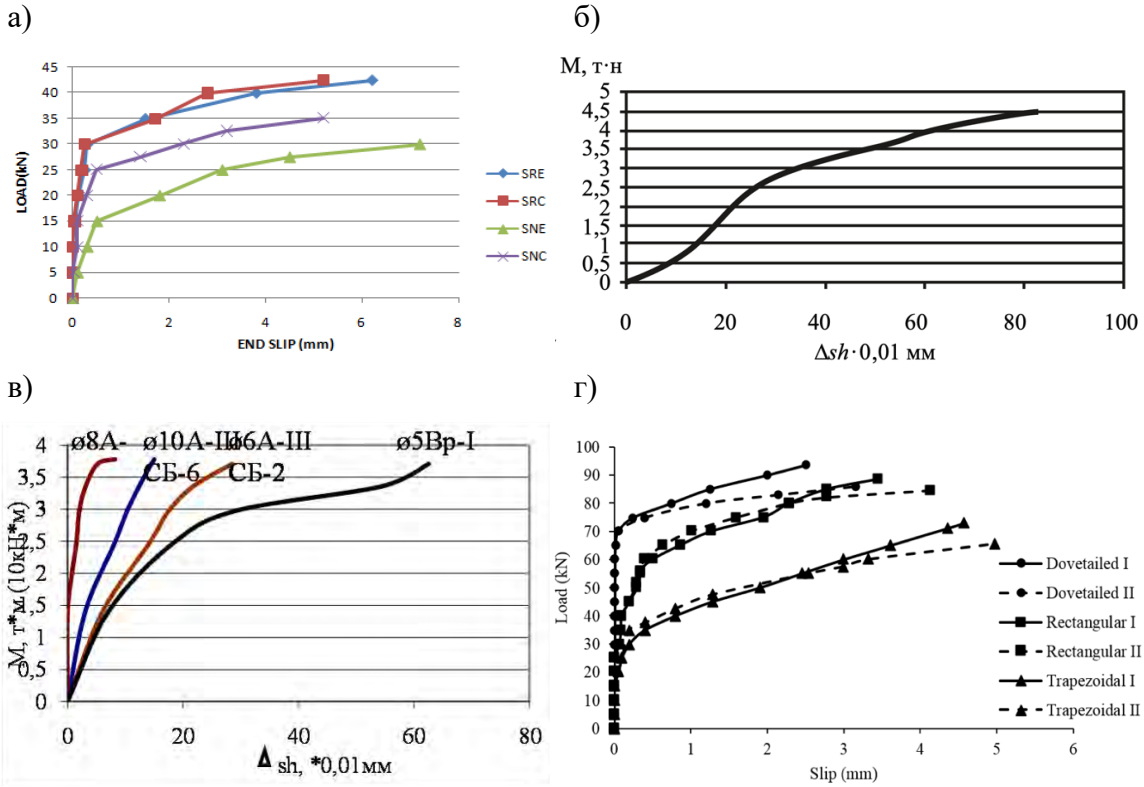


Рисунок 3.3 – Диаграммы зависимости величин сдвига от действующей нагрузки из [80] а), [8] б), [7] в), [50] г)

Для упрощения расчетов, данные графики можно аппроксимировать до билинейной зависимости и использовать усеченную диаграмму Прандтля (рисунок 3.4). На рисунке 3.4 S'_u – предельное значение касательного усилия.

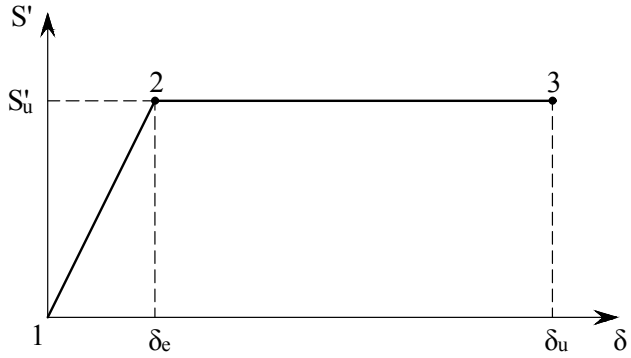


Рисунок 3.4 – Усеченная диаграмма Прандтля

Определить дополнительные силовые факторы возможно с помощью метода расчета, основанного на теории составных стержней (ТСС) А. Р. Ржаницына [33]. Согласно ТСС, дифференциальное уравнение для определения сдвигающей силы S в составном элементе из двух стержней записывается следующим образом:

$$\frac{S''}{G} = \gamma S + \Delta, \qquad (3.1)$$

где S'' – вторая производная сдвигающей силы;

G – модуль деформации сцепления, G=0,425E_p;

E_p – приведенный модуль деформации;

$$\gamma = \frac{1}{E_s A_{st}} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{m_0^2}{B}, \tag{3.2}$$

$$\Delta = \pm \frac{N}{E_b A_b} - \frac{M - Ne}{B} m_0, \tag{3.3}$$

M – внешний момент;

e – эксцентриситет приложения внешней силы N;

B – суммарная изгибная жесткость составного сечения:

$$B = E_s I_s + E_b I_b. \tag{3.4}$$

Оценить уровень сцепления элементов друг с другом можно с помощью параметра сцепления λ, имеющего размерность см$^{-1}$. Данный параметр в том или ином виде встречается в ряде исследований – формула (1.30) из [64] или формула (1.33) из [103]. В настоящей работе предлагается определять численное значение λ, основываясь на механических и геометрических характеристиках, величине сдвига и касательных усилиях S':

$$\lambda = \sqrt{\frac{S'\gamma}{\delta}}. \tag{3.5}$$

3.1.1 Определение силовых факторов в контактной зоне шарнирно опертых сталежелезобетонных балок

При граничных условиях, обеспечивающих свободный сдвиг на торцах, касательные усилия S' принимают максимальные значения также на торцах элемента. Эпюра распределения усилий визуально будет напоминать эпюру

распределения сдвига по длине. Значения сдвигающей силы S на торцах элемента равно нулю $S_{x=\pm L/2} = 0$, а максимальное значение достигается в середине пролета.

На рисунке 3.5 изображены расчетная схема со свободны сдвигом на торцах, а также эпюры распределения касательных усилий при и сдвигающей силы [21, 41].

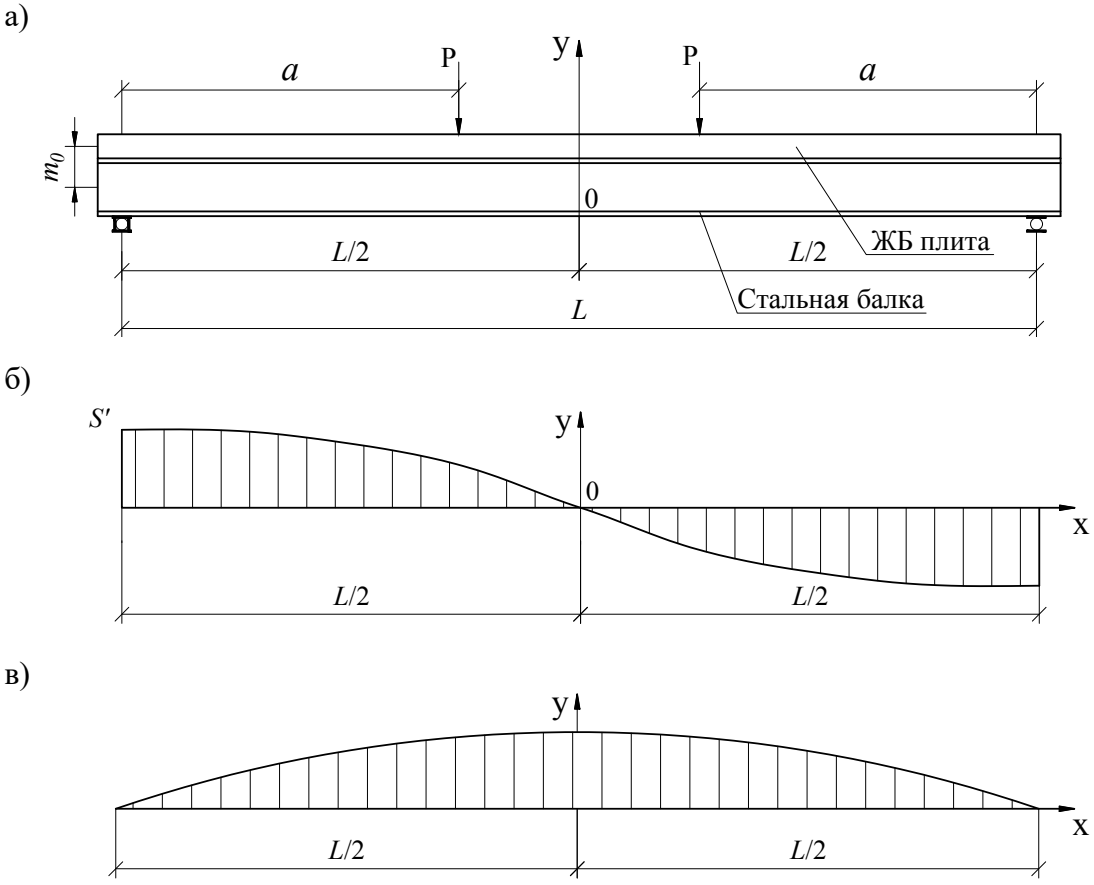


Рисунок 3.5 – Расчетная схема со свободным сдвигом на опорах а), эпюра касательных усилий б), эпюра сдвигающей силы в)

Рассматриваются две стадии работы контактного слоя: упругая, при которой сохраняется линейная зависимость между сдвигом слоев и внешней нагрузкой (участок 1-2 на рисунке 3.4), и работа в предельном состоянии (точка 3 на рисунке 3.4). Начало координат принято в середине пролета. Внешнее воздействие принято в виде сосредоточенной нагрузки, приложенной в двух точках (рисунок 3.5 а).

При работе контактного слоя в упругой стадии значение касательного усилия S' определяется из выражения:

$$\begin{cases} S_1' = \dfrac{Pm_0}{\gamma B}\left[1 - \dfrac{ch\lambda(0{,}5L - a)}{ch\lambda 0{,}5L}\right]; \\ S_2' = \dfrac{\delta \cdot \lambda^2}{\gamma}, \end{cases} \tag{3.6}$$

где a – расстояние от торца элемента до точки приложения нагрузки;

L – расчетная длина элемента.

Итерационным методом из системы уравнений (3.6) может быть получено значение параметра сцепления λ. Для этого в первом приближении задаются значением λ и определяют величину S_1' при уровне нагрузки P, соответствующему упругой стадии работы конструкции. Далее, подбирают такое значение λ, при котором будет соблюдаться условие $S_1' = S_2'$.

Значение сдвигающей силы S определяется из выражения:

$$S = \frac{Pm_0}{\gamma B}\left[a - \frac{ch\lambda a}{\lambda \cdot ch\lambda 0{,}5L}\right]. \tag{3.7}$$

На пределе упругой работы контактного слоя сдвигающие усилия достигают некоторого предельного значения S_u'. С увеличением величины внешней нагрузки в контактном слое развиваются неупругие деформации, в связи с чем начинаются отклонения взаимных смещений слоев от линейной зависимости. При достижении нагрузки предельного значения в приопорной зоне происходит «разрушение» контактного слоя, т. е. в этом месте сцепление будет отсутствовать (λ=0), и, следовательно, будет отсутствовать совместная работа элементов составного сечения. В оставшейся части конструкции контактный слой находится в упругой стадии.

Длину зоны нарушенного сцепления можно определить, предварительно посчитав длину упругой зоны контактного слоя. Для этого необходимо найти предельное сдвигающее усилие S_u', путем подстановки в выражение (3.6) значения внешней нагрузки на пределе упругой работы. Когда величина S_u' известна, длина упругой зоны определяется из выражения:

$$S'_u = \frac{P_{ult} m_0}{\gamma B}\left[\frac{ch\lambda(0{,}5L - a)}{ch\lambda 0{,}5L} ch\lambda a_0 - 1\right], \quad (3.8)$$

где P_{ult} – предельное значение внешней нагрузки;

a_0 – длина упругой зоны на участке равном $0{,}5L$.

Тогда зона нарушенного сцепления b_0 вычисляется согласно выражению:

$$b_0 = 0{,}5L - a_0. \quad (3.9)$$

В предельном состоянии в зоне отсутствия сцепления сдвигающая сила S будет равна нулю. Численное значение S в предельном состоянии определяется из выражения:

$$S_u = \frac{P_{ult} m_0}{\gamma B}\left[a - \frac{ch\lambda a}{\lambda \cdot ch\lambda a_0}\right]. \quad (3.10)$$

Эпюры сдвигающей силы в предельном состоянии изображены на рисунке 3.6.

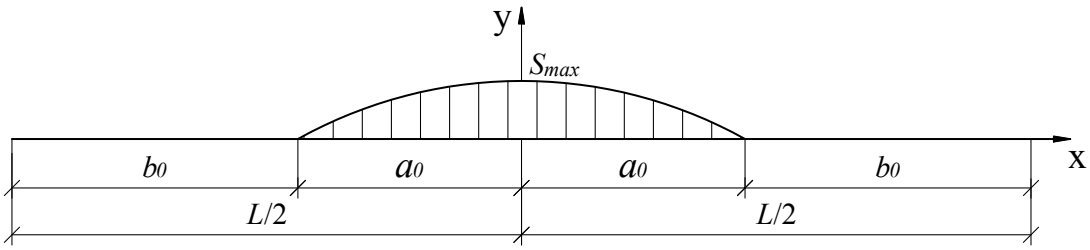


Рисунок 3.6 – Распределение зон нарушенного сцепления по длине пролета

3.1.2 Определение силовых факторов в контактной зоне многопролетных неразрезных сталежелезобетонных балок

Если граничные условия препятствуют свободному сдвигу на торцах, характер распределения касательных усилий S' и сдвигающей силы S, как и в случае с распределением сдвигов, изменится [20].

Рассмотрим двухпролетную неразрезную балку, загруженную равномерно распределенной нагрузкой по всей длине. В такой схеме сдвиг в контактном слое на центральной опоре отсутствует. Поскольку эпюра моментов симметрична

относительно центральной опоры, то характер напряженного состояния контактного слоя также симметричен. В дальнейшем будем рассматривать только левый пролет. Для получения эквивалентной расчетной схемы к шарнирно опертой балке с равномерно распределенной нагрузкой необходимо приложить изгибающий момент на правой опоре (рисунок 3.7). Начало координат примем на левой опоре, тогда $S'_{x=L} = 0$.

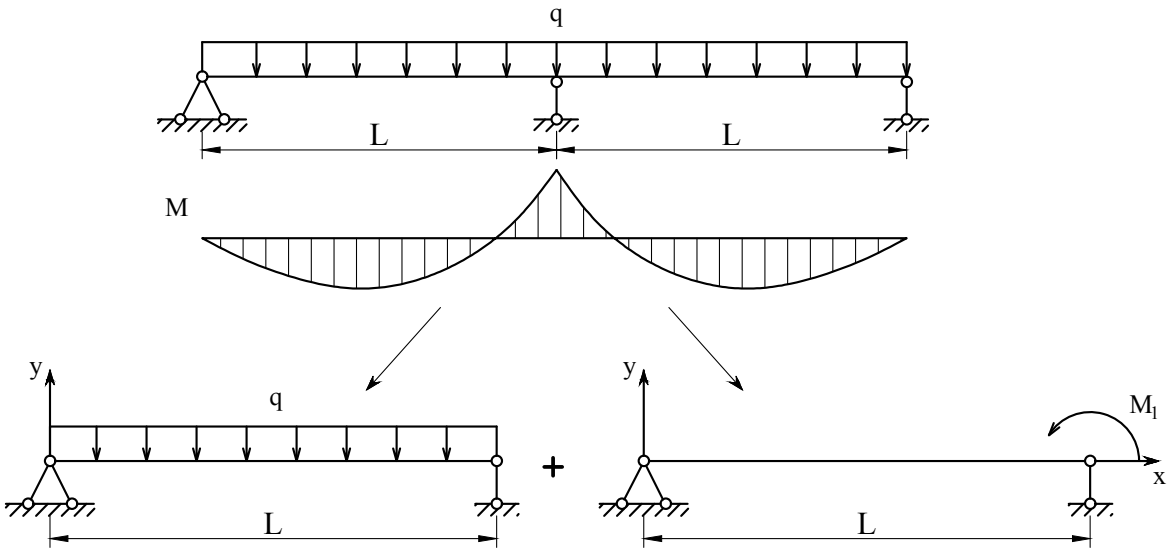


Рисунок 3.7 – Эквивалентная схема для двухпролетной неразрезной балки с отброшенным правым пролетом

Запишем выражения касательных усилий и сдвигающей силы отдельно для схемы с равномерно распределенной нагрузкой и схемы с моментом на опоре. Значения силовых факторов для схемы с распределенной нагрузки q вычисляются как:

$$\begin{cases} S_q = \dfrac{qm_0L}{\gamma B 2\lambda}\left[sh\lambda x - th\lambda L \cdot ch\lambda x - \lambda x\left(1 - \dfrac{x}{L}\right)\right]; \\ S'_q = \dfrac{qm_0L}{\gamma B 2}\left[ch\lambda x - th\lambda L \cdot sh\lambda x - \left(1 - \dfrac{2x}{L}\right)\right]. \end{cases} \tag{3.11}$$

То же, для схемы с моментом на опоре:

$$\begin{cases} S_M = \dfrac{Mm_0}{\gamma B\lambda L}[-sh\lambda x + th\lambda L \cdot ch\lambda x - \lambda(L - x)]; \\ S'_M = \dfrac{Mm_0}{\gamma BL}[-ch\lambda x + th\lambda L \cdot sh\lambda x + 1]. \end{cases} \tag{3.12}$$

Окончательные выражения получаются путем сложения составляющих q и M для касательных усилий и вычитания для сдвигающей силы:

$$\begin{cases} S = S_q - S_M; \\ S' = S'_q + S'_M. \end{cases} \tag{3.13}$$

Теперь рассмотрим трехпролетную неразрезную балку с равномерно распределенной нагрузкой. В виду симметрии моментов относительно центра среднего пролета, будем рассматривать только среднюю часть (рисунок 3.8). Также как и в предыдущем случае к шарнирно опертой балке с равномерно распределенной нагрузкой приложим изгибающие моменты с обеих сторон и примем начало координат на левой опоре, т. е. $S'_{x=0} = 0$ и $S'_{x=L} = 0$.

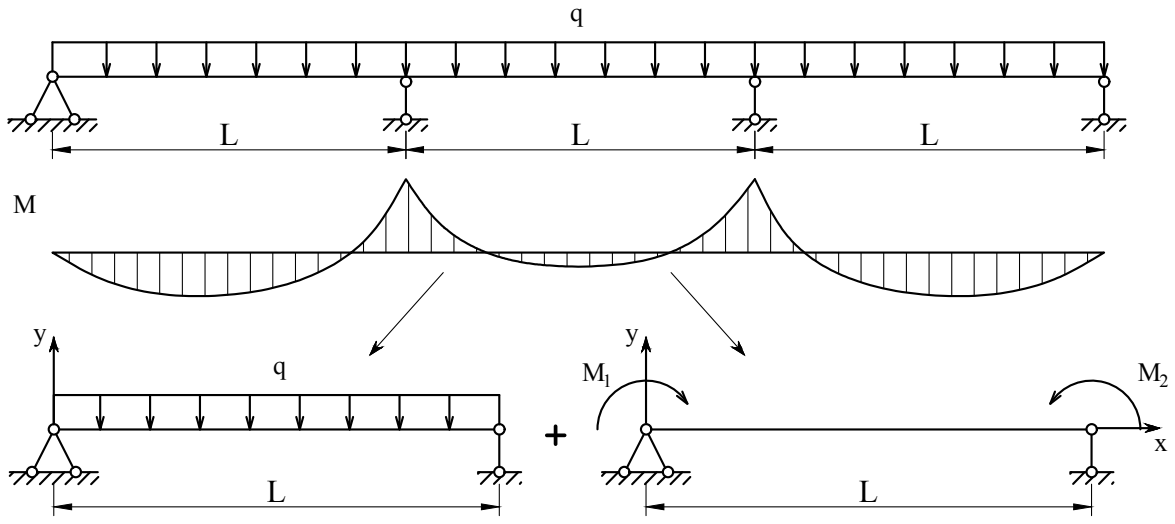


Рисунок 3.8 – Эквивалентная схема для среднего пролета трехпролетной неразрезной балки

Выражения для определения силовых факторов в контактном слое для схемы с равномерной нагрузкой и моментами, соответственно, имеют вид:

$$\begin{cases} S_q = \dfrac{qm_0 L}{\gamma B 2\lambda}\left[sh\lambda x - \left(cth\lambda L + \dfrac{1}{sh\lambda L}\right) ch\lambda x - \lambda x\left(1 - \dfrac{x}{L}\right)\right]; \\ S'_q = \dfrac{qm_0 L}{\gamma B 2}\left[ch\lambda x - \left(cth\lambda L + \dfrac{1}{sh\lambda L}\right) sh\lambda x - \left(1 - \dfrac{2x}{L}\right)\right]; \end{cases} \tag{3.14}$$

$$\begin{cases} S_M = -\dfrac{Mm_0}{\gamma B}; \\ S'_M = 0. \end{cases} \tag{3.15}$$

Выражения (3.12) и (3.15) являются частными случаями, когда M_2=0 и M_1= M_2 соответственно. Общие выражения для определения сдвигающей силы и касательных усилий для шарнирной балки с моментами на опорах не зависимо от первоначальной расчетной схемы записываются следующим образом:

$$\begin{cases} S_M = \dfrac{(M_1 - M_2)m_0}{\gamma BL\lambda}\left[-sh\lambda x + \left(cth\lambda L - \dfrac{1}{sh\lambda L}\right)ch\lambda x + \lambda x\right] - \dfrac{Mm_0}{\gamma B}; \\ S'_M = \dfrac{(M_1 - M_2)m_0}{\gamma BL}\left[-ch\lambda x - \left(cth\lambda L - \dfrac{1}{sh\lambda L}\right)sh\lambda x + 1\right]. \end{cases} \quad (3.16)$$

Возможен вариант, когда на схему, для которой характерно отсутствие сдвигов на опорах, действует сосредоточенная сила в середине пролета (рисунок 3.9).

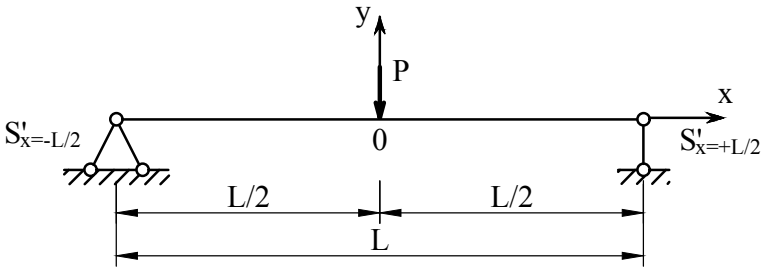


Рисунок 3.9 – Расчетная схема с отсутствием сдвигов на концах и сосредоточенной нагрузкой

В этом случае значения сдвигающей силы и касательных усилий при действии нагрузки P и расположении начала координат в середине пролета, т. е. $S'_{x=\pm L/2} = 0$, определяются из выражений:

$$\begin{cases} S_P = \dfrac{Pm_0}{\gamma B2\lambda}\left[-\dfrac{2ch\lambda 0{,}5L \cdot ch\lambda(0{,}5L - x)}{sh\lambda L} + \dfrac{ch\lambda(0{,}5L + x)}{sh\lambda L} + \right. \\ \left. + \dfrac{ch\lambda(0{,}5L - x)}{sh\lambda L} + \lambda(0{,}5L - x)\right]; \\ S'_P = \dfrac{Pm_0}{\gamma B2}\left[-\dfrac{2ch\lambda 0{,}5L \cdot sh\lambda(0{,}5L - x)}{sh\lambda L} - \dfrac{sh\lambda(0{,}5L + x)}{sh\lambda L} + \right. \\ \left. + \dfrac{sh\lambda(0{,}5L - x)}{sh\lambda L} + 1\right]. \end{cases} \quad (3.17)$$

Выражения (3.17) справедливы только для правой половины балки, распределение силовых факторов на левой половине будут симметричны.

Величины S и S' от действия моментов на опорах определяются согласно выражениям (3.16).

3.2 Деформативность сталежелезобетонных балок с учетом податливости контактного слоя

Для проверки предложенных аналитических выражений был проанализирован ряд экспериментальных работ по исследованию сталежелезобетонных изгибаемых конструкций. В зависимости от испытуемых образцов, все работы можно разделить на три группы:

1. Сталежелезобетонные шарнирно опертые балки, состоящие из прокатного двутавра и железобетонной полки [7].

2. Сталежелезобетонные шарнирно опертые балки, состоящие из двутавра и железобетонной полки по профилированному настилу [88], [59].

3. Сталежелезобетонная двухпролетная балка, состоящая из профлиста и бетона [61].

На образцы из первой группы действовала статическая нагрузка, на образцы из второй группы – циклическая. Испытание проходило по принципиальной схеме, изображенной на рисунке 3.10.

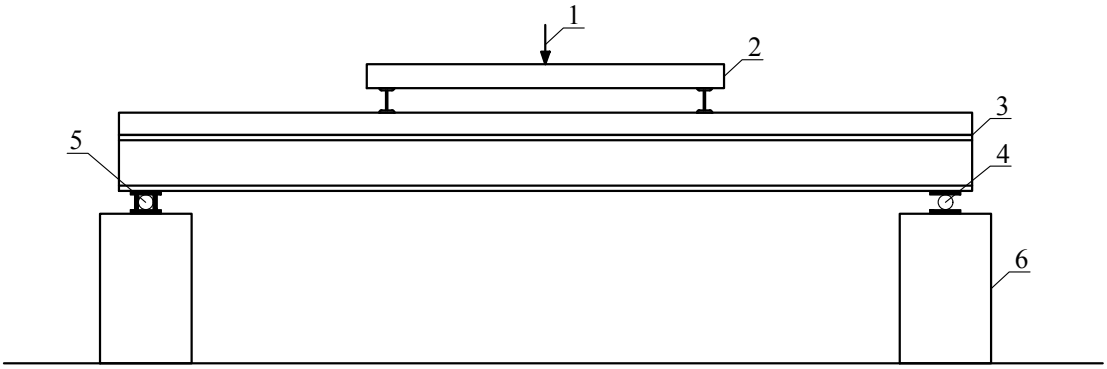


Рисунок 3.10 – Принципиальная схема испытаний образцов: 1 – внешняя нагрузка, 2 – распределительная траверса, 3 – испытуемый образец, 4 – шарнирно-подвижная опора, 5 – шарнирно-неподвижная опора, 6 – недеформируемое основание испытательного стенда

Нагрузка прикладывалась к распределительной траверсе при помощи или непосредственно гидравлического домкрата (группа 2), или через рычажную установку (группа 1). На двухпролетную неразрезную балку усилие от домкрата передавалось через траверсы, расположенные в каждом пролете. Далее через траверсу усилие передавалось на образец в двух точках, моделируя таким образом равномерно распределенную нагрузку.

Исходными данными служили графики зависимости сдвига на торцах элемента от приложенной нагрузки и графики зависимости прогибов от нагрузки, представленные в указанных работах. Характеристики образцов из всех групп представлены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Характеристики анализируемых образцов

№ группы образцов	Модуль упругости материала, МПа·10^3		Площадь поперечного сечения, $см^2$		Момент инерции сечения, $см^4$		L, м	a, м	m_0, м	Сдвиг δ, м·10^{-4}
	E_b	E_s	A_b	A_s	I_b	I_s				
1	27,6; 31,4	205,9	200	14,7	417	350	1,9	0,7	0,085	1,1-2
2	38; 29,3; 28,8	205,9	1273; 1560	53,8; 45,95	9574; 21970	7999; 5790	5,2; 7,2	1,9; 2,4	0,2	12,5; 0,085; 13,5
3	33	203	1500	9,16	19531	48,67	3,35	0,84	0,063	3,5

Чтобы учесть влияние силовых факторов в контактном слое на жесткость составного элемента, величина прогибов определялась через кривизну:

$$f = \alpha_k \cdot \gamma'' \cdot L^2, \tag{3.18}$$

где $\alpha_к$ – коэффициент, определяемый по таблице 3.2;

γ'' – кривизна составного элемента:

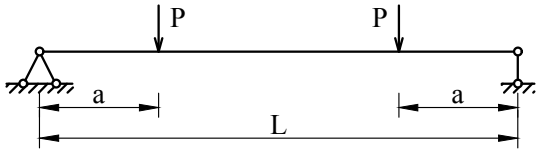
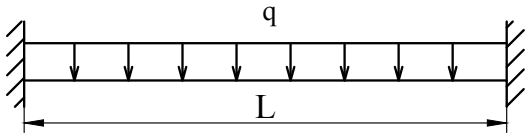
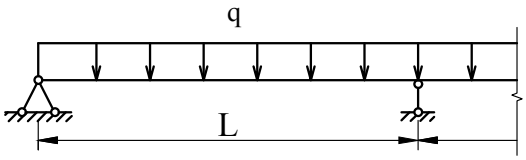
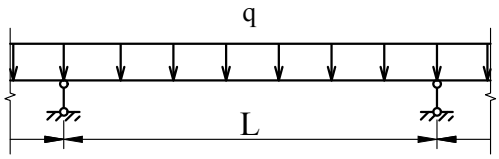
$$\gamma'' = \frac{M - Sm_0}{B}, \tag{3.19}$$

где M – момент от внешней нагрузки;

Sm_0 – момент, возникающий в результате действия в контактном слое сдвигающей силы S и направленный противоположно моменту от нагрузки.

Для получения значений прогибов в предельной стадии работы конструкции, сдвигающая сила S_u определялась при пониженном модуле упругости с коэффициентом 0,2.

Таблица 3.2 – Значение коэффициента $\alpha_к$ в зависимости от расчетной схемы

№ схемы	Расчетная схема	Коэффициент $\alpha_к$
1		$\frac{1}{8}-\frac{a^2}{6L^2}$
2		$\frac{1}{16}$
3		$\frac{1}{13}$
4		$\frac{1}{48}$

Коэффициент $\alpha_к$ в таблице 3.2 получен путем деления выражения для максимального прогиба f_{max} на выражение для максимального изгибающего момента в пролете M_{max}. Необходимо учесть, что в двухпролетной балке максимальное значение прогиба достигается на расстоянии $0{,}579L$ от средней опоры, но в опыте прогиб был замерен в середине пролета. Поэтому, при сопоставления опытных и аналитических данных возникнет некая погрешность в величине прогиба.

Величина прогибов на основе приведенного сечения определялась из выражения:

$$f = \alpha_k \cdot \frac{1}{r} \cdot L^2, \qquad (3.20)$$

где $1/r$ – кривизна элемента с приведенным сечением:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon}{y_2}, \tag{3.21}$$

где y_2 – расстояние от ц. т. приведенного сечения до самого растянутого волокна стальной балки;

ε – относительные деформации, зависящие от величины напряжений σ в приведенном сечении:

$$\sigma = \frac{M}{W}, \tag{3.22}$$

где W – момент сопротивления приведенного сечения относительно самого растянутого волокна стальной балки:

$$W = \frac{I_{red}}{y_2}. \tag{3.23}$$

Приведенный момент инерции I_{red} определяется по методу из [3], описанному в разделе 1.4. В качестве примера найдем величину прогиба для одного из образцов первой группы на основе приведенного сечения. Коэффициент приведения будет равен:

$$m = \frac{28{,}1}{210} = 7{,}47.$$

Приведенная к металлу площадь сечения:

$$A_{red} = 14{,}7 \cdot 10^{-4} + \frac{200 \cdot 10^{-4}}{7{,}47} = 41{,}5 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^2.$$

Статический момент участка плиты относительно нейтральной оси сечения стальной балки:

$$S_0 = \frac{200 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}085}{7{,}47} = 2{,}28 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^3.$$

Положение центра тяжести приведенного сечения будет равно:

$$y = \frac{2{,}28 \cdot 10^{-4}}{41{,}5 \cdot 10^{-4}} = 0{,}055 \text{ м.}$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = \left(350 + 0{,}0015 \cdot 0{,}055^2 + \frac{417}{7{,}47}\right) \cdot 10^{-8} + \frac{0{,}02 \cdot (0{,}085 - 0{,}055)^2}{7{,}47} =$$

$$= 1{,}09 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4.$$

Момент сопротивления приведенного сечения относительно самого растянутого волокна стальной балки:

$$W = \frac{1{,}09 \cdot 10^{-5}}{0{,}115} = 9{,}5 \cdot 10^{-5} \text{ м}^3.$$

Величина напряжений в приведенном сечении:

$$\sigma = \frac{26900}{9{,}5 \cdot 10^{-5}} = 283 \text{ МПа.}$$

Величина относительных деформаций:

$$\varepsilon = \frac{283}{2{,}1 \cdot 10^5} = 1{,}35 \cdot 10^{-3}.$$

Кривизна элемента с приведенным сечением:

$$\frac{1}{r} = \frac{1{,}35 \cdot 10^{-3}}{0{,}115} = 1{,}17 \cdot 10^{-2} \text{ м}^{-1}.$$

Тогда значение прогиба при работе в упругой стадии будет равно:

$$f = \left(\frac{1}{8} - \frac{0{,}7^2}{6 \cdot 1{,}9^2}\right) \cdot 1{,}17 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}9^2 = 4{,}43 \cdot 10^{-3} \text{ м.}$$

Для определения прогиба в предельной стадии работы балки коэффициент *m* вычислялся при пониженном модуле E_b с коэффициентом 0,2. Все результаты расчетов представлены в таблице 3.3. На рисунке 3.11 графически представлен процесс сходимости по параметру λ для одной из балок, входящих в первую группу.

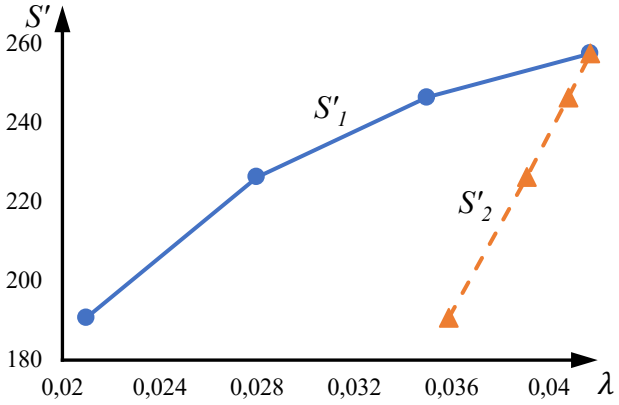


Рисунок 3.11 – К определению параметра сцепления λ

Таблица 3.3 – Результаты расчетов аналитическим способом, на основе приведенной жесткости и опытные данные

№ группы	λ, см$^{-1}$	b_0, см	Прогиб f, мм					
			предельный упругий			предельный		
			аналитический, f_A	из опыта, f_O	f_D	аналитический, f_A	из опыта, f_O	f_D
1	0,042; 0,051	39,4; 50	6,3; 6,2	7; 7,7	4,4; 4,7	15,8; 16,6	19; 20	10,2; 9,8
2	0,007; 0,004; 0,006	99,6; 250; 243	22,2; 22,4	22,5; 18; 21	10; 9,4; 10,2	68,8; 80,9; 67,9	80; 90	27; 23,4
3	0,016	20	4,2	5	4,6	16,6	19	25,7

Значения параметра сцепления λ для образцов из первой группы получились в пределах от 0,042 см$^{-1}$ до 0,051 см$^{-1}$; для образцов из второй группы – 0,004-0,007 см$^{-1}$. Для двухпролетной балки без двутавра в сечении $\lambda = 0{,}016$ см$^{-1}$. Отличие в значениях λ на целый порядок между образцами из первой и второй групп возможно обусловлено различной поверхностью контакта: в первом случае контактируют сталь и бетон, во втором случае – стальными являются и балка, и профилированный лист. Общим является то, что для образцов из всех трех групп значения параметра сцепления значительно ниже тех, что получены при исследовании сцепления арматуры с бетоном на призматических и цилиндрических образцах [41], где λ = 0,05-0,3 см$^{-1}$. Такие низкие значения λ служат подтверждением того, что контактный слой не переходит в стадию

упругопластической работы, а происходит его разрушение. Длина зоны нарушенного сцепления b_0 в образцах первой и второй группы варьируется от 1/4 до 1/3 от пролета, в двухпролетной балке составляет менее 1/10 пролета. Отличие, по всей вероятности, вызвано разнице в расчетных схемах балок.

На рисунке 3.12 для наглядности изображены диаграммы прогибов для элементов из каждой группы. В таблице 3.4 приведена относительная разница в значениях вертикальных деформаций, полученных тремя способами.

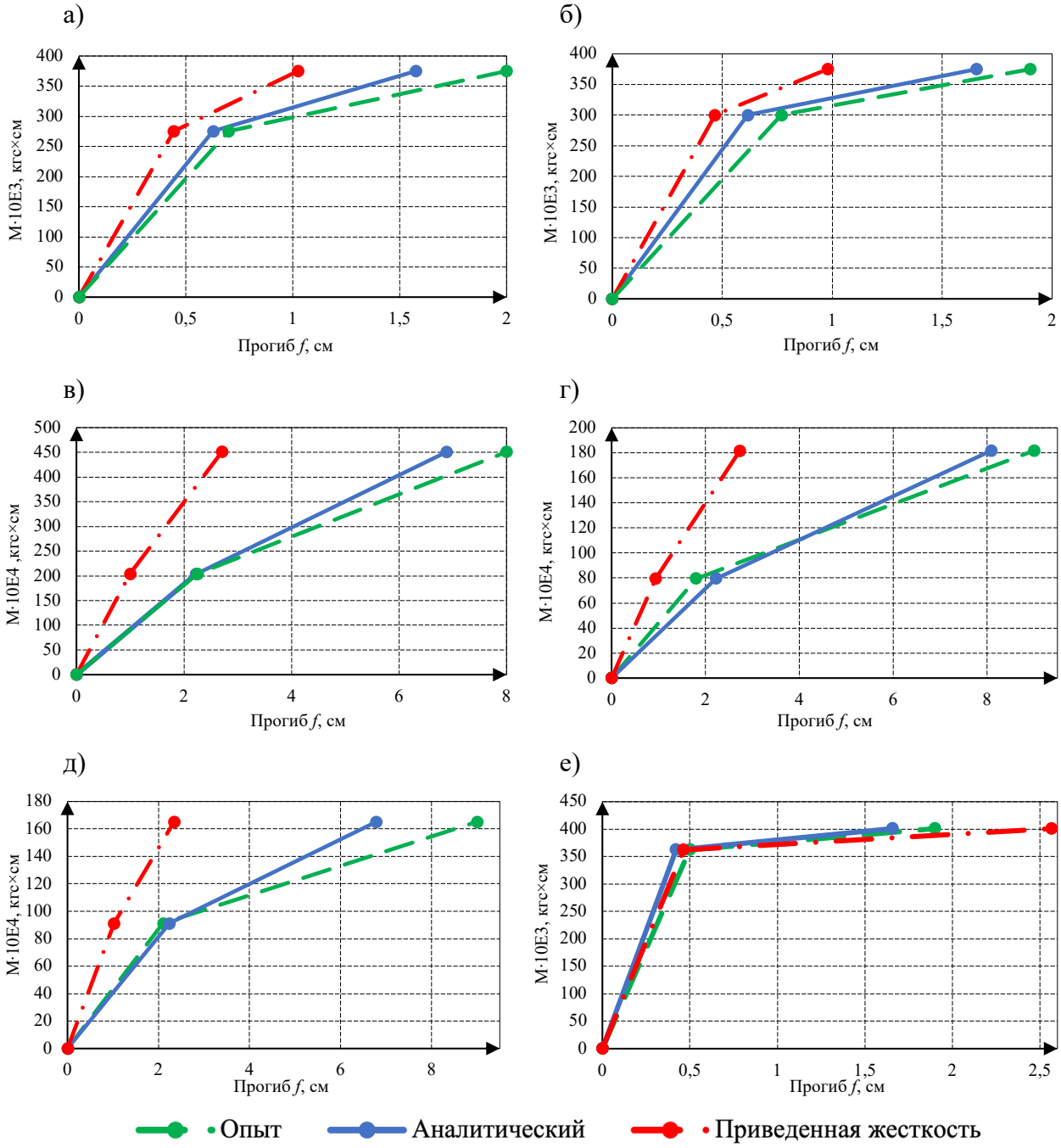


Рисунок 3.12 – Диаграммы прогибов образцов из первой группы а)-б), из второй группы в)-д), из третьей группы е)

Таблица 3.4 – Погрешности измерений

№ группы	Относительная разница значений Δ, %			
	предельный упругий прогиб		предельный прогиб	
	$\frac{f_O - f_A}{f_O}$	$\frac{f_O - f_D}{f_O}$	$\frac{f_O - f_A}{f_O}$	$\frac{f_O - f_D}{f_O}$
1	10; 19	37; 39	12; 21	49
2	2,3; 7; 23	56; 51; 48	14; 10; 24	66; 70; 74
3	16	8	12,6	35

Значения прогибов, определенные по предложенному методу с учетом действия в контактном слое момента от сдвигающей силы *S*, довольно точно совпадают с опытными данными. Как видно из таблицы 3.4, величина погрешности в большинстве случаев находится в диапазоне 2,5-24%, что позволяет судить об адекватности предложенной аналитической модели. В то же время, прогибы, полученные на основе приведенной жесткости (т. е. как для абсолютно жесткого стержня при $\lambda \to \infty$), дают заниженные значения с погрешностью вплоть до 74% и не показывают реальную картину деформирования сталежелезобетонных балок. Для неразрезной плиты предельный упругий прогиб, посчитанный с приведенной жесткостью, совпадает с опытным значением, что можно объяснить отсутствием в сечении плиты стальной балки.

3.2.1 Определение вертикальных деформаций сталежелезобетонных балок с использованием экспериментального значения параметра сцепления

На основе ТСС, можно разработать метод определения величины прогибов комбинированных балок с использованием эмпирического параметра сцепления λ. Для примера воспользуемся результатами испытаний комбинированных балок из уже упомянутой работы [7]. Габаритные размеры и расчетная схема образцов

приведена на рисунке 3.13, в таблице 3.5 представлены необходимые для расчета характеристики.

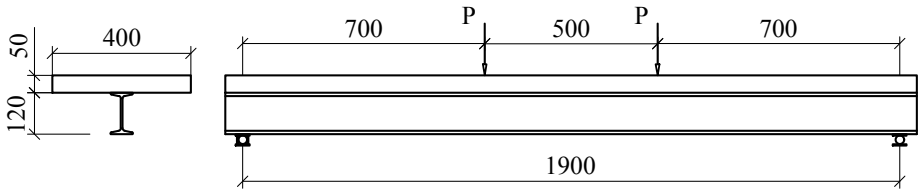


Рисунок 3.13 – Размеры и схема испытаний образцов из [7]

Таблица 3.5 – Характеристики образцов из [7]

№ серии	E_b, МПа·10^3	Тип анкера	Шаг анкеров в средней части, мм	Шаг анкеров в крайней части, мм	q, кН/м	Прогиб f, мм
1	27,55	⫫ ∅5Вр-1	150	100	52,08	7
2	31,37	⫫ ∅6А400	150	100	58,73	7,7
3	27,55	⫫ ∅8А240	150	100	54,29	6,9
4	31,37	⫫ ∅8А400	100	50	53,19	5,7
5	31,37	⫫ ∅10А240	150	100	54,29	6
6	27,55	⫫ ∅10А400	150	100	52,08	6
7	30,1	⎾⏌ ∅6А240	150	100	47,65	5
8	30,1	⏐ 25х4	150	100	50,97	6
9	30,1	⎿ 20х4	150	100	59,83	7,6

Комбинированные балки состояли из прокатного двутавра № 12 и железобетонной полки 2х0,4 м толщиной 50 мм. Элементы соединялись друг с другом гибкими анкерами. Использовалось несколько конструктивных решений анкеров: в виде двух арматурных стержней, п-образной скобы из арматуры, металлической пластины и металлического уголка (таблица 3.5).

Для определения параметра сцепления по опытным данным, необходимо итерационным способом подобрать такое значение λ в выражении (3.24), при котором величина прогиба, полученная через кривизну по формулам (3.19) и (3.18), будет точно совпадать с опытным значением.

$$S = \frac{qm_0}{\gamma B}\left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\lambda^2} + \frac{1}{\lambda^2}\frac{ch\lambda x}{ch\lambda L/2}\right). \quad (3.24)$$

Выражение (3.24) справедливо для расчетной схемы с равномерно распределенной нагрузкой, аналогом которой является схема на рисунке 3.13. Для других расчетных схем выражение (3.24) будет иметь иной вид. По данным из таблицы 3.5 найдем значение λ для каждой серии балок.

Таблица 3.6 – Значения параметра сцепления λ

№ серии	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Ср. знач.
λ, см$^{-1}$	0,0169	0,0169	0,019	0,025	0,0235	0,023	0,027	0,021	0,018	0,021

Как видно из таблиц 3.5 и 3.6, величина параметра сцепления будет напрямую зависеть от жесткости анкеров: чем меньше шаг и больше диаметр анкера, тем выше λ (серии 4-6). Следует отметить, что из всех серий наименьший прогиб балки и наибольшее значение λ получилось в варианте с п-образным анкером. Это можно объяснить большей площадью поверхности сцепления анкера с бетоном.

Усредним полученные значения параметра сцепления и выполним расчет прогиба для каждой серии с $\lambda_{ср}$ = 0,021 см$^{-1}$, используя выражения (3.24), (3.18) и (3.19). В дополнение, посчитаем прогибы с использование приведенного сечения и сравним с результатами из опытов. На рисунке 3.14 изображена диаграмма, отображающая значения прогибов, полученные всеми тремя способами. В таблице 3.7 приведены погрешности измерений на основе ТСС и с использование приведенного сечения.

Таблица 3.7 – Погрешности измерений, полученных на основе ТСС и с использование приведенного сечения

№ серии	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{f_O - f_D}{f_O}$, %	46	46,4	42,7	34,4	36,4	36,8	32,3	39,6	44,1
$\frac{f_O - f_A}{f_O}$, %	10,9	11	5,8	8,9	5,6	3,9	12,1	0	7,4

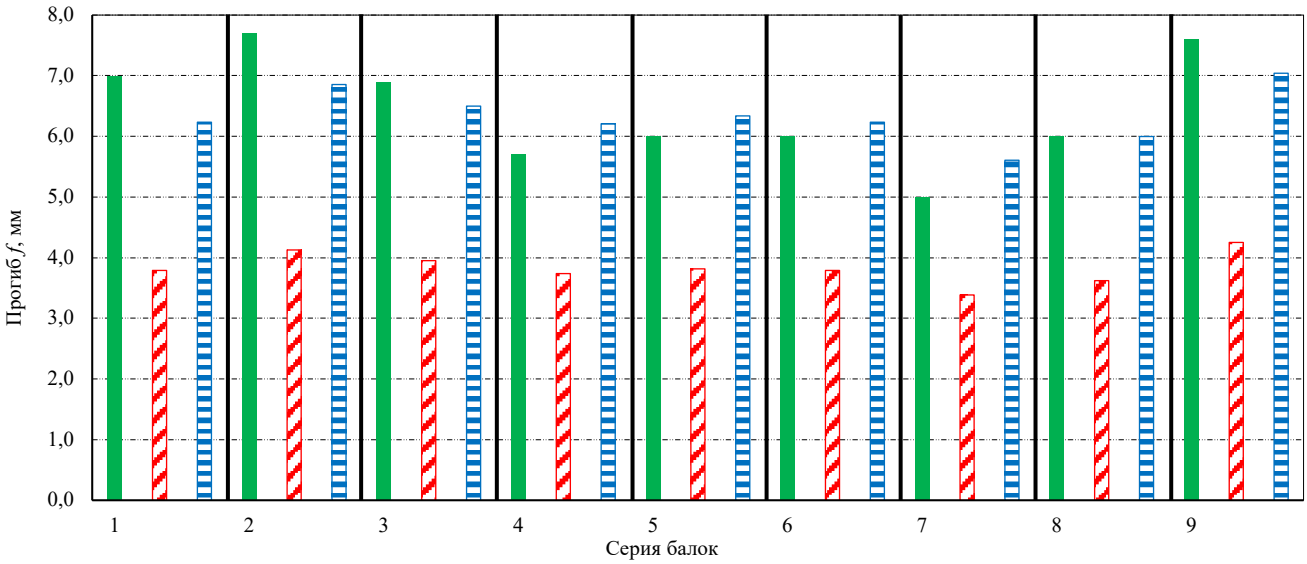


Рисунок 3.14 – Значения прогибов комбинированных балок: сплошной зеленый – опытные данные, наклонный красный – на основе приведенного сечения, горизонтальный синий – на основе ТСС с усредненным λ_{cp}

Из таблицы 3.7 видно, что предложенный метод позволяет достаточно точно (погрешность до 12%) определить величину прогибов комбинированных балок при упругой стадии работы с использованием λ_{cp} в рамках представленных опытных данных.

Выполнив необходимое количество опытов, можно получить эмпирические значения параметра сцепления λ, которые будут зависеть от диаметра анкеров, их шага, длины балок и конструкции плиты перекрытия. Полученные зависимости можно будет использовать для определения величины вертикальных деформаций комбинированных балок с различным конструктивным решением железобетонной плиты и анкеров.

Также с помощью опытов можно определить верхнюю границу параметра сцепления, выше которой для расчета жесткости комбинированных балок допускается использовать приведенное сечение.

3.3 Характер распределения сдвигов и силовых факторов в контактной зоне многопролетных неразрезных сталежелезобетонных балок

Кроме величины прогибов, по имеющимся экспериментальным данным были получены эпюры сдвигов (рисунок 3.15), касательных усилий и сдвигающей силы для двухпролетной схемы. Все графики представлены для правого пролета, для левого пролета графики симметричны.

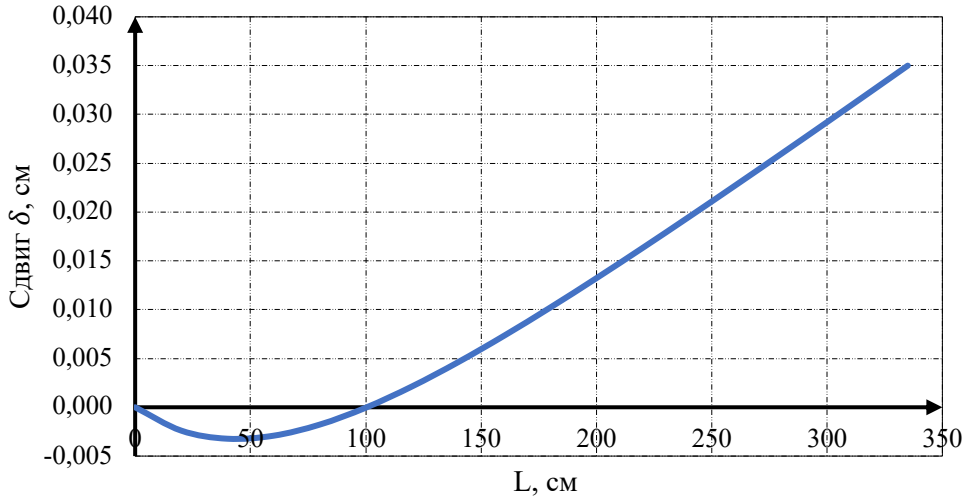


Рисунок 3.15 – Распределение сдвигов по длине пролета

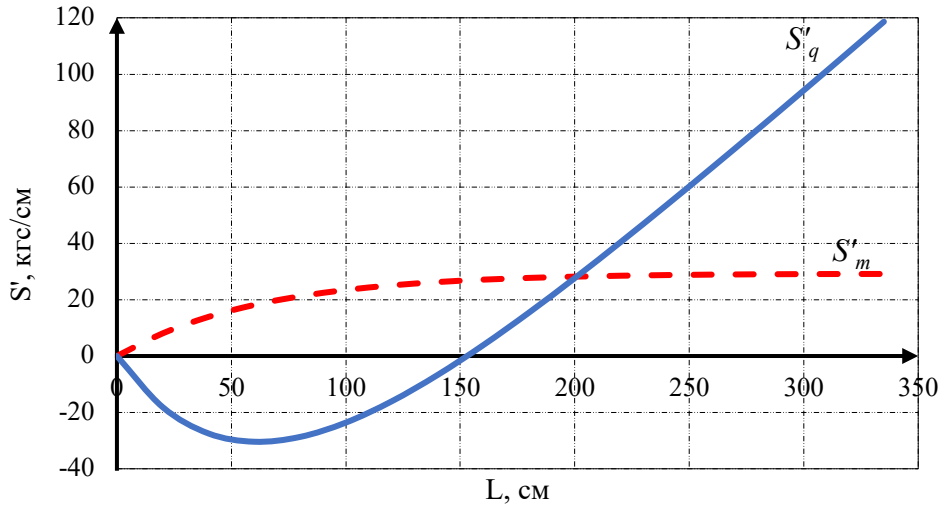


Рисунок 3.16 – Распределение касательных усилий, создаваемых по отдельности распределенной нагрузкой q и моментом M

На рисунке 3.16 эпюры касательных усилий S' представлены отдельно для составляющих q и M. Для получения суммарной эпюры необходимо сложить ее

составляющие (рисунок 3.17). Аналогично, для получения объединенной эпюры сдвигающей силы S необходимо из эпюры q вычесть эпюру M (рисунок 3.19).

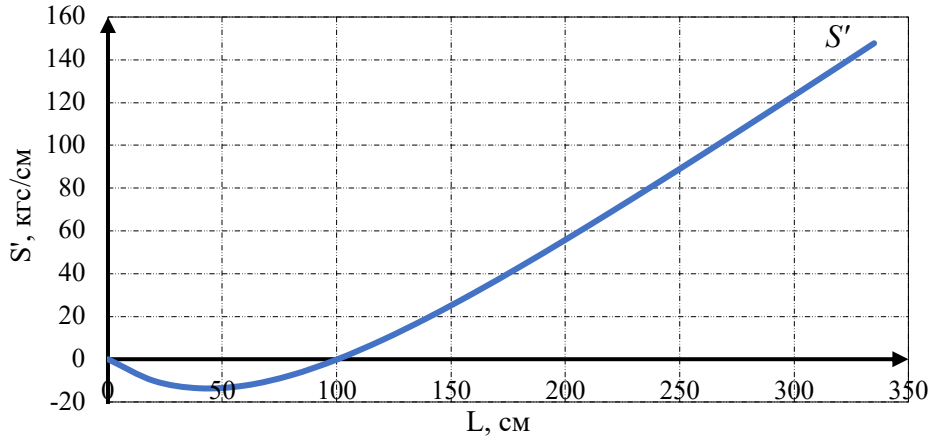


Рисунок 3.17 – Объединенная эпюра касательных усилий

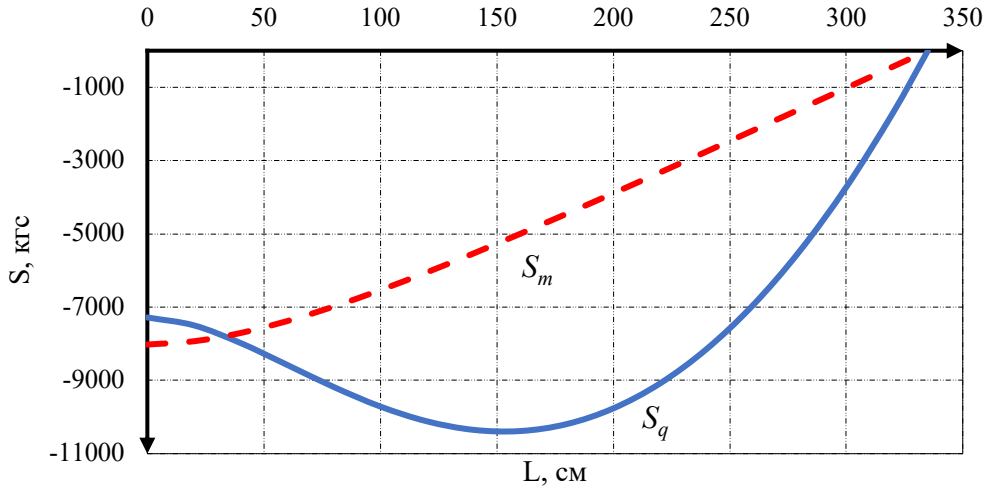


Рисунок 3.18 – Распределение сдвигающей силы, создаваемой по отдельности распределенной нагрузкой q и моментом M

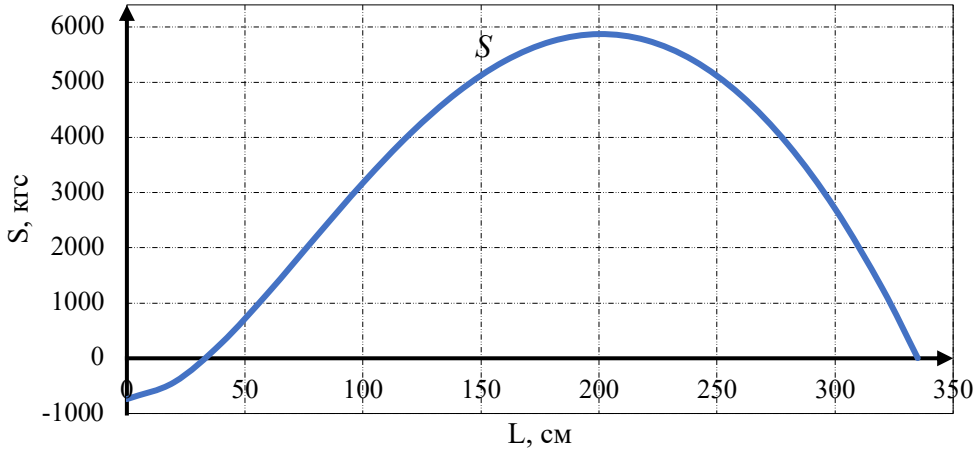


Рисунок 3.19 – Объединенная эпюра сдвигающей силы

Значение сдвигающей силы S на торце со свободным сдвигом равно нулю, при этом, ввиду отсутствия сдвига на средней опоре, максимум S_{max} смещается от середины пролета ближе к торцу со свободным сдвигом (рисунок 3.19).

На графиках 3.15 и 3.17 видно, что экстремумы максимумов сдвигов и касательных усилий достигаются на торце со свободным сдвигом. На средней опоре сдвиг отсутствует, соответственно, и $S' = 0$. Полученные результаты не противоречат данным из [84], где представлена эпюра распределения сдвигов в двухпролетной сталежелезобетонной балке (рисунок 3.20).

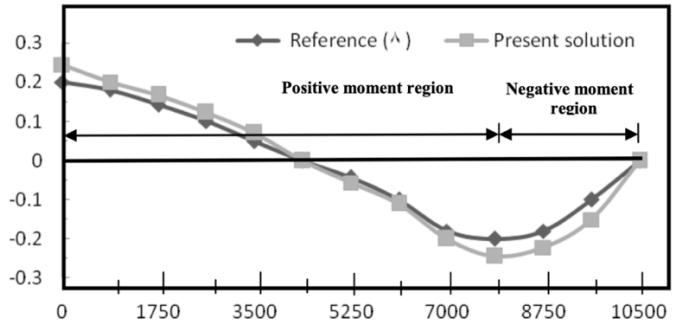


Рисунок 3.20 – Распределение величины сдвигов в двухпролетной балке (для левого пролета)

Для некоторых расчетных схем проведение опыта сопряжено с определенными трудностями. Например, в трехпролетной неразрезной схеме необходимо разработать систему передачи нагрузки так, чтобы все пролеты были загружены равномерно. При испытании защемленной с двух концов сталежелезобетонной балки довольно сложно обеспечить отсутствие сдвигов слоев на обоих торцах элемента. Поэтому, анализ напряженно-деформированного состояния описанных выше примеров будет выполнен без опоры на результаты экспериментов.

Рассмотрим средний пролет трехпролетной неразрезной балки, загруженной равномерно распределенной нагрузкой (рисунок 3.21). Величина нагрузки, механические и геометрические характеристики конструкции соответствуют образцу из группы 3. Воспользовавшись выражениями (3.14) и (3.16), определим характер распределения усилий S' и силы S.

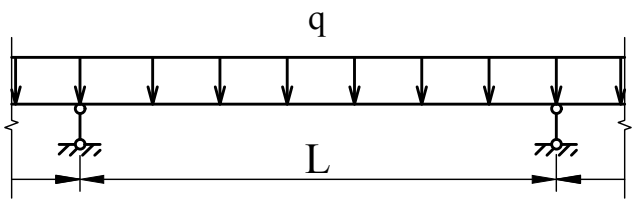


Рисунок 3.21 – Средний пролет трехпролетной балки

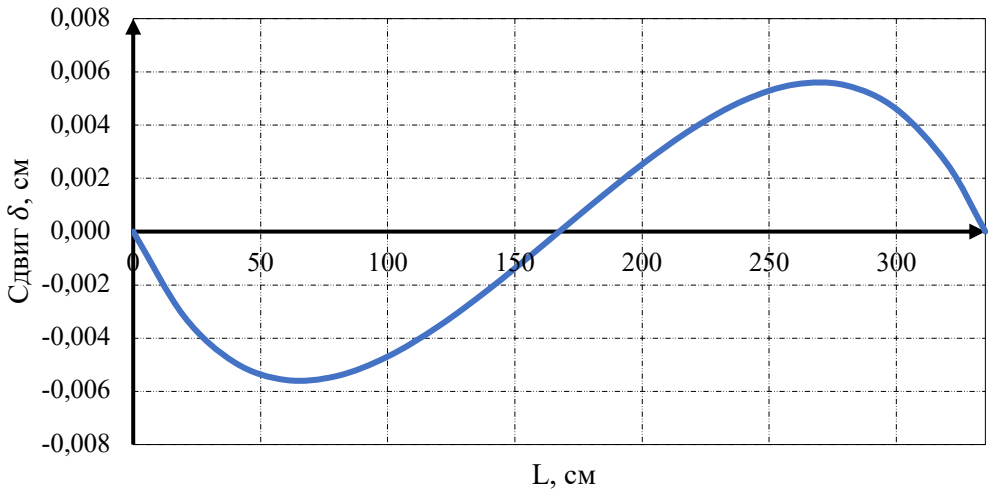


Рисунок 3.22 – Распределение сдвигов по длине среднего пролета

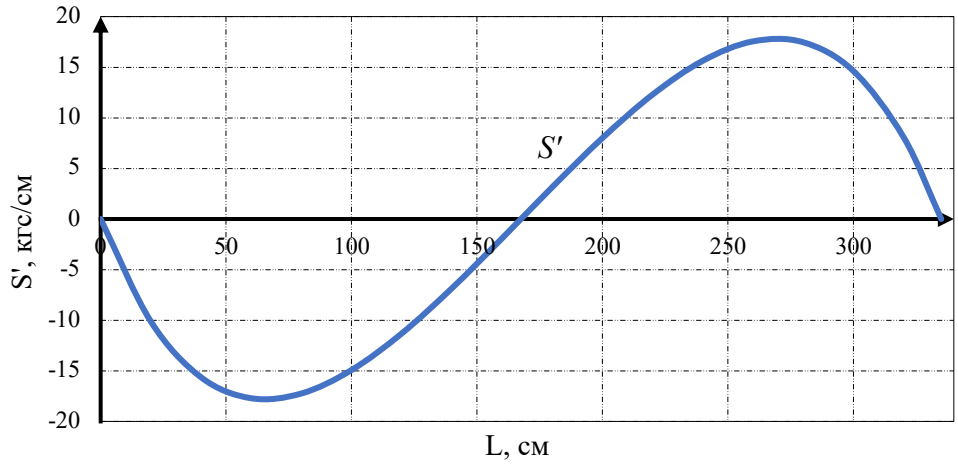


Рисунок 3.23 – Эпюра касательных усилий в среднем пролете трехпролетной балки

На рисунках 3.22 и 3.23 видно, что максимальные значения δ как и максимумы S' достигаются не в четвертях пролета, а смещаются ближе к опорам, что обусловлено неразрезностью конструкции. Значение предельного упругого прогиба в середине пролета равно $f_{u,elastic}$=0,05 см, предельного прогиба – f_u=0,18 см.

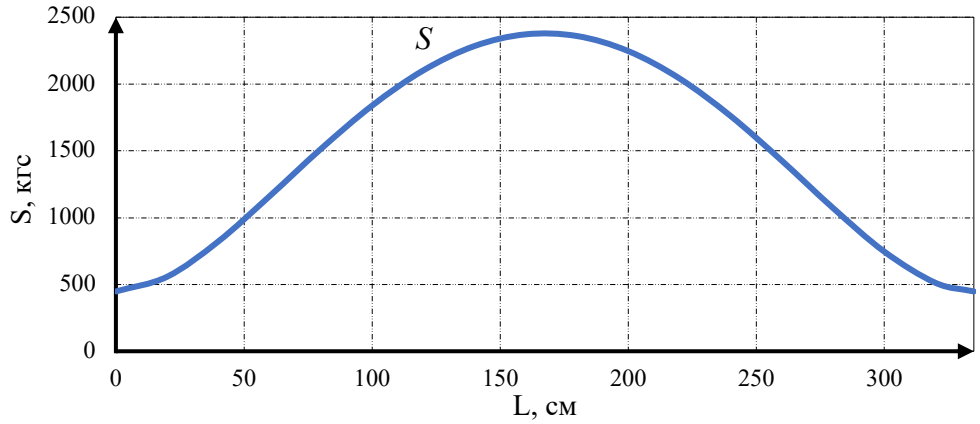


Рисунок 3.24 – Эпюра сдвигающей силы в среднем пролете трехпролетной балки

В качестве балки с защемленными концами рассмотрим пример из [99], где проанализирована работа составной балки на действие сосредоточенной нагрузки в середине пролета (рисунок 3.25).

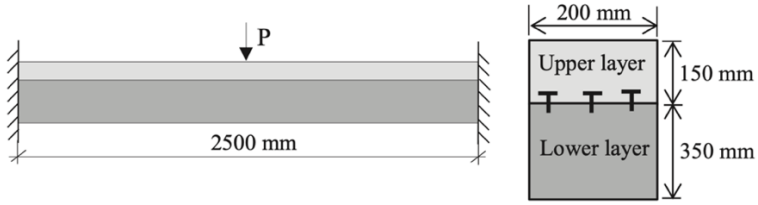


Рисунок 3.25 – Составная балка с защемленными опорами из [92]

Верхний слой составного элемента выполнен из бетона, нижний представляет собой некий абстрактный материал с определенными механическими характеристиками (таблица 3.8). Величина сдвигов взята с соответствующей эпюры, представленной в работе (рисунок 1.16 а).

Таблица 3.8 – Характеристики составного элемента

Модуль упругости материала, МПа·10^3		Площадь поперечного сечения, $см^2$		Момент инерции сечения, $см^4$		L, м	m_0, м	Сдвиг δ, м·10^{-4}
E_U	E_L	A_U	A_L	I_U	I_L			
20	30	300	700	5625	71458	2,5	0,25	6

Как видно из представленных диаграмм, предложенные аналитические выражения подходят для описания характера развития усилий в контактном слое. Распределение сдвигов в схеме с защемленными концами, полученное из выражений (3.17), довольно точно совпадает со значениями из [99] (рисунок 3.26).

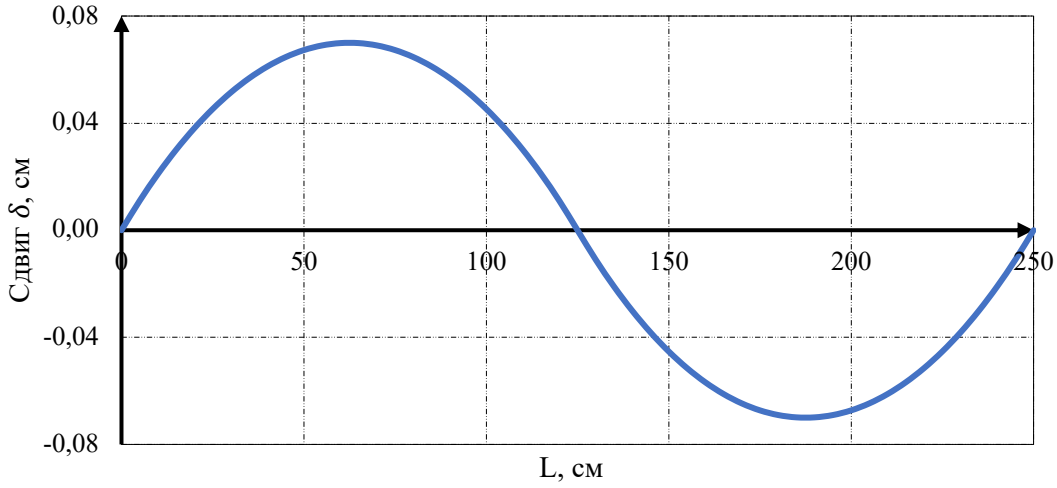


Рисунок 3.26 – Распределение сдвигов для схемы с защемленными концами

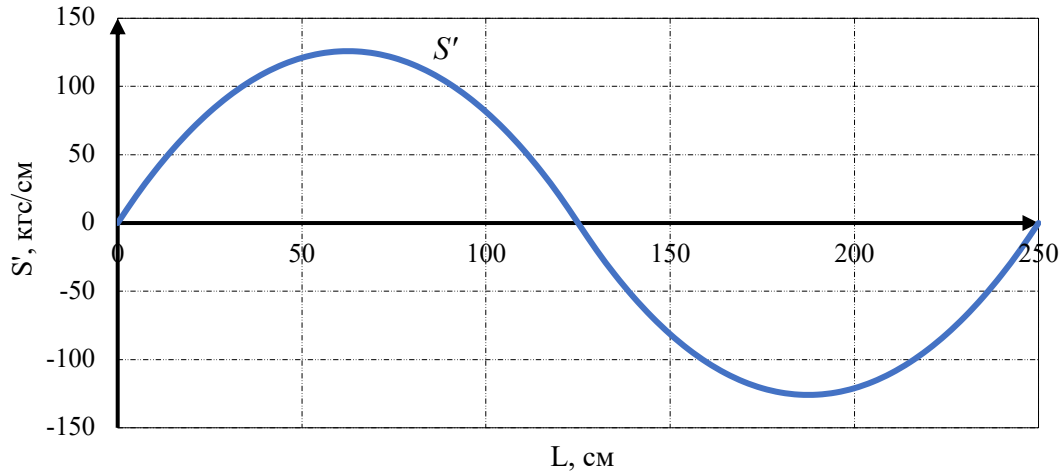


Рисунок 3.27 – Эпюра касательных усилий для схемы с защемленными концами

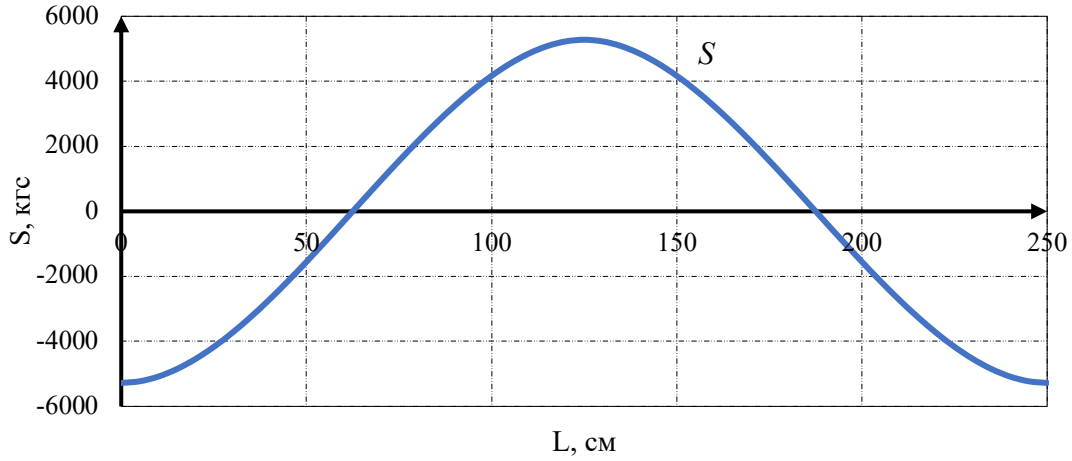


Рисунок 3.28 – Эпюра сдвигающей силы для схемы с защемленными концами

Выводы по главе 3

1. В сталежелезобетонных шарнирно опертых балках контактный слой не переходит в стадию упругопластической работы, вместо этого происходит его разрушение. В таких конструкциях контактный слой в предельной стадии характеризуется наличием зоны нарушенного сцепления длиной от 1/4 до 1/3 пролета. В этой области элементы составного сечения работают отдельно друг от друга. В оставшейся части конструкции контактный слой находится в упругой стадии.

2. Значения параметра сцепления напрямую зависят от конструкции анкерного соединения и плиты перекрытия. Чем выше жесткость анкеров, тем выше величина сцепления. Для перекрытий с профилированным настилом значения параметра сцепления на порядок меньше, чем для варианта без профилированного настила. При этом, вне зависимости от перечисленных факторов, в сталежелезобетонных балках величина параметра сцепления значительно ниже, чем сцепление арматуры с бетоном в железобетонных балках.

3. Силовые факторы, возникающие в контактном слое сталежелезобетонных изгибаемых элементов, оказывают влияние на деформативность таких конструкций. Определение величины прогибов составных элементов на основе приведенного момента инерции дает заниженные значения – вплоть до 70% по сравнению с опытными данными.

4. Аналитическая модель, базирующаяся на ТСС, позволяет оценить вклад податливости контактного слоя в общую жесткость составного сечения. Предложенный метод, в основе которого лежит использование экспериментального значения параметра сцепления, при его дальнейшем развитии даст возможность определять величину прогибов сталежелезобетонных перекрытий.

Глава 4. Анализ напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных каркасов с удаленной колонной

4.1 Влияние параметра сцепления на жесткость сталежелезобетонного перекрытия после изменения его расчетной схемы, вызванного локальным повреждением

В предыдущей главе было исследовано влияние силовых факторов в контактной зоне сталежелезобетонных балок на их жесткостные характеристики. При этом рассматривалось деформирование без изменения расчетной схемы. В случае возникновения локального разрушения происходит перераспределение усилий между оставшимися элементами, и изменяется напряженно-деформированное состояние конструкции по сравнению с первоначальной расчетной схемой. Эти факторы окажут воздействие также и на состояние контактного слоя.

Для оценки состояния контактного слоя и степени его влияния на деформативность конструкции при возникновении локального повреждения, рассмотрим ячейку каркаса 2х2 с удаленной центральной колонной (рисунок 4.1).

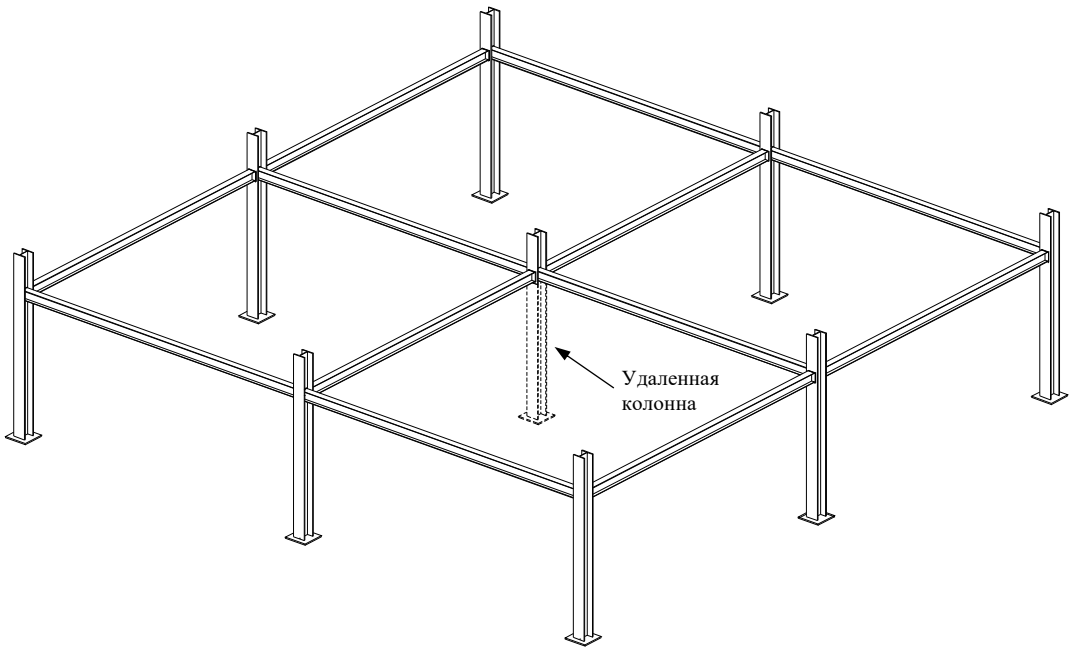


Рисунок 4.1 – Фрагмент каркаса с удаленной колонной (ЖБ плита перекрытия не показана)

Вычленим из пространственного каркаса плоскую двухпролетную раму (рисунок 4.2). После удаления центральной колонны конструкцию можно рассматривать, как шарнирно опертую балку составного сечения пролетом 2*L*.

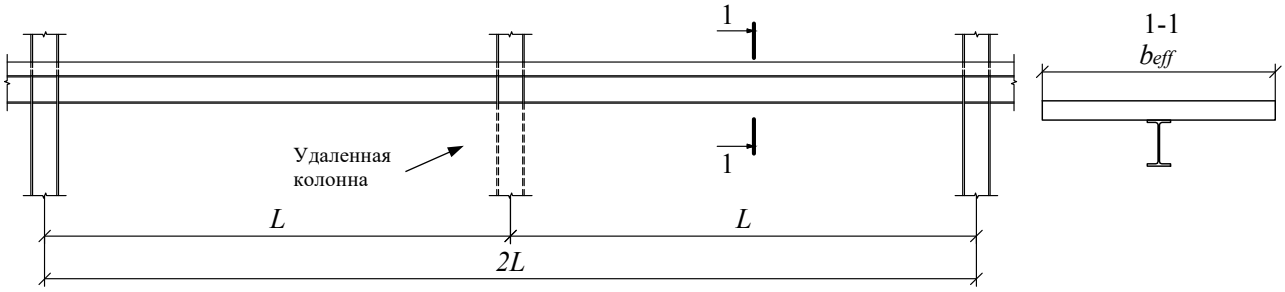


Рисунок 4.2 – Плоская рама с удаленной центральной колонной

Далее найдем прогиб шарнирно опертой комбинированной балки, полученной из пространственного каркаса, с использованием приведенного и составного сечений и сравним с опытными результатами.

Прогиб с использованием приведенного сечения определяется по методу из [3] (см. пример расчета в главе 3 данной диссертации). Для нахождения прогиба на основе ТСС, необходимо знать величину параметра сцепления. Поскольку это значение в данном случае неизвестно, условно зададимся λ=0,045 см$^{-1}$ и найдем сдвигающую силу *S* из выражения (3.24). После этого определим прогиб, используя выражения (3.18) и (3.19).

Независимо от сечения, приведенного или составного, модуль упругости бетона E_b определяется с коэффициентом 0,2. В качестве длины пролета балки во всех выражениях используется удвоенное значение 2*L*. Величина момента находится по правилам строительной механики. Эффективная ширина ЖБ полки b_{eff} вычисляется по таблице 4.1 из [36], как для исходной расчетной схемы с пролетом *L*.

Экспериментальные значения возьмем из опытов, рассмотренных в первой главе (характеристики элементов приведены в таблице 4.1):

1) пространственный каркас в натуральную величину без профилированного настила [104];

2) пространственный каркас в масштабе 1:2 с перекрытием по профилированному настилу [68];

3) пространственный каркас в натуральную величину с профилированном настилом [65];

4) пространственный каркас в масштабе 1:1,5 без профилированного настила [55];

5) плоская многопролетная рама [52].

Таблица 4.1 – Характеристики фрагментов СТЖБ конструкций

№ исследования	1	2	3	4	5
Модуль упругости бетона E_b, МПа·10^3	37,5	30,4	22,65	29,3	30,8
Эффективная ширина ЖБ плиты b_{eff}, м	1,83	1,52	1,51	0,95	0,5
Толщина ЖБ плиты h_f, м	0,15	0,05	0,09	0,08	0,12
Площадь сечения балки A_{st}, м^2·10^{-4}	39,1	16,26	16,26	33,4	16,4
Момент инерции ЖБ плиты I_b, м^4·10^{-4}	5,14	0,16	0,86	0,41	0,72
Момент инерции балки I_s, м^4·10^{-4}	0,39	0,062	0,062	0,27	0,054
Расстояние между ц. т. плиты и балки m_0, м	0,195	0,11	0,207	0,15	0,13
Длина пролета L, м	5,48	4,57	4,54	2,87	3,92
Момент, кН·м	423,2	68,6	134,4	1290	110
Прогиб, м	0,15	0,14	0,114	0,295	0,176

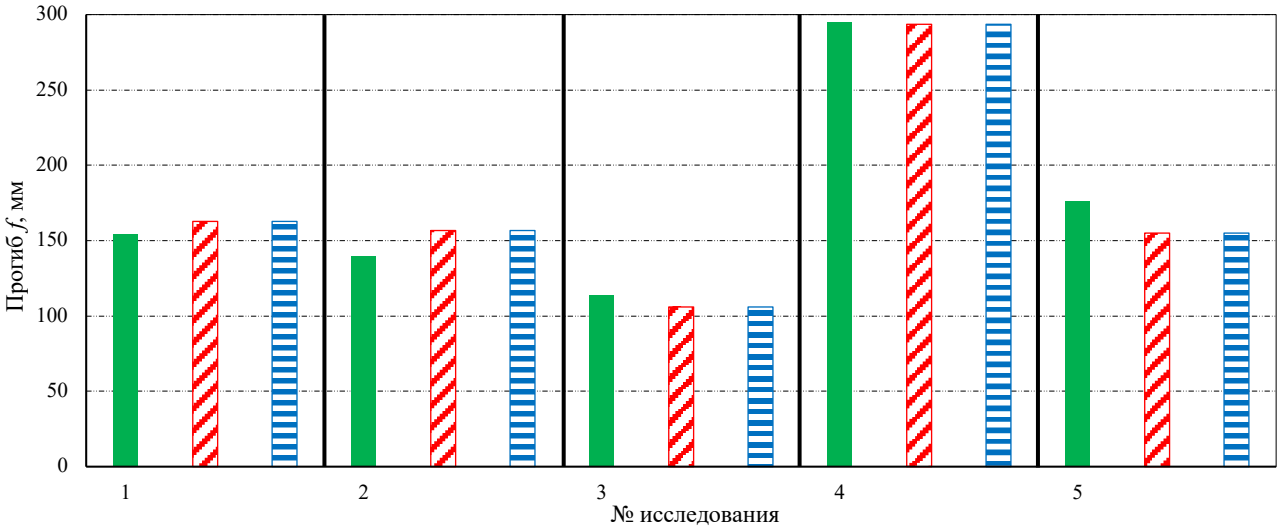


Рисунок 4.3 – Значения прогибов: сплошной зеленый – опытные данные, наклонный красный – на основе приведенного сечения, горизонтальный синий – на основе ТСС

На рисунке 4.3 изображена диаграмма с величинами прогибов. Значения, определенные с использованием приведенного и составного сечений, практически полностью совпадают друг с другом. Из этого можно сделать вывод о том, что при возникновении локального повреждения, можно не учитывать сцепление элементов СТЖБ перекрытия, поскольку оно не оказывает существенного влияния на величину прогиба.

Математически данную особенность можно объяснить, проанализировав выражение для сдвигающей силы в контактном слое составной балки из [33].

$$S = S_M \left(1 - \frac{2}{\lambda^2 L^2} + \frac{2}{\lambda^2 L^2 ch\lambda L}\right), \tag{4.1}$$

где S_M – сдвигающая сила в монолитной балке того же сечения.

В выражении (4.1) S_M представляет собой сдвигающую силу, возникающую в монолитной балке, а слагаемые в скобках показывают податливость связей сдвига. Возникновение локального повреждения приводит к изменению расчетной схемы и увеличению пролета конструкции в 2 раза. В результате чего величина знаменателя многократно возрастает, а влияние параметра сцепления снижается. Выражение в скобках становится близким к единице, что позволяет считать составную балку монолитной, т. е. без податливости контакта.

Графически данная зависимость проиллюстрирована на рисунке 4.4, на котором показано, что с увеличением длины пролета, влияние сцепления на жесткость составного стержня снижается.

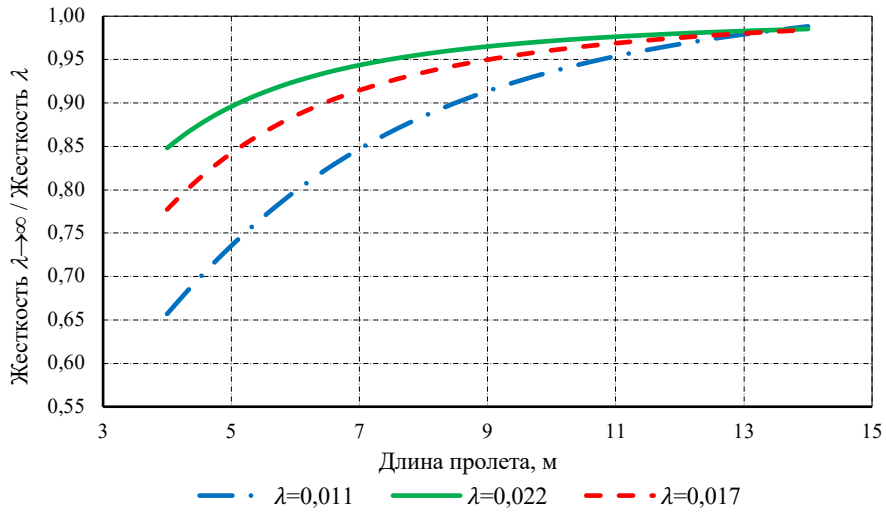


Рисунок 4.4 – Влияние длины пролета на жесткость СТЖБ элемента при различных значениях λ

При пролете более 12 м, отношение приведенной жесткости к жесткости, учитывающей сцепление, приближается к единице. В этом случае можно определять прогибы СТЖБ элемента, рассматривая составное сечение как приведенное. На рисунке отчетливо видна и другая зависимость – чем меньше значение λ, тем сильнее параметр сцепления влияет на жесткость составного сечения.

Физический смысл зависимости заключается в следующем. При $(\lambda L)\to 0$ сцепление элементов составной балки также стремится к нулю, и для того, чтобы сместить элемент друг относительно друга по поверхности соприкосновения не требуется значительных усилий. В этом случае значение кривизны будет наибольшим, следовательно, и величина прогиба будет максимальной.

При $(\lambda L)\to\infty$ составная балка приближается к монолитной, и для создания сдвига необходимо прикладывать больше усилий, что приводит к увеличению S. Кривизна и прогиб балки при этом будут минимальными.

Полученная закономерность согласуется с выводами из исследования [103], авторами которого установлено, что влияние сдвига следует учитывать для составных балок с относительно короткими пролетами около 8 м.

Предложенный подход позволяет довольно точно определить прогиб СТЖБ перекрытия используя приведенное сечение без учета динамических эффектов (таблица 4.2). Однако, в случае анализа многоэтажных каркасов с локальным повреждением на нижних этажах, данный подход будет давать большую погрешность, так как не учитываются деформации этажей над зоной повреждения.

Таблица 4.2 – Погрешность измерений по предложенному подходу

№ исследования	1	2	3	4	5
Δ, %	5,68	12,2	7,05	0,5	11,9

4.2 Численный анализ процесса деформирования сталежелезобетонных каркасов в результате локального повреждения

В связи с необходимостью учитывать поверхность контакта стальной балки и железобетонной полки, для моделирования конструкций был выбран ПК ANSYS [94]. Для каждого образца создавалось две модели: с контактным слоем и без контактного слоя, т. е. с абсолютно жестким соединением стальной балки с железобетонной плитой. В расчете учитывалась физическая нелинейность материала, а также геометрическая нелинейность с учетом больших перемещений. В зависимости от конкретной конструкции в моделях применялись объемные, стержневые и оболочечные КЭ.

Бетон моделировался элементом CPT215. Он представляет собой трехмерный восьми-узловой твердотельный элемент в виде куба, каждый узел которого имеет четыре (или опционально пять) степеней свободы. CPT215 обладает эластичностью, жесткостью при напряжении, большим прогибом и большими деформационными способностями. В данной работе выбран именно этот элемент из-за меньшей чувствительности сетки к другим элементам.

Стальные элементы каркасов моделировались с помощью SOLID185. SOLID185 это трехмерный восьми-узловой элемент с тремя степенями свободы в узлах. Подходит для моделирования упругопластических материалов с нерегулярной сеткой КЭ.

Каждый арматурный стержень и анкер, соединяющий балку с плитой, был выполнен в виде отдельного балочного элемента (базовый элемент). Для имитации армирования использовались элементы REINF264, узлы и степени свобод которых идентичные таковым для базовых элементов.

Профлист моделировался оболочкой SHELL181 с заданной толщиной, равной толщине листа. Это четырех-узловой элемент с шестью степенями свободы в каждом узле: три линейных и три угловых перемещения. Подходит для моделирования многослойных конструкций или композитных оболочек.

Контактная поверхность бетона и стали была выполнена элементами CONTA174 и TARGE170. CONTA174 используется для создания контакта и скольжения между объемными целевыми поверхностями и деформируемой поверхностью, определяемой этим элементом. Он располагается на поверхностях объемных твердотельных или оболочечных элементов и имеет те же геометрические характеристики, что и грань элемента, с которой он соединен. Его можно использовать как для парного, так и для общего контакта. В данной работе выбран первый вариант. В этом случае целевая поверхность определяется объемным целевым элементом TARGE170. Контакт происходит, когда поверхность элемента проникает в соответствующую целевую поверхность.

Характеристики бетона были представлены в виде модели Друкера-Прагера (Drucker-Prager), которая задавалась в расчете с помощью APDL-команды. Модель описывает неупругое деформирование бетона и основана на теории пластического течения. Для моделирования разрушения бетона здесь применяется феноменологический подход, который состоит в описании образования трещин при помощи функции состояния материала, а именно пластических деформаций. Он позволяет избежать проблем непосредственного моделирования возникновения и развития трещин в структурно неоднородной среде. В тоже время такой подход позволяет приближенно описывать процесс деформирования конструкции, выполненных из хрупких материалов.

В модели Друкера-Прагера для построения начальной поверхности текучести используются три параметра: предел прочности материала при одноосном растяжении, предел прочности при одноосном сжатии и предел прочности при двуосном сжатии. При возникновении пластических деформаций поверхность текучести начинает изменяться – происходит либо упрочнение, либо разупрочнение материала.

В модели Друкера-Прагера можно использовать ассоциированный или неассоциированный закон пластического течения. В ассоциированном законе материал считается идеально-пластическим. В неассоциированном законе учитывается дилатансия – изменение объема материала при сдвиговой

деформации. В данной работе применяется модель с ассоциированным законом течения.

Характеристики стали задавались с помощью модели материала из стандартной библиотеки ПК ANSYS. Нелинейная зависимость между напряжением и деформацией строилась в виде упругопластической диаграммы с упрочнением Bilinear isotropic hardening. Величина упрочнения (угол наклона касательной) в этой модели был принят равным 1% от модуля упругости, т. е. $0{,}01E_s$ (рисунок 4.5). Далее более подробно описаны численные исследования каждого образца.

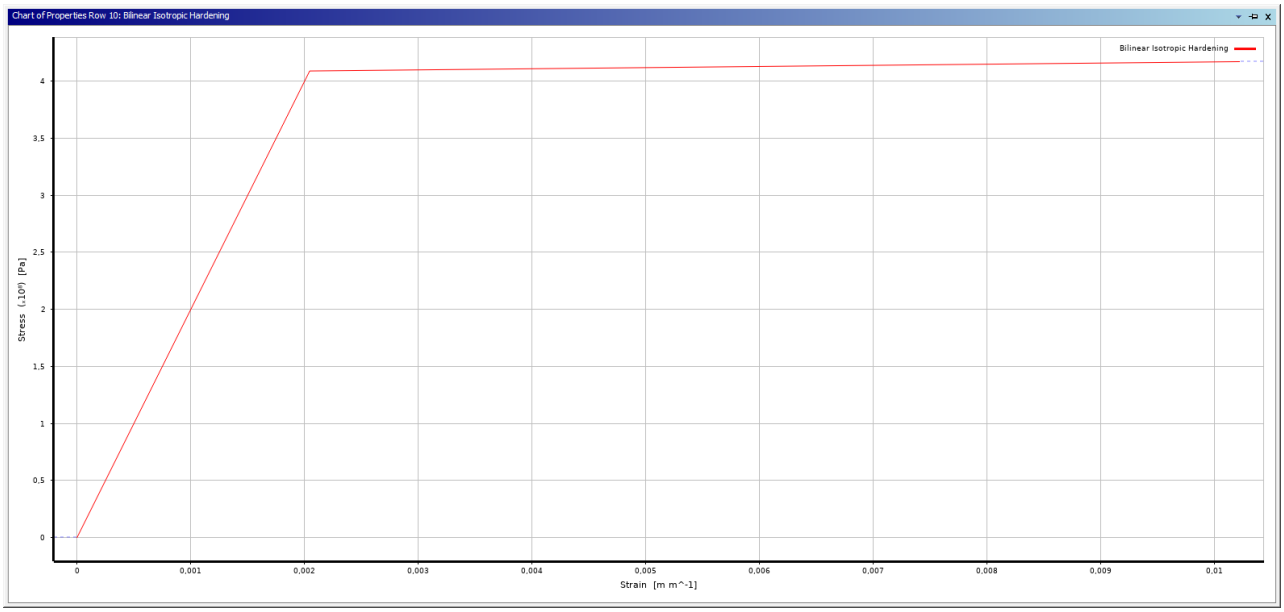


Рисунок 4.5 – Упругопластическая диаграмма для стали в ПК ANSYS

4.2.1 Численный анализ статического деформирования плоской рамы

За основу взят опыт из [52]. На рисунке 4.6 показан общий вид модели балки с шарнирными узлами, в таблице 4.3 приведены характеристики материалов. Модель состояла из 18785 узлов и 26737 элементов, средний шаг сетки – 60 мм. В таблице 4.4 представлены параметры модели Друкера-Прагера.

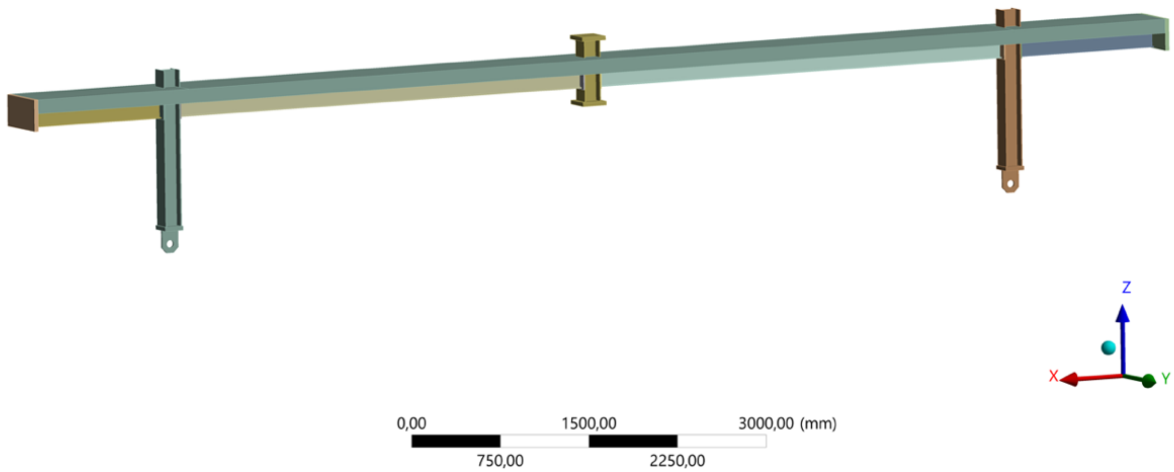


Рисунок 4.6 – Общий вид модели балки с шарнирными узлами в ПК ANSYS

Таблица 4.3 – Характеристики материалов сталежелезобетонной балки с шарнирными узлами

Элемент / Параметр	Балки IPE140	Колонны HEA160	Арматура	Торцевые пластины	Бетон
R_y (R_b), МПа	437	412	523	600	36
Модуль упругости E, МПа·10^5	2				0,315

Таблица 4.4 – Параметры модели Друкера-Прагера для балки с шарнирными узлами

Параметр модели	Значение
Коэффициент Пуассона ν	0,2
Прочность при одноосном сжатии R_{uc}, МПа	36
Прочность при двуосном сжатии R_{bc}, МПа	41,4
Прочность при одноосном растяжении R_{ut}, МПа	2,56
Коэффициент упрочнения кривой при растяжении R_t	1
Коэффициент упрочнения D, МПа	40000
Положение кривой при сжатии σ_{vc}, МПа	-27,6
Форма кривой при сжатии R	2
Предел разрушения при растяжении γ_{t0}	0
Предел разрушения при сжатии γ_{c0}	2.E-5
Коэффициент разрушения при растяжении β_t	3000
Коэффициент разрушения при сжатии β_c	2000
Коэффициент предела нелокального взаимодействия c, мм^2	6000
Коэффициент m	2,5

Шарниры в основании колонн в данной модели заменялись цилиндрической опорой «Cylindrical Support». Система горизонтальных домкратов и внешних колонн была заменена граничными условиями с помощью инструмента «Displacement». Таким образом, внешние балки могли свободно перемещаться в горизонтальном направлении, при этом вертикальные перемещения запрещались. Контактный слой учитывался инструментом «No Separation».

Кроме собственного веса, как и в опыте, на поверхность железобетонной плиты в пределах внутренних пролетов действовала нагрузка 6 кН/м, а к оголовку удаленной колонны была приложена сила в 28 кН для имитации давления вертикального домкрата. Настройка шагового нагружения производилась автоматически; расчет выполнялся с учетом больших перемещений. Деформированное состояние моделей и диаграммы прогибов показаны на рисунках 4.7-4.9.

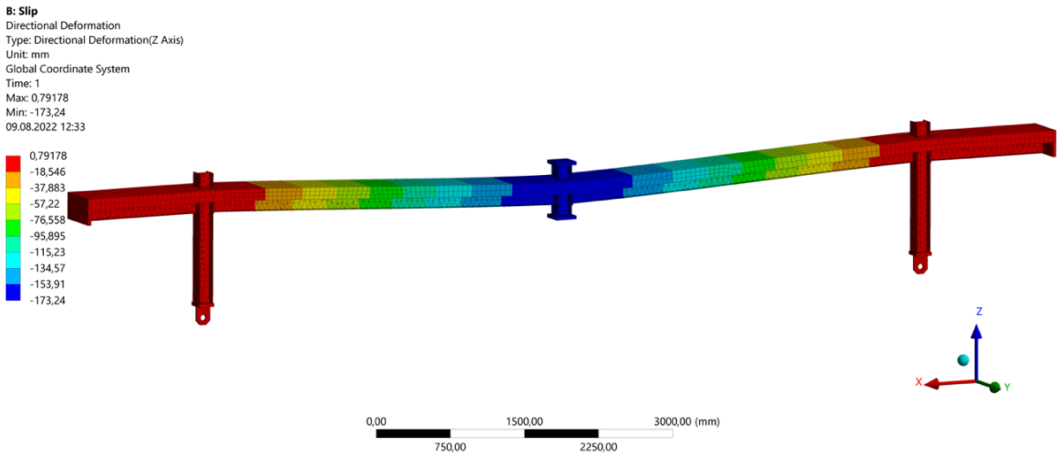


Рисунок 4.7 – Деформированное состояние модели балки при наличии контактного слоя

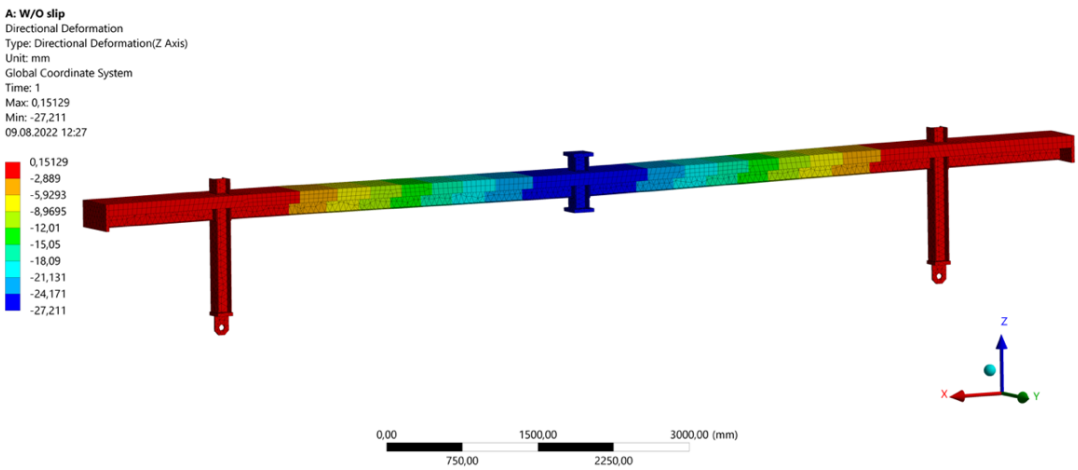


Рисунок 4.8 – Деформированное состояние модели балки без контактного слоя

Когда домкраты, поддерживающие оголовок удаленной колонны, выключили из работы, прогиб в середине конструкции составил 29 мм, а величина вертикальной реакции 33,5 кН. На данном этапе зависимость вертикальных перемещений от приложенной нагрузки носила линейный характер, и, в целом, работу всей конструкции можно охарактеризовать как упругую. После начала действия домкратов в верхней части оголовка, образец сначала перешел в упругопластическую стадию, а затем и в пластическую, при которой увеличивались вертикальные перемещения при постоянной нагрузке.

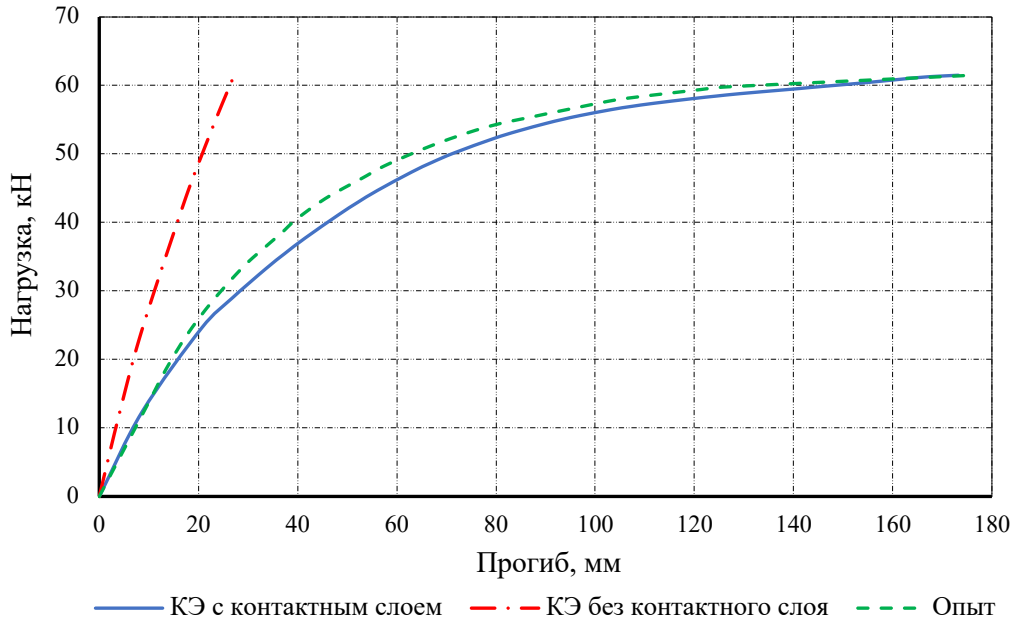


Рисунок 4.9 – Графики зависимости прогибов от нагрузки для балки с шарнирными узлами

Как видно из рисунка 4.9, кривая прогибов модели с контактным слоем довольно точно совпадает с экспериментальной кривой. Переход в упругопластическую стадию начался при уровне нагрузки в 25 кН. После этого зависимость прогибов от нагрузки в модели практически не отличается от испытуемого образца.

На графике отчетливо видно, что модель без контактного слоя не отражает деформированное состояние реальной конструкции, что характеризует график вертикальных перемещений – упругая работа без развития пластических деформаций.

4.2.2 Численный анализ статического деформирования фрагмента перекрытия

В основе этого исследования лежит опыт из [65]. Общий вид модели перекрытия показан на рисунке 4.10, в таблице 4.5 приведены характеристики материалов.

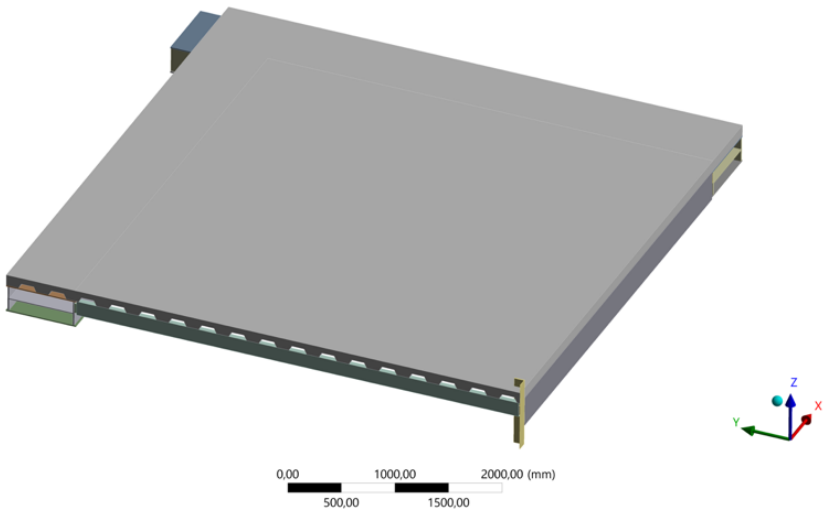


Рисунок 4.10 – Общий вид модели фрагмента перекрытия в ПК ANSYS

Таблица 4.5 – Характеристики материалов фрагмента перекрытия

Элемент / Параметр	Балки		Лист	Уголки	Арматура	Бетон
	главные W12x14	второстепенные W6x8,5				
R_y (R_b), МПа	345		300	250	448	24,1
Модуль упругости E, МПа·10^5	2					0,23

В данном примере приняты определенные упрощения расчетной модели. Во-первых, колонны и стойки (рисунок 1.13 б) были убраны из модели. Их работой пренебрегали, так как по результатам испытаний образца деформации колонн были незначительны. Граничные условия были заданы в местах соединения колонн с обвязочными балками с помощью инструмента «Fixed Support».

Во-вторых, была выполнена только 1/4 перекрытия, а отброшенная часть учитывалась с помощью инструмента «Symmetry» в ПК ANSYS. Это сделано для

уменьшения размерности решаемой задачи – модель состояла из 82729 узлов и 34548 элементов, при среднем шаге сетки в 85 мм. В таблице 4.5 представлены параметры модели Друкера-Прагера.

Таблица 4.5 – Параметры модели Друкера-Прагера для фрагмента перекрытия

Параметр модели	Значение
Коэффициент Пуассона ν	0,2
Прочность при одноосном сжатии R_{uc}, МПа	24,13
Прочность при двуосном сжатии R_{bc}, МПа	27,7
Прочность при одноосном растяжении R_{ut}, МПа	2,1
Коэффициент упрочнения кривой при растяжении R_t	1
Коэффициент упрочнения D, МПа	11000
Положение кривой при сжатии σ_{vc}, МПа	-18,5
Форма кривой при сжатии R	2
Предел разрушения при растяжении γ_{t0}	0
Предел разрушения при сжатии γ_{c0}	2.E-5
Коэффициент разрушения при растяжении β_t	3000
Коэффициент разрушения при сжатии β_c	2000
Коэффициент предела нелокального взаимодействия c, мм^2	500
Коэффициент m	2,5

Нагрузка включала три составляющих: собственный вес, вес емкостей для воды, равный 2,87 кН/м^2, и давление воды. Суммарная приложенная к модели перекрытия нагрузка была равна, приблизительно, 8,62 кН/м^2. На рисунках 4.11-4.13 показаны деформированное состояние моделей и диаграммы прогибов.

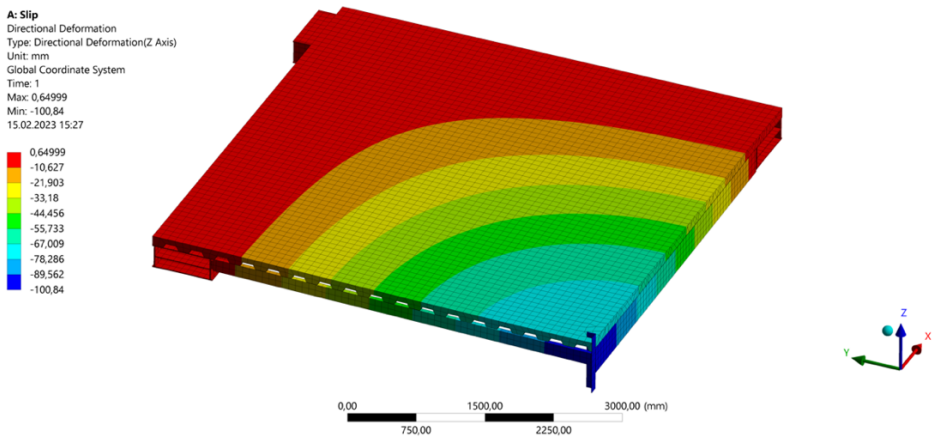


Рисунок 4.11 – Деформированное состояние модели перекрытия при наличии контактного слоя

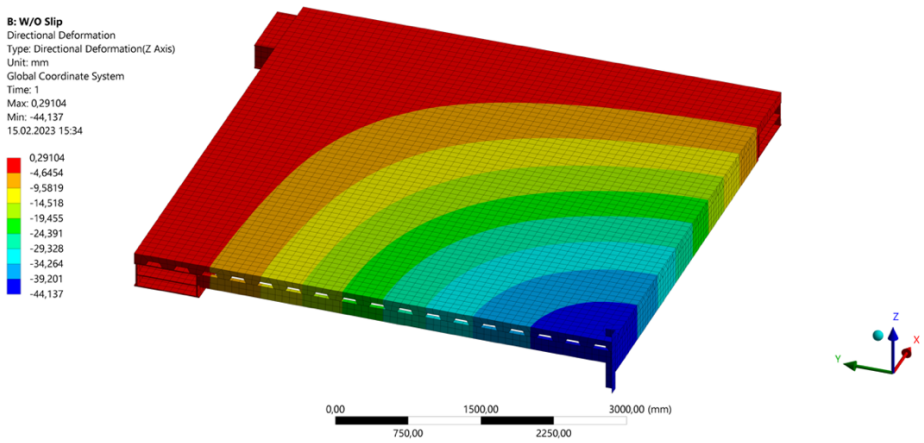


Рисунок 4.12 – Деформированное состояние модели перекрытия без контактного слоя

После выключения домкрата, прогиб перекрытия составил 54,6 мм. Нагрузка на образец была равна примерно 5,74 кН/м^2, что немного выше предусмотренного нормами значения. Переход конструкции в упругопластическую стадию произошел, когда нагрузка превысила значение в 2,5 кН/м^2. После наполнения емкостей водой, прогиб увеличился до 114,3 мм, при примерной общей нагрузке в 8,62 кН/м^2.

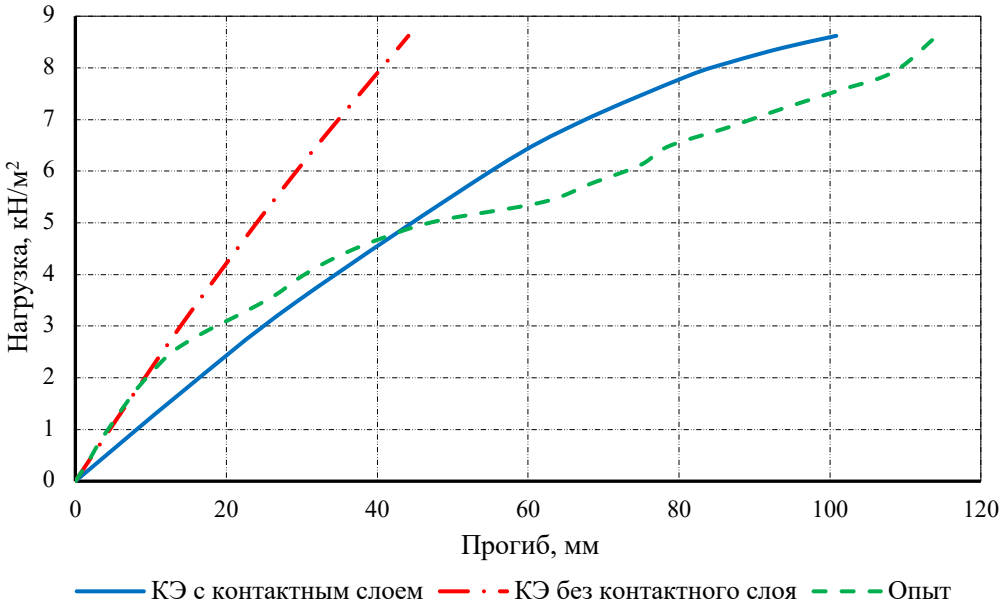


Рисунок 4.13 – Графики зависимости прогибов от нагрузки для сталежелезобетонного перекрытия

Кривая вертикальных перемещений модели с контактным слоем достаточно точно совпадает с опытной кривой. Можно четко выделить упругую стадию, переходящую в упругопластическую при большем значении нагрузки, по сравнению с опытом, в 3,2 кН/м^2.

Модель без контактного слоя деформируется преимущественно упруго на всем диапазоне действия нагрузки. Небольшое отклонение от линейной зависимости наблюдается примерно после 3,5 кН/м^2. Значение прогиба отличается от опытных данных в 2,5 раза.

4.2.3 Численный анализ статического деформирования фрагмента каркаса

Общий вид модели каркаса из эксперимента [104] показан на рисунке 4.14, в таблице 4.7 приведены характеристики материалов.

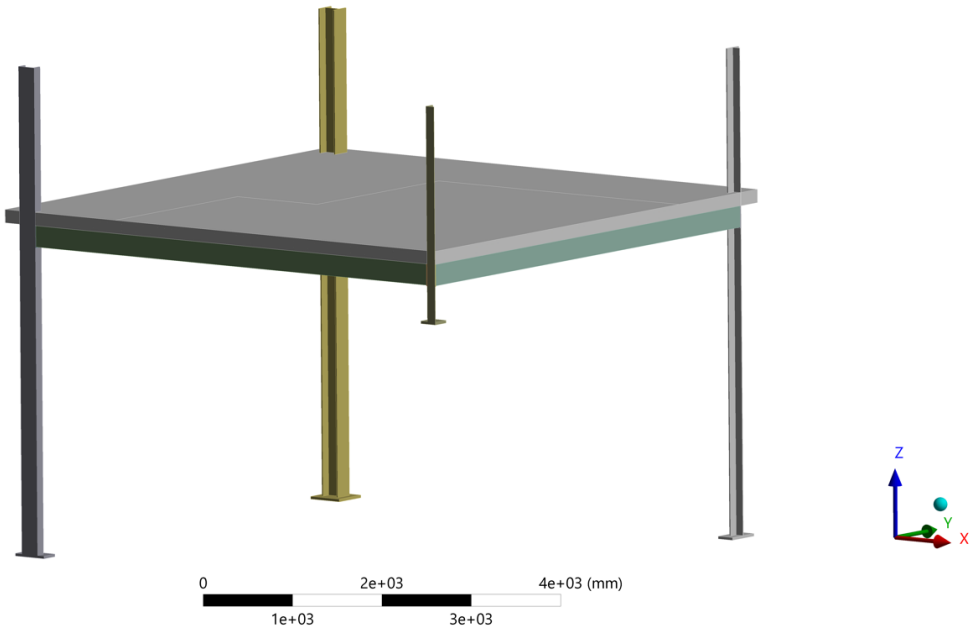


Рисунок 4.14 – Общий вид модели фрагмента каркаса в ПК ANSYS

Таблица 4.7 – Характеристики материалов фрагмента сталежелезобетонного каркаса

Элемент / Параметр	Балки	Колонны	Торцевые пластины	Арматура		Бетон
				∅10	∅16	
R_y (R_b), МПа	409,3	303,3	371,7	496	523	56,47
Модуль упругости E, МПа·10^5	2					0,37

Для уменьшения размерности задачи была взята 1/4 часть от реального образца, а работа остальных фрагментов модели учитывалась с помощью

инструмента «Symmetry». Модель состояла из 70672 узлов и 41136 элементов при среднем шаге сетки 80 мм. Система горизонтальных связей, соединяющих образец со стенами, заменялась граничными условиями, которые запрещали горизонтальное движение модели в двух взаимно перпендикулярных направлениях, как и реальные связи. Работа стропильной системы учитывалась также через граничные условия. Основания опорных колонн были жестко защемлены. Контактный слой моделировался также, как и в предыдущих случаях, с помощью инструмента «No Separation».

Модель была нагружена равномерно распределенной нагрузкой по схеме, показанной на рисунке 1.10 а. Нагрузку имитировал инструмент «Pressure». Шаговое нагружение создавалось автоматически; расчет выполнялся с учетом больших перемещений. В таблице 4.8 представлены параметры модели Друкера-Прагера. Деформированное состояние моделей и диаграммы прогибов показаны на рисунках 4.15-4.17.

Таблица 4.8 – Параметры модели Друкера-Прагера для фрагмента СТЖБ каркаса

Параметр модели	Значение
Коэффициент Пуассона ν	0,2
Прочность при одноосном сжатии R_{uc}, МПа	56,47
Прочность при двуосном сжатии R_{bc}, МПа	64,94
Прочность при одноосном растяжении R_{ut}, МПа	3,81
Коэффициент упрочнения кривой при растяжении R_t	1
Коэффициент упрочнения D, МПа	10000
Положение кривой при сжатии σ_{vc}, МПа	-43,3
Форма кривой при сжатии R	2
Предел разрушения при растяжении γ_{t0}	0
Предел разрушения при сжатии γ_{c0}	2.E-5
Коэффициент разрушения при растяжении β_t	3000
Коэффициент разрушения при сжатии β_c	2000
Коэффициент предела нелокального взаимодействия c, мм^2	700
Коэффициент m	2,5

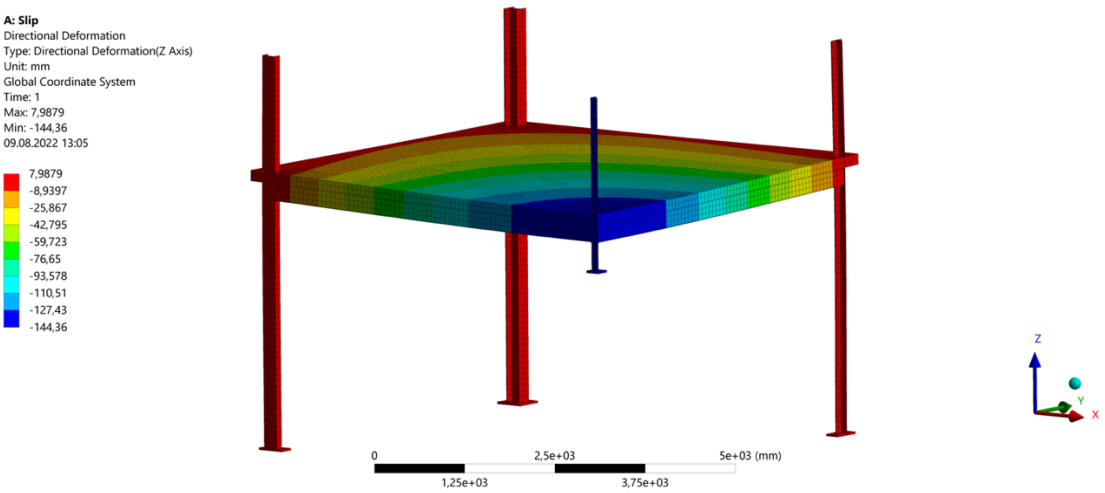


Рисунок 4.15 – Деформированное состояние модели каркаса при наличии контактного слоя

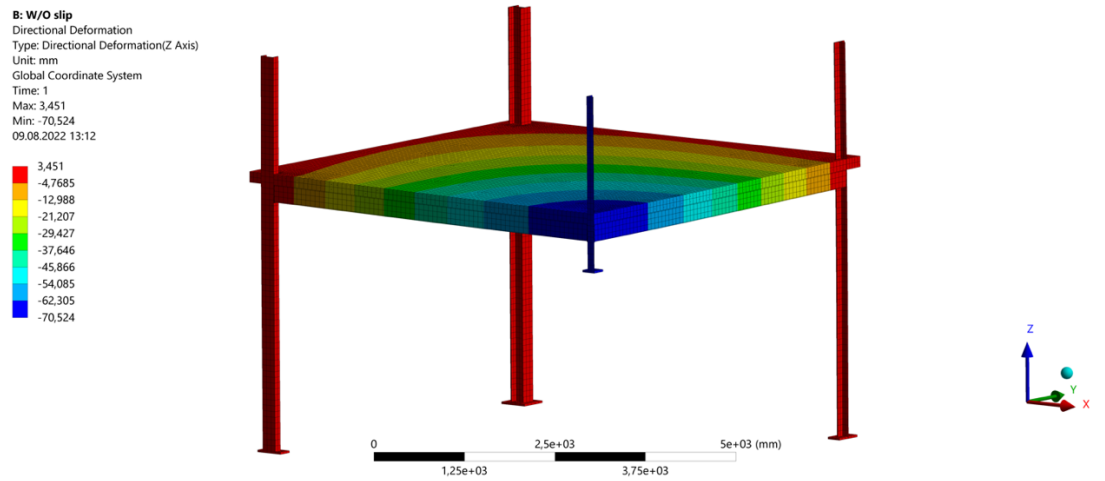


Рисунок 4.16 – Деформированное состояние модели каркаса без контактного слоя

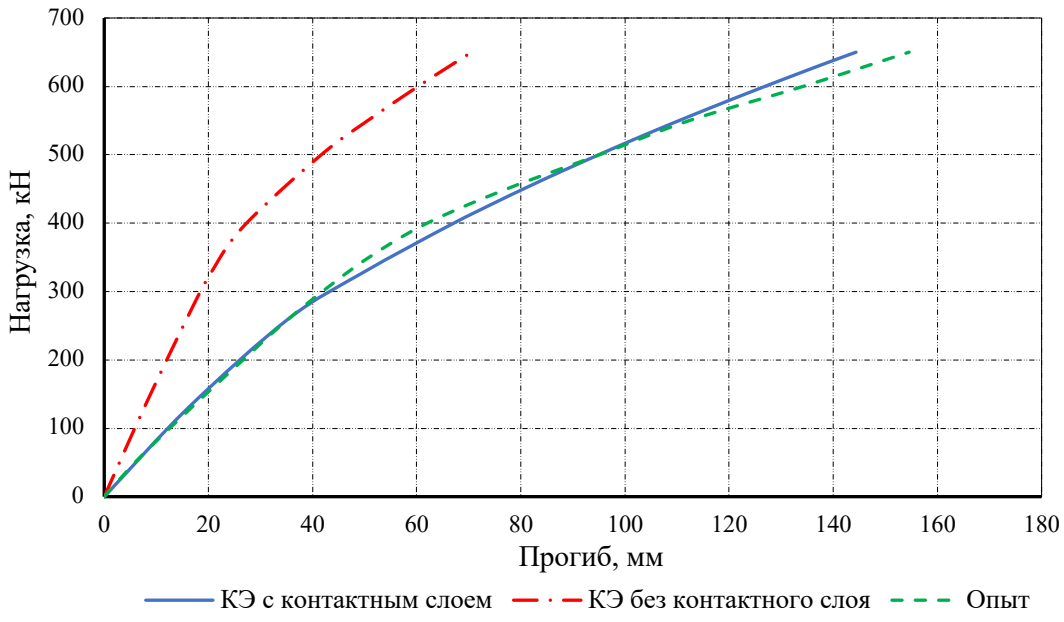


Рисунок 4.17 – Графики зависимости прогибов от нагрузки для фрагмента сталежелезобетонного каркаса

Как видно из рисунка 4.17, поведение испытуемого образца было упругим пока нагрузка не превысила 280 кН. При этом уровне прогиб составил 38 мм. Далее зависимость между нагрузкой и деформациями перестает быть линейной, и в конструкции начинают развиваться пластические деформации, однако, пластическая составляющая выражена слабо, что может свидетельствовать о повышенной жесткости фрагмента каркаса. После приложения 100% нагрузки величина прогиба была равна 154,6 мм.

Кривая, полученная из модели с контактным слоем, весьма точно повторяет опытную диаграмму. Диаграмма прогибов модели без контактного слоя, в отличие от предыдущих примеров, имеет упругую и упругопластическую часть, что говорит о более корректной работе данной модели. Однако, величина прогибов существенно отличается: 70,52 мм в модели и 154,6 в опыте.

В сводной таблице 4.9 приведены величины прогибов, полученных в опытах и при численном анализе в текущем разделе.

Таблица 4.9 – Величины прогибов и относительная разница между их значениями

Прогиб \ Образец	Плоская рама	Фрагмент перекрытия	Фрагмент каркаса
Из опыта f, мм	176	114	154,6
Из модели с контактным слоем f_λ, мм	173,24	100,8	144,36
Из модели без контактного слоя $f_{\lambda\to\infty}$, мм	27,21	44,14	70,52
$\frac{(f-f_\lambda)}{f},\%$	1,6	11,6	6,6
$\frac{(f-f_{\lambda\to\infty})}{f},\%$	84	61,3	54

4.2.4 Особенности деформирования каркасов в динамической постановке

Представленные в предыдущем разделе модели фрагментов СТЖБ каркасов применяют для научных исследований, в которых необходимо сымитировать

процесс испытания конструкции и подробно изучить ее НДС. Такие модели требуют больше трудозатрат на создание и последующего времени расчета. Поэтому в строительной практике для расчета на прогрессирующее обрушение всей конструкции целиком применяют модели, состоящие из стержневых и оболочечных КЭ.

Проанализируем приведенные выше конструкции в ПК SAP2000. Выполним расчет в динамической нелинейной постановке с учетом модального демпфирования в 2%. Сравним величины вертикальных деформаций с опытными значениями, полученными при статическом выключении опоры. На рисунках 4.18-4.20 показаны величины вертикальных перемещений верхнего узла удаленной колонны и деформированное состояние каждого каркаса.

На рисунках 4.19 и 4.20 видно, что максимальные вертикальные деформации модели при мгновенном удалении колонны, т. е. с учетом динамических эффектов, получились меньше, чем в опыте при статическом выключении домкрата. Это объясняется тем, что в моделях КЭ балки и перекрытия соединялись друг с другом в общих узлах, которые являются абсолютно жесткими телами. В результате чего, составное перекрытие деформировалось как монолитное, без податливости анкеров и контактного слоя.

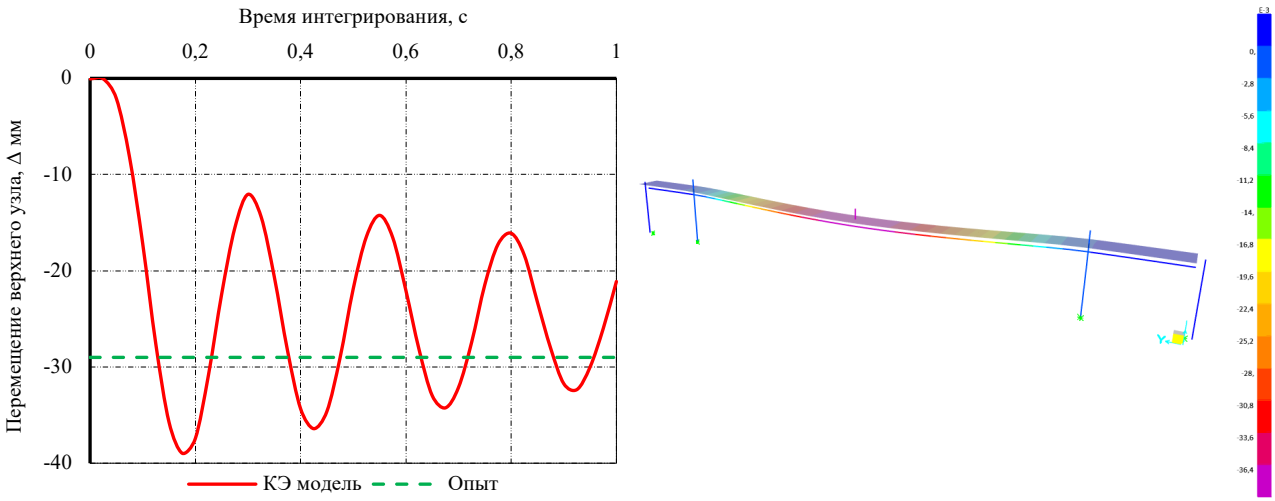


Рисунок 4.18 – Вертикальные перемещения верхнего узла удаленной колонны и деформированное состояние каркаса [46]

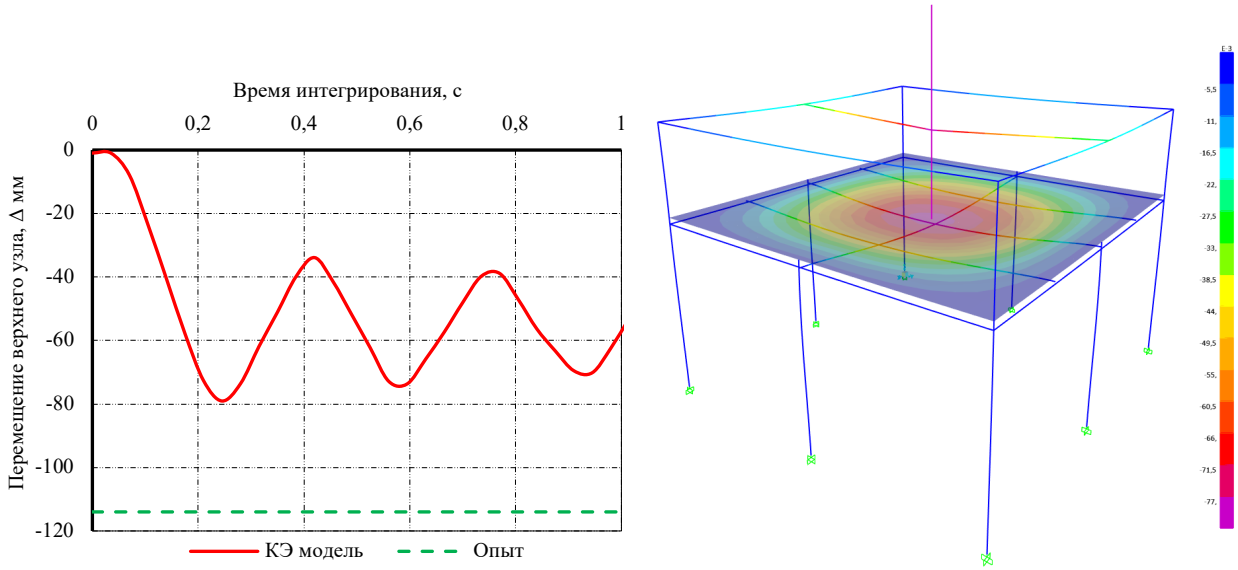


Рисунок 4.19 – Вертикальные перемещения верхнего узла удаленной колонны и деформированное состояние каркаса [59]

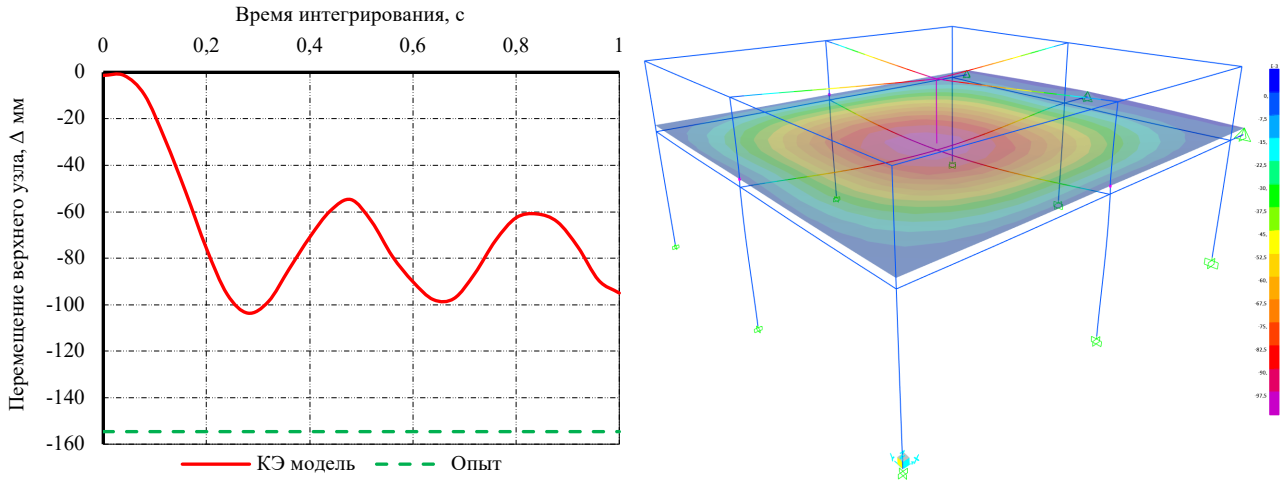


Рисунок 4.20 – Вертикальные перемещения верхнего узла удаленной колонны и деформированное состояние каркаса [97]

В модели плоской рамы максимальный прогиб в динамическом расчете получился больше, чем в статическом. Такой результат может быть вызван тем, что в данном случае поперечная жесткость узкой СТЖБ балки меньше, чем жесткость целого перекрытия.

Выполнив динамический нелинейный расчет с абсолютно жестким соединением балки и плиты, проектировщик может сделать ошибочный вывод о способности конструкции сопротивляться прогрессирующему обрушению при мгновенном удалении элемента из расчетной схемы. В реальности же полученные

деформации могут быть далеки от результатов статического удаления этого же элемента.

Различия в результатах численного расчета и эксперимента обусловлены тем, что в модели конечные элементы балки и перекрытия соединяются через общие узлы, которые являются элементами с бесконечной жесткость. В таком соединении не учитывается податливость анкеров и сдвигающая сила в контактной зоне.

Получить консервативную оценку деформаций СТЖБ конструкций можно с помощью подхода из раздела 4.1 данной главы. При выполнении численного анализа необходимо либо моделировать сдвиг элементов перекрытия по поверхности контакта, либо выполнять расчеты с использованием приведенного сечения. Если в численном анализе величина прогибов оказывается меньше ручного расчета, следует пользоваться предложенным подходом.

Выводы по главе 4

1. Величина вертикальных деформаций сталежелезобетонного перекрытия при возникновении локального повреждения практически не зависит от сцепления элементов составного сечения. В этом случае, с помощью правил строительной механики, можно определить значения прогибов одноэтажных сталежелезобетонных каркасов, считая составное сечение приведенным.

2. Абсолютно жесткое соединение стальной балки и железобетонной плиты в КЭ модели приводит к заниженным до 80% значениям прогибов по сравнению с опытом, как в статическом, так и в динамическом расчете. При выполнении численного анализа необходимо учитывать проскальзывание элементов перекрытия друг относительно друга, либо выполнять расчеты с использованием приведенного сечения.

3. С помощью специальных конечных элементов CONTA174 и TARGE170 в ПК ANSYS, имитирующих контакт и скольжение между поверхностями стальной

балки и железобетонной плиты, а также модели Друкера-Прагера, можно смоделировать процесс деформирования сталежелезобетонного перекрытия без опоры, с учетом пластических деформаций бетона и сдвига на границе раздела материалов.

Заключение

1. Разработан аналитический метод определения коэффициентов динамичности, позволяющих учесть жесткость монолитных ребристых перекрытий в железобетонных рамных каркасах при разрушении одной из колонн. Данный метод применим для выполнения статического нелинейного расчета каркасов с нерегулярной сеткой колонн высотой до 10 этажей и может стать дополнением положений существующих норм.

2. В сталежелезобетонных шарнирно опертых балках контактный слой не переходит в стадию упругопластической работы, вместо этого происходит его разрушение. В таких конструкциях контактный слой в предельной стадии характеризуется наличием зоны нарушенного сцепления длиной от 1/4 до 1/3 пролета. В этой области элементы составного сечения работают отдельно друг от друга. В оставшейся части конструкции контактный слой находится в упругой стадии.

3. На основе ограниченного количества результатов натурных испытаний СТЖБ балок получены значения параметра сцепления λ: для перекрытий с профилированным настилом λ=0,004-0,007 см$^{-1}$, для перекрытий без профилированного настила λ=0,04-0,05 см$^{-1}$. Величина параметра сцепления напрямую зависят от конструкции анкерного соединения и плиты перекрытия. Чем выше жесткость анкеров, тем выше величина сцепления.

4. На базе ТСС разработан метод определения прогибов СТЖБ перекрытий. В его основе лежит использование эмпирического параметра сцепления λ. Дальнейшее развитие данного метода позволит получить зависимости значения λ от диаметра анкеров, их шага, длины балок и конструкции плиты перекрытия. В последующем метод может быть внедрен в нормативные документы, касающиеся проектирования СТЖБ изгибаемых элементов.

5. На основе расчетно-теоретического анализа определена зависимость вертикальных деформаций СТЖБ изгибаемых элементов от параметра сцепления.

При деформировании СТЖБ перекрытия по исходной расчетной схеме в условиях нормальной эксплуатации, его необходимо рассматривать как составной стержень, и определять значение прогиба с учетом податливости контактного слоя. Вычисление прогибов на основе приведенного момента инерции дает заниженные до 70% значения по сравнению с опытными данными.

После изменения расчетной схемы, вызванного локальным разрушением, происходит увеличение изначальной длины пролета конструкции, и вклад сцепления в жесткость конструкции становится незначительным. В этом случае можно определять деформации, считая составное сечение приведенным.

6. Сопоставление результатов численного анализа и испытаний СТЖБ каркасов показало, что соединение в моделях конечного элемента стальной балки с конечным элементом ЖБ плиты в общих узлах с применением жесткой вставки (элемента с бесконечной жесткостью) приводит к заниженным до 80% значениям прогибов по сравнению с опытом, как в статическом, так и в динамическом расчете. При выполнении численного анализа необходимо учитывать проскальзывание элементов перекрытия друг относительно друга, либо выполнять расчеты с использованием приведенного сечения.

Список использованных источников

1. Алмазов, В. О. Проблемы сопротивления здания прогрессирующему разрушению / В. О. Алмазов, В. О. Плотников, Б. С. Расторгуев // Вестник МГСУ. – 2011. – № 2-1. – С. 16-20.

2. Балуев, В. Ю. Автоматизированное оптимальное проектирование сталежелезобетонных перекрытий: автореф. дисс. … канд. тех. наук: 05.23.01 / Балуев Владимир Юрьевич. – Екатеринбург, 2004. – 20 с.

3. Горев, В. В. Металлические конструкции: учебник для строительных вузов. В 3 т. Т. 3. Специальные конструкции и сооружения / В. В. Горев. – 2-е изд., испр. – М.: Высш. шк., 2002. – 544 с.

4. Григоршев, С. М. Исследование прочности и устойчивости к прогрессирующему обрушению высотных зданий рамно-связевой конструктивной схемы в процессе возведения и эксплуатации: дисс. … канд. тех. наук: 05.23.17 / Григоршев Сергей Михайлович. – Астрахань, 2011. – 189 с.

5. Еремин, В. Г. Аналитическая зависимость смещения от сдвиговой жесткости шва между железобетонной плитой и стальной балкой в пролетных строениях мостов / В. Г. Еремин, А. В. Козлов // Научный журнал строительства и архитектуры. – 2019. – № 3. – С. 94-104.

6. Замалиев, Ф. С. Прочность и деформативность сталежелезобетонных изгибаемых конструкций гражданских зданий при различных видах нагружения: автореф. дисс. … док. тех. наук: 05.23.01 / Замалиев Фарит Сахапович. – М., 2013. – 43 с.

7. Замалиев, Ф. С. Развитие теории расчета сталежелезобетонных перекрытий гражданских зданий: дисс. … док. тех. наук: 05.23.01 / Замалиев Фарит Сахапович. – М., 2021. – 380 с.

8. Замалиев, Ф. С. Экспериментальные исследования пространственной работы сталежелезобетонных конструкций / Ф. С. Замалиев // Вестник МГСУ. – 2012. – № 12. – С. 53-60.

9. Кхой, К. З. Динамика прогрессирующего разрушения монолитных многоэтажных каркасов: дисс. … канд. тех. наук: 05.23.01 / Кхой Као Зуй. – М., 2010. – 193 с.

10. Козлов, А. В. Расчет сталежелезобетонных мостов с учетом сдвига плиты по верхнему поясу балки / А. В. Козлов // Строительная механика и конструкции. – 2018. – № 4. – С 64-71.

11. Колчунов, В. И. Живучесть зданий и сооружений при запроектных воздействиях / В. И. Колчунов, Н. Б. Андросова, Н. В. Клюева, А. С. Бухтиярова. – М.: АСВ, 2014. – 208 с.

12. Колчунов, В. И. Деформирование и разрушение железобетонных рам с ригелями, армированными наклонными стержнями, при особых воздействиях / В. И. Колчунов, О. Б. Бушова, П. А. Кореньков // Строительство и реконструкция. – 2022. – № 1(99). – С. 18-28.

13. Колчунов, В. И. Расчет динамических догружений в элементах железобетонных призматических складок при запроектных воздействиях / В. И. Колчунов, Е. В. Осовских // Строительство и реконструкция. – 2010. – № 3(29). – С. 14-21.

14. Колчунов, В. И. Динамический отклик конструктивной системы здания с конечным числом степеней свободы при особом воздействии / В. И. Колчунов, В. Н. Туен, Д. И. Нижегородов // Вестник МГСУ. – 2021. – Т. 16, № 10. – С. 1337-1345.

15. МГСН 3.01-01 Жилые здания. – М.: ГУП НИАЦ, 2001. – 84 с.

16. МГСН 4.19-05 Временные нормы и правила проектирования многофункциональных высотных зданий и зданий-комплексов в городе Москве. – М.: ГУП НИАЦ, 2005. – 126 с.

17. МДС 20-2.2008 Временные рекомендации по обеспечению безопасности большепролетных сооружений от лавинообразного (прогрессирующего) обрушения при аварийных воздействиях. – М.: ОАО «ЦПП», 2008. – 16 с.

18. Методическое пособие. Проектирование мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. – М., 2018. – 158 с.

19. Мутока, К. Н. Живучесть многоэтажных каркасных железобетонных гражданских зданий при особых воздействиях: дисс. … канд. тех. наук: 05.23.01 / Мутока Кяло Ндунда. – М., 2005. – 185 с.

20. Осыков, С. В. Влияние податливости контактного слоя на жесткость сталежелезобетонных изгибаемых элементов с различными граничными условиями / С. В. Осыков, А. В. Трофимов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2022. – № 6(305). – С. 48-54.

21. Осыков, С. В. Влияние податливости контактного слоя на жесткость сталежелезобетонных изгибаемых элементов / С. В. Осыков, А. В. Трофимов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2022. – № 3(302). – С. 49-54.

22. Осыков, С. В. Подходы к определению коэффициентов динамичности при расчете на прогрессирующее обрушение / С. В. Осыков, А. В. Трофимов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2020. – № 5(292). – С. 59-68.

23. Осыков, С. В. Расчет монолитных каркасных зданий на прогрессирующее обрушение квазистатическим методом / С. В. Осыков // Актуальные проблемы современного строительства: Материалы LXXIV Всероссийской научно-практической конференции студентов, аспирантов и молодых ученых. В 2-х частях, Санкт-Петербург, 05–09 апреля 2021 года. Том Часть 1. – Санкт-Петербург: Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2021. – С. 150-156.

24. Осыков, С. В. Учет прогрессирующего обрушения гражданских зданий в зарубежных и отечественных нормативных документах / С. В. Осыков // Вестник гражданских инженеров. – 2020. – № 4(81). – С. 72-79.

25. Плотников, А. И. Расчет несущих конструкций монолитных железобетонных зданий на прогрессирующее разрушение с учетом динамических эффектов / А. И. Плотников, Б. С. Расторгуев // Сборник научных трудов Института строительства и архитектуры МГСУ. – 2008. – С. 128-135.

26. Попов, Н. Н. Расчет конструкций на динамические специальные нагрузки: учебное пособие для вузов / Н. Н. Попов, Б. С. Расторгуев, А. В. Забегаев. – М.: Высш. шк., 1992. – 319 с.

27. Пособие по проектированию жилых зданий. Вып. 3. Конструкции жилых зданий (к СНиП 2.08.01-85). – М.: Стройиздат, 1989. – 304 с.

28. Рекомендации по защите высотных зданий от прогрессирующего обрушения. – М.: ГУП НИАЦ, 2006. – 34 с.

29. Рекомендации по защите жилых каркасных зданий при чрезвычайных ситуациях. – М.: ГУП НИАЦ, 2002. – 20 с.

30. Рекомендации по защите зданий с несущими кирпичными стенами при чрезвычайных ситуациях. – М.: ГУП НИАЦ, 2002. – 14 с.

31. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. – М.: ГУП НИАЦ, 2005. – 24 с.

32. Рекомендации по предотвращению прогрессирующих обрушений крупнопанельных зданий. – М.: ГУП НИАЦ, 1999. – 35 с.

33. Ржаницын, А. Р. Теория составных стержней строительных конструкций / А. Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1948. – 190 с.

34. Руководство по проектированию сталежелезобетонных конструкций. – М.: Аксиом Графикс Юнион, 2018. – 116 с.

35. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М., 2018. – 124 с.

36. СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования. – М., 2016. – 124 с.

37. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. – М.: ФГУП «Стандартинформ», 2018. – 26 с.

38. СТО-008-02495342-2009 Предотвращение прогрессирующего обрушения железобетонных монолитных конструкций зданий. Проектирование и расчет. – М.: АСВ, 2009. – 20 с.

39. СТО 36554501-014-2008 Надежность строительных конструкций. Основные положения. – М.: ОАО «ЦПП», 2008. – 12 с.

40. Тихонов, И. Н. Принципы расчета прочности и конструирования армирования балок перекрытий зданий из монолитного железобетона для

предотвращения прогрессирующего разрушения / И. Н. Тихонов // Жилищное строительство. – 2013. – № 2. – С. 40-45.

41. Трофимов, А. В. Деформации сталежелезобетонных изгибаемых элементов с учетом податливости контактного слоя / А. В. Трофимов, С. В. Осыков // Актуальные проблемы строительной отрасли и образования - 2021: Сборник докладов Второй Национальной научной конференции, Москва, 08 декабря 2021 года. – Москва: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2022. – С. 55-61.

42. Трофимов, А. В. Расчет железобетонных конструкций с использованием теории составных стрежней / А. В. Трофимов. – Санкт-Петербург, 2012. – 108 с.

43. ТСН 31-332-2006 Жилые и общественные высотные здания. – Санкт-Петербург: Стройиздат СПб, 2006. – 58 с.

44. Тур, А. В. К расчету повышающих динамических коэффициентов, применяемых при нелинейных расчетах железобетонных элементов в условиях внезапного приложения нагрузки / А. В. Тур // БНТУ. – 2013. – С. 146-155.

45. Тур, А. В. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки / А. В. Тур // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2012. – № 1. – С. 150-159.

46. ANSI/AISC 360-16: Specification for structural steel buildings. – Chicago, Illinois: AISC, 2016. – 620 с.

47. Anandavalli, N. Three dimensional FE model of stud connected steel-concrete composite girders subjected to monotonic loading / N. Anandavalli, C. K. Madheswaran, J. Rajasankar, N. Lakshmanan // International Journal of Mechanics and Applications. – 2012. – № 1. – С. 1-11.

48. ASCE 7-02: Minimum design loads for buildings and other structures. – Reston, VA: ASCE, 2000.

49. ASCE 41-17: Seismic evaluation and upgrade of existing buildings. – Reston, Virginia: ASCE, 2017. – 576 с.

50. Avudaiappan, S. Experimental investigation on composite deck slab made of cold-formed profiled steel sheeting / S. Avudaiappan, E. I. Saavedra Flores, G. Araya-

Letelier, W. J. Thomas, S. N. Raman, G. Murali, M. Amran, M. Karelina, R. Fediuk, N. Vatin // Metals (Basel). – 2021. – № 11. – С. 1-17.

51. Bertagnoli, G. A simplified method for predicting early-age stresses in slabs of steel-concrete composite beams in partial interaction / G. Bertagnoli, D. Gino, E. Martinelli // Engineering Structures. – 2017. – № 140. – С. 286-297.

52. Demonceau, JF. Experimental test simulating a column loss in a composite frame / JF. Demonceau, JP. Jaspart // Advanced Steel Construction. – 2010. – № 3. – С. 891-913.

53. Dezi, L. Time-dependent analysis of shear-lag effect in composite beams / L. Dezi, F. Gara, G. Leoni, A. M. Tarantino // Journal of Engineering Mechanics. – 2001. – № 127. – С. 71-79.

54. Dinu, F. Experimental testing and numerical analysis of 3D steel frame system under column loss / F. Dinu, I. Marginean, D. Dubina, I. Petran // Engineering structures. – 2016. – № 113. – С. 59-70.

55. Dinu, F. Experimental testing of 3D steel frame with composite beams under column loss / F. Dinu, I. Marginean, D. Dubina, I. Petran, M. Pastrav, A. Sigauan, A. Ciutina // The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Timisoara, Romania. – 2016. – Conference paper.

56. Eltobgy, H. H. Experimental study on shear bond behavior of composite deck slab equipped with shear connectors / H. H. Eltobgy, K. M. M. Abdelkareem, M. M. Bakhoum // International Journal of Scientific and Technology Research. – 2021. – № 10. – С. 76-85.

57. Fabbrocino, G. Non-linear analysis of composite beams under positive bending / G. Fabbrocino, G. Manfredi, E. Cosenza // Computer Structures. – 1999. – № 70. – С. 77-89.

58. Fan, J. Effects of slips on load-carrying capacity of composite beams under negative bending / J. Fan, J. Nie // Engineering Mechanics. – 2005. – № 22. – С. 177-182.

59. New types of shear connectors with powder-actuated fasteners: IBK-Report 278 / Fontana M., Bärtschi R. – Zurich: Institute of Structural Engineering, Group of Steel, Timber and Composite Structures, 2002. – 88 с.

60. GSA: Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office Buildings and major modernization projects. – U.S., 2003. – 88 с.

61. Gholamhoseini, A. Experimental and finite element study of ultimate strength of continuous composite concrete slabs with steel decking / A. Gholamhoseini // International Journal of Advanced Structural Engineering. – 2018. – № 1. – С. 85-97.

62. GSA: Alternate path analysis & design guidelines for progressive collapse resistance. – U.S., 2016. – 203 с.

63. Hedaoo, N. Composite concrete slabs with profiled steel decking: comparison between experimental and simulation study / N. Hedaoo, N. Raut, L. Gupta // American Journal of Civil Engineering. – 2015. – № 5. – С. 157-169.

64. Huang, Y. Stiffness of steel-concrete composite frame beam with slip effect / Y. Huang, J. Nie, W. Yi // Engineering Mechanics. – 2012. – № 29. – С. 88-92.

65. Hull, L. Experimental testing of a steel gravity frame with a composite floor under interior column loss: thesis for the degree of master of science in engineering / Lindsay Hull. – The University of Texas at Austin, 2013. – 123 с.

66. Jahromi, H. Z. Robustness assessment of building structures under explosion / H. Z. Jahromi, B. A. Izzuddin, D. A. Nethercot, S. Donahue, M. Hadjioannou, E. B. Williamson, M. Engelhardt, D. Stevens, K. Marchand, M. Waggoner // Buildings. – 2012. – № 2. – С. 497-518.

67. Jiang, L. Theoretical analysis of slip and deformation of steel-concrete composite beam under uniformly distributed loads / L. Jiang, Z. Yu, J. Li // Engineering Mechanics. – 2003. № 20. – С. 133-137.

68. Johnson, E. S. Large-scale testing of a steel-concrete composite floor system under column loss scenarios / E. S. Johnson, J. M. Weigand, T. Francisco, L. A. Fahnestock, J. Liu, J. W. Berman // Structural Congress. – 2014. – С. 978-987.

69. Kai, Q. Experimental study of drop panel effects on response of reinforced concrete flat slabs after loss of corner column / Q. Kai, B. Li // ACI structural journal. – 2013. – № 110 (2). – С. 319-329.

70. Kai, Q. Performance of three-dimensional reinforced concrete beam-column substructures under loss of a corner column scenario / Q. Kai, B. Li // Journal of structural engineering. – 2013. – № 139. – С. 584-594.

71. Kai, Q. Quantification of slab influences on the dynamic performance of RC frames against progressive collapse / Q. Kai, B. Li // Journal of Performance of Constructed Facilities. – 2013. – № 29.

72. Liu M. A new dynamic increase factor for nonlinear static alternate path analysis of building frames against progressive collapse / M. Liu // Engineering Structures. – 2013. – № 48. – С. 666-673.

73. Liu, M. Energy-based pulldown analysis for assessing the progressive collapse potential of steel frame buildings / M. Liu // Engineering Structures. – 2016. – № 123. – С. 372-378.

74. Liu, M. Pulldown analysis for progressive collapse assessment / M. Liu // Journal of Performance of Constructed Facilities. – 2015. – № 29 (1).

75. Li, Y. An energy-based assessment on dynamic amplification factor for linear static analysis in progressive collapse design of ductile RC frame structures / Y. Li, X. Lu, H. Guan, L. Ye // Advances in Structural Engineering. – 2014. – № 17 (8). – С. 1217-1225.

76. Li, Y. Progressive collapse resistance demand of RC frames under catenary mechanism / Y. Li, X. Lu, H. Guan, L. Ye // ACI Structural Journal. – 2014. – № 111 (5). – С. 1225-1234.

77. Mahmoudi, M. Presenting displacement-based nonlinear static analysis method to calculate structural response against progressive collapse / M. Mahmoudi, T. Teimoori // International Journal of Civil Engineering. – 2015. – № 4A. – С. 478-485.

78. Main, J. A. Robustness of steel gravity frame systems with single-plate shear connections: NIST Tech. Note 1749 / J. A. Main, F. Sadek – National Institute of Standards and Technology, 2012. – 113 с.

79. Main, J. A. Analysis of a half-scale composite floor system test under column loss scenarios / J. A. Main, J. M. Weigand, E. S. Johnson, T. W. Francisco, J. Liu, J. W. Berman, L. A. Fahnestock // Structural Congress. – 2015. C. 1065-1077.

80. Manjunath, T. N. Experimental study on concrete slab with profiled steel decking / T. N. Manjunath, B. S. Sureshchandra // International Journal of Engineering Research & Technology. – 2014. – № 3. – C. 894-899.

81. McKay, A. Alternate path method in progressive collapse analysis: Variation of dynamic and non-linear load increase factors: thesis for the degree of master of science in civil engineering / Aldo McKay. – The University of Texas at San Antonio, College of Engineering, Department of Civil and Environmental Engineering, 2008. – 84 c.

82. Miao, L. Closed-form solution of composite beam considering interfacial slip effects / L. Miao, D. Chen // Journal of Tongji University (Natural Science). – 2011. – № 39. – C. 1113-1119.

83. Naji, F. Progressive collapse analysis of steel frames: Simplified procedure and explicit expression for dynamic increase factor / F. Naji, F. Irani // International Journal of Steel Structures. – 2012. – № 4. – C. 537-549.

84. Newmark, N. M. Tests and analysis of composite beams with incomplete interaction / N. M. Newmark, C. P. Siess, I. M. Viest // Proceedings of the Society for Experimental Stress Analysis. – 1951. – № 9. – C. 75-92.

85. Numan, H. Linear analysis of continuous composite concrete-steel beam with partial connection / H. Numan // Journal of engineering and development. – 2009. – № 13. – C. 51-69.

86. Osykov, S. Influence of Floor Slabs to the Progressive Collapse-Resistant Ability of Reinforced Concrete Frame Structures / S. Osykov, A. Trofimov // Lecture Notes in Civil Engineering. – 2022. – Vol. 182. – P. 393-402.

87. Qureshi, J. Finite element modelling of steel-concrete composite structures: thesis for the degree of doctor of philosophy / Jawed Qureshi. – The University of Leeds, Faculty of Engineering, School of Civil Engineering, 2018. – 252 c.

88. Rehman, N. Testing of composite beam with demountable shear connectors / N. Rehman, D. Lam, X. Dai, A. Ashour // Structures and Buildings. – 2018. – № 171. – С. 3-16.

89. Russell, J. Progressive collapse of reinforced concrete flat slab structures: thesis for the degree of doctor of philosophy / Justin Russell. – University of Nottingham, 2015. – 219 с.

90. Saffari, H. Effects of damping ratio on dynamic increase factor in progressive collapse / H. Saffari, J. Mashhadi // Steel and Composite Structures. – 2016. – № 22 (3). – С. 677-690.

91. Shamass, R. Analysis of stainless steel-concrete composite beams / R. Shamass, K. A. Cashell // Journal of Constructional Steel Research. – 2019. – № 152. – С. 132-142.

92. Shi, F. Progressive collapse assessment of the steel moment-frame with composite floor slabs based on membrane action and energy equilibrium / F. Shi, L. Wang, S. Dong // The Open Construction and Building Technology Journal. – 2017. – № 11. – С. 200-215.

93. Technologies to achieve progressive collapse resistance: report to congress / Office of the Under Secretary of Defense for Acquisition, Technology, and Logistics. – 2012.

94. Theory reference for the mechanical APDL and mechanical applications. – Canonsburg (PA) USA.: ANSYS, Inc., 2009. – 1190 с.

95. Tsai, MH. Application of the work-energy principle to assess the risetime effect on the dynamic response amplification under column loss / MH. Tsai // National Pingtung University of Science and Technology. – 2015. – № 9-11. – С. 1338-1346.

96. Tsai, MH. Assessment of analytical load and dynamic increase factors for progressive collapse analysis of building frames / MH. Tsai // AEI. – 2011. – № 15-1. – P. 172-179.

97. Tsai, MH. Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure / MH. Tsai, BH. Lin // Engineering Structures. – 2008. – № 30. – С. 3619-3628.

98. Uddin, A. A nonlinear finite element model for steel-concrete composite beam using a higher-order beam theory: thesis for the degree of doctor of philosophy / Alhaz Uddin. – The University of Adelaide, School of Civil, Environmental and Mining Engineering, 2016. – 135 c.

99. Uddin, A. A. A higher order model for inelastic response of composite beams with interfacial slip using a dissipation based arc-length method / A. A. Uddin, A. H. Sheikh, D. Brown, T. Bennett, B. Uy // Engineering Structures. – 2017. – № 139. C. 120-134.

100. UFC-4-023-03: Design of building to resist progressive collapse, 2005.

101. UFC-4-023-03 (Including Change 3, 1 November 2016): Design of building to resist progressive collapse, 2009. – 227 c.

102. Vlassis, G. Progressive collapse assessment of tall buildings / G. Vlassis. – London, 2009. – 416 p.

103. Wang, H.-P. Improved analytical method for interfacial-slip control design of steel-concrete composite structures / H.-P. Wang, T. Song, J.-W. Yan, P. Xiang, S.-Y. Feng, D. Hui // Symmetry. – 2021. – № 13. – C. 1225.

104. Zandonini, R. Steel-concrete frames under the column loss scenario: An experimental study / R. Zandonini, N. Baldassino, F. Freddi, G. Roverso // Journal of construction of steel research. – 2019. – № 162. – C. 105527.

105. Zanuy, C. Analytical equations for interfacial stresses of composite beams due to shrinkage / C. Zanuy // International Journal of Steel Structures. – 2015. – № 15. C. 999-1010.

106. Zhou, L. Analysis of composite beams of steel and concrete with slip and shear deformation / L. Zhou, L. Z. Jiang, Z. W. Yu // Engineering Mechanics. – 2005. – № 20. – C. 133-137.