

На правах рукописи



Осыков Сергей Валерьевич

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

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ

диссертации на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Санкт-Петербург – 2024

Работа выполнена в федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет».

- Научный руководитель: кандидат технических наук, доцент
Трофимов Александр Васильевич
- Официальные оппоненты: **Смоляго Геннадий Алексеевич**
доктор технических наук, профессор,
ФГБОУ ВО «Белгородский государственный
технологический университет
им. В. Г. Шухова», кафедра строительства
и городского хозяйства, профессор;
- Кореньков Павел Анатолиевич**
кандидат технических наук, доцент,
ФГБОУ ВО «Национальный
исследовательский Московский
государственный строительный
университет», кафедра промышленного
и гражданского строительства, доцент;
- Ведущая организация: **ФГБОУ ВО «Петербургский
государственный университет путей
сообщения Императора Александра I»**

Защита состоится «26» ноября 2024 года в 13:00 часов на заседании диссертационного совета 24.2.380.01 при ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» по адресу: 190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская ул., д. 4, зал заседания диссертационного совета (аудитория №220 главного корпуса). Тел./ Факс: (812) 316-58-73; E-mail: rector@spbgasu.ru.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке ФГБОУ ВО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет» и на сайте <https://dis.spbgasu.ru/specialtys/personal/osykov-sergey-valerevich-0>

Автореферат разослан «7» октября 2024 г.

Ученый секретарь
диссертационного совета



В. М. Попов

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы исследования. Возникновение процесса прогрессирующего обрушения, вызванного неспособностью системы перераспределять усилия в результате локального повреждения несущего элемента, может в итоге привести к разрушению всей конструкции, что, в свою очередь, влечет существенные общественные и экономические последствия.

В настоящее время в практике проектирования при расчете на прогрессирующее обрушение выполняется прямой анализ напряженно-деформированного состояния модели конструкции с учетом физической и геометрической нелинейности после удаления поврежденного элемента. В таком подходе не рассматривается причина возникновения, а также направление действия и интенсивность аварийного воздействия.

Несмотря на широкое использование программных комплексов, реализующих метод конечных элементов, а также значительное развитие аналитического аппарата в этой области, существуют проблемы проектирования железобетонных и сталежелезобетонных каркасных зданий, устойчивых к прогрессирующему обрушению, что вызывает необходимость и дальше совершенствовать методы оценки напряженно-деформированного состояния таких конструкций в условиях аварийных воздействий.

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., Федоровой Н. В., 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 усилия. 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. Разработать предложения по уточнению методик определения коэффициентов динамичности для выполнения нелинейных статических расчетов монолитных каркасов на прогрессирующее обрушение.

2. Выполнить анализ силовых факторов в контактной зоне «сталь-бетон» однопролетных и многопролетных сталежелезобетонных изгибаемых элементов.

3. Провести испытания на четырехточечный изгиб фрагментов сталежелезобетонных перекрытий для получения величин деформаций абсолютного сдвига элементов перекрытия по поверхности контакта «сталь-бетон» и величин прогибов.

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

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

Научная гипотеза. Полагается, что учет жесткости монолитных ребристых и сталежелезобетонных перекрытий в расчете каркасных зданий на прогрессирующее обрушение существенно влияет на оценку сопротивляемости всей конструкции к локальному отказу одной из колонн.

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. Разработан метод определения сдвигающей силы и касательных усилий в контактной зоне однопролетных и многопролетных неразрезных сталежелезобетонных балок в упругой и упругопластической стадиях работы.

2. Получена зависимость вертикальных деформаций сталежелезобетонных балок, подверженных изгибу, от параметра сцепления.

3. Установлены зависимости, позволяющие определить 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 работы заключается в возможности применения:

1. Разработанных рекомендаций по определению прогибов сталежелезобетонных изгибаемых элементов с учетом сцепления в контактной зоне.

2. Разработанных рекомендаций по учету жесткости монолитных ребристых перекрытий при выполнении нелинейных статических расчетов железобетонных рамных каркасов на прогрессирующее обрушение.

3. Разработанных рекомендаций по созданию конечно-элементных моделей для определения НДС сталежелезобетонных каркасов при выключении из работы одной из колонн.

Методология и методы исследования:

1. Метод физического моделирования с применением механических методов испытаний материалов и измерением перемещений.

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

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

4. Численное моделирование с использованием метода конечных элементов.

5. Анализ результатов натуральных 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 фрагментов сталежелезобетонных перекрытий, а также результатами испытаний 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, пяти глав, заключения и библиографического списка. Общий объем работы составляет 153 страницы машинописного текста. Работа содержит 28 таблиц, 111 рисунков, 76 формул, библиографический список из 107 источников.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во **введении** обоснована актуальность и показана степень разработанности темы диссертационной работы, сформулированы цель и задачи исследования, представлены научная новизна и практическое значение проведенных исследований, приведены положения, выносимые на защиту, и сведения об апробации полученных результатов.

В **первой главе** проанализированы требования нормативных документов к расчету зданий и сооружений на прогрессирующее обрушение. Рассмотрены и систематизированы встречающиеся в научных исследованиях способы учета динамических эффектов при выполнении статических расчетов на прогрессирующее обрушение. Особое внимание уделено напряженно-деформированному состоянию (НДС) сталежелезобетонных (СТЖБ) каркасов при возникновении локального повреждения.

На данный момент в отечественной и зарубежной нормативной литературе основным способом расчета конструкций с удаленным элементом при помощи программных комплексов является метод альтернативного пути, суть которого заключается в проверке способности неповрежденных элементов воспринимать усилия после возникновения локального повреждения.

Удаление элемента из расчетной схемы производится мгновенно что, в свою очередь, приводит к возникновению дополнительного динамического воздействия на конструкцию. В статических расчетах динамические эффекты учитываются с помощью коэффициентов динамичности k_d , которые увеличивают весовые нагрузки на перекрытие для получения величин деформаций, максимально близких к значениям динамического расчета.

Под «динамическим» подразумевается расчет во временной области. За счет этого удастся получить значения усилий и деформаций в каждый момент времени колебаний конструкции. При этом, нагрузка как до локального отказа, так и после остается статической.

Нормативный метод расчета на прогрессирующее обрушение с применением k_d основан на использовании выражений, которые получены эмпирически по результатам анализа стержневых конечно элементных (КЭ) моделей многоэтажных каркасов без плит перекрытий. КЭ перекрытий в моделях были заменены погонной нагрузкой, приложенной к ригелям.

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. 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.

Важной особенностью СТЖБ конструкций является также 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, которые и приводят к сдвигу элементов по поверхности контакта. СТЖБ следует рассматривать как составной стержень, жесткость которого зависит не только механических и геометрических характеристик его составляющих, но и от податливости соединения.

Во **второй главе** разработан аналитический метод определения коэффициентов динамичности, позволяющих учесть вклад монолитных ребристых перекрытий в жесткость рамных ЖБ каркасов при выполнении статических нелинейных расчетов на прогрессирующее обрушение. Метод базируется на энергетическом балансе, при соблюдении которого работа внешних сил системы W с нагрузкой P_d равна энергии деформации системы U с нагрузкой P_s , т. е. $W = U$. Графически равенство $W = U$ проиллюстрировано на рисунке 1 в виде равенства площадей фигур ABCD и AEFB.

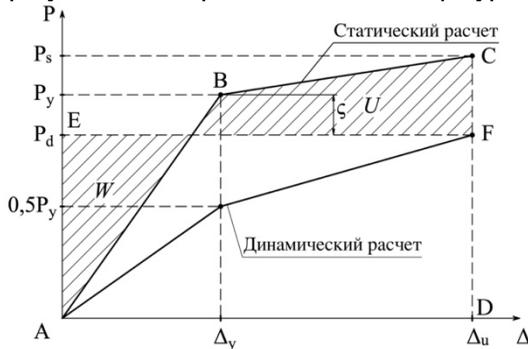


Рисунок 1 – К определению k_d энергетическим методом

На рисунке 1 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 $0,5 P_y$ принимается равным половине P_y , основываясь на том, что при упругой работе системы без демпфирования коэффициент динамичности равен 2.

Учитывая, что $ABCD = AEFB$, то по принципу энергетического баланса:

$$P_d \cdot \Delta_u = 0,5 \cdot P_y \cdot \Delta_y + 0,5 \cdot (P_y + P_s) \cdot (\Delta_u + \Delta_y). \quad (1)$$

Решая данное выражение относительно P_s , получим:

$$P_s = \frac{2P_d \cdot \Delta_u - P_y \cdot \Delta_u}{\Delta_u - \Delta_y}. \quad (2)$$

Заменив P_y в (2) выражением $P_y = \zeta \cdot P_d$ получим формулу для k_d :

$$k_d = \frac{\Delta_u \cdot (2 - \zeta)}{\Delta_u - \Delta_y}, \quad (3)$$

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

Заменим в выражении (3) предельный упругий прогиб Δ_y и предельный прогиб Δ_u коэффициентом пластической деформативности μ :

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{\theta_u}{\theta_y}, \quad (4)$$

где θ_y – угол поворота на пределе упругой работы балки; θ_u – предельный пластический угол поворота балки.

Тогда окончательное выражение для k_d примет вид:

$$k_d = \frac{\mu \cdot (2 - \zeta)}{\mu - 1}. \quad (5)$$

Значения угла θ_u определяются по таблицам нормативных документов. Угол поворота на пределе упругой работы θ_y находится из выражения:

$$\theta_y = \left(\frac{M_p}{E_b I_b} \right) l_p, \quad (6)$$

где M_p – пластический момент в сечении ригеля; E_b – начальный модуль упругости бетона; l_p – длина пластического шарнира в ригеле; I_b – момент инерции сечения железобетонной (ЖБ) балки.

Пластический момент M_p определяется по формуле:

$$M_p = \alpha_m \cdot R_{bd} \cdot b \cdot h_0^2, \quad (7)$$

где R_{bd} – динамическое сопротивление бетона сжатию; b – ширина балки; h_0 – рабочая высота сечения; $\alpha_m = \xi_T \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_T)$.

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

$$\xi_T = \frac{R_{sd}^w \cdot A_s^w + R_{sd}^f \cdot A_s^f}{R_{bd} \cdot b \cdot h_0}, \quad (8)$$

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.

Модуль упругости E_b в выражении (6) принимается с коэффициентом 0,2. Поскольку значение ζ заранее неизвестно, то, исходя из результатов исследований и принимая во внимание, что $1 < k_d \leq 2$, величину ζ можно принимать в диапазоне $\zeta = 1,05 \div 1,1$. 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.

Для проверки предложенного метода были определены значения k_d для 5-ти этажного ЖБ каркаса с монолитными ребристыми перекрытиями. В качестве локального отказа рассматривалось удаление наиболее нагруженных колонн первого этажа – угловой, внутренней и внешней.

Чтобы удостовериться в корректности результатов, полученных аналитическим способом, также были найдены $k_{d,exp}$ с помощью численного эксперимента, проведенного в ПК SAP2000. Суть опыта заключалась в том, чтобы в статическом расчете получить значения деформаций, максимально близких к значениям динамического расчета, за счет повышения весовых нагрузок на величину коэффициентов $k_{d,exp}$.

В дополнение к численному исследованию, были найдены значения $k_{d,UFC}$ для ЖБ конструкций по нормам США, путем подстановки в выражения из норм величины μ , полученной по предложенному в данной работе методу. Значения коэффициентов динамичности, найденные всеми тремя способами: аналитически, экспериментально и в соответствии с нормативным руководством, представлены в таблице 1.

Таблица 1 – Значения k_d для каждого расчетного случая, полученные различными способами

Удаленная колонна	Коэффициент динамичности k_d			Погрешности, %	
	$k_{d,exp}$	k_d	$k_{d,UFC}$	$\frac{k_{d,exp} - k_d}{k_{d,exp}}$	$\frac{k_{d,exp} - k_{d,UFC}}{k_{d,exp}}$
Внутренняя	1,508	1,492	1,179	1,1	21,8
Внешняя	1,338	1,381	1,167	3,15	11,8
Угловая	1,421	1,401	1,177	1,44	17,4

Значения k_d , вычисленные по предложенному методу, довольно точно совпадают с величинами, полученными по результатам численного эксперимента – во всех случаях погрешность составляет не более 5%. В то же время, значения $k_{d,UFC}$ существенно ниже результатов расчета по

предложенному способу. Такое расхождение связано с тем, что выражения из норм были получены эмпирическим путем по результатам расчета каркасов, в которых как раз не учитывалась работа плит перекрытий после потери элемента.

Нелинейный динамический расчет модели этого же каркаса, но без КЭ плит перекрытий, привел к необходимости увеличить площади сечения и армирования ригелей, поскольку в этом случае перекрытия не повышали жесткость каркаса, а были внешней нагрузкой, которая просто увеличивала давление на конструкцию. В результате расход бетона и арматуры на поперечную раму увеличился на 7,2% и 8,9%, соответственно, расход бетона и арматуры на продольную раму увеличился на 7,5% и 11,1%, соответственно.

В **третьей главе** описана методика и приведены результаты испытаний на четырехточечный изгиб двух серий сталежелезобетонных балок с различным конструктивным решением железобетонной плиты и анкеров.

Целью проведения испытаний являлось определение степени влияния различных конструктивных решений анкерного соединения двутавра и железобетонной полки на их совместную работу в составе комбинированной балки, которая в данном случае рассматривается как фрагмент плиты перекрытия шириной b_{eff} .

Были изготовлены две серии балок СТЖБ-1 и СТЖБ-2 по три образца в каждой. Балки из первой серии СТЖБ-1 состояли из прокатного двутавра 12Б2 по ГОСТ Р 57837-2017 и плоской железобетонной плиты. Плита крепилась к полке двутавра с помощью равнополочных уголков 32×4 длиной 40 мм (рисунок 2).

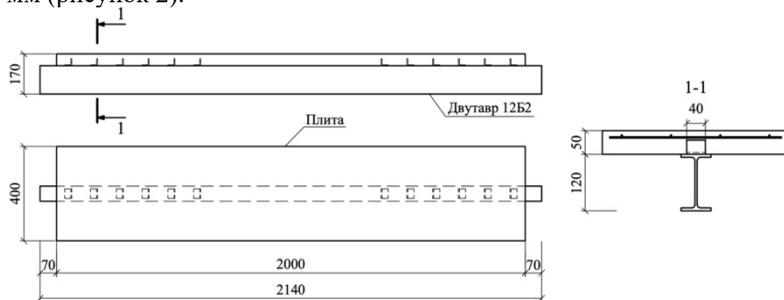


Рисунок 2 – Конструкция и размеры балок серии СТЖБ-1

Балки из второй серии СТЖБ-2 состояли из двутавра 12Б2 по ГОСТ Р 57837-2017 и железобетонной плиты по профилированному настилу с трапециевидными гофрами С 21-1000-0,52 по ГОСТ 24045-2016. Плита крепилась к двутавру арматурными стержнями $\varnothing 8$ А500С длиной 40 мм, расставленными в два ряда (рисунок 3).

Образцы испытывались на действие кратковременной статической нагрузки по схеме, показанной на рисунке 4. Давление на шарнирно-опертую балку передавалось сервогидравлическим прессом SCHENCK POZ 0691 через металлическую траверсу в двух точках. Точки приложения нагрузки располагались на расстоянии 250 мм от середины расчетного пролета балки, который был равен 2000 мм.

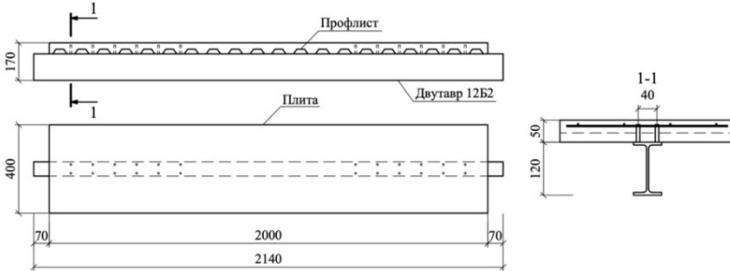


Рисунок 3 – Конструкция и размеры балок серии СТЖБ-2

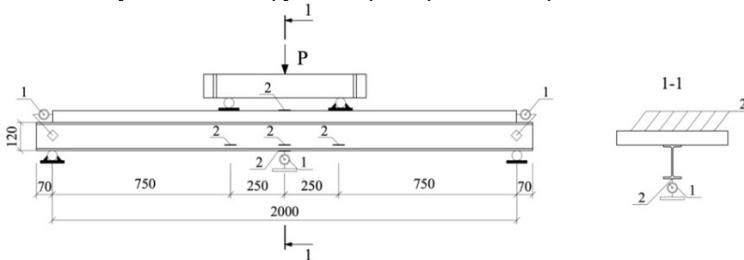


Рисунок 4 – Принципиальная схема испытаний балок и расположение приборов:
1 – многооборотный индикатор часового типа Micron ИЧ-5 0.01;

2 – тензорезистор типа ПКБ с базой 50 мм

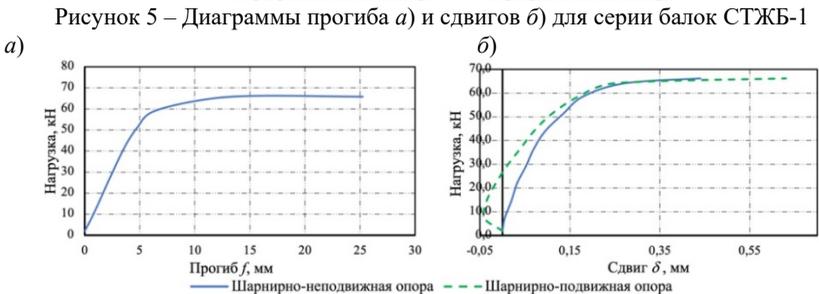
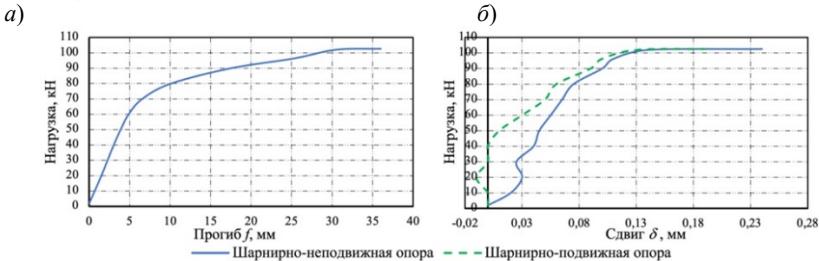
Деформации абсолютного сдвига железобетонной плиты относительно стальной балки фиксировались индикаторами часового типа Micron ИЧ-5 с ценой деления 0,01 мм, закрепленными магнитными кронштейнами на стенке двутавра с обоих концов балки. Прогибы образцов измерялись в середине пролета также индикатором часового типа. Продольные деформации бетона и стали измерялись проволочными тензорезисторами типа ПКБ с базой 50 мм. Они крепились цианакрилатным клей-гелем к двутавру и железобетонной плите, как показано на рисунке 4.

Несущая способность балок без профилированного настила оказалась в 1,5 раза выше несущей способности балок с профилированным настилом: 102,6 кН и 67 кН, соответственно, при практически одинаковых прочностных характеристиках стали и бетона. Это обусловлено меньшей степенью

совместной работы элементов балки в серии СТЖБ-2 из-за более податливого соединения двутавра и полки.

Потеря несущей способности балок без профилированного настила характеризовалась хрупким раздроблением сжатого бетона в зоне чистого изгиба между двумя приложенными силами с предельной деформацией $\epsilon_b = 2,03 \cdot 10^{-3}$ и образованием продольных трещин. В балках с профилированным настилом потеря несущей способности характеризовалась разрушением бетона за пределами приложенных сил с предельной деформацией $\epsilon_b = 0,63 \cdot 10^{-3}$, отслоением профиля от железобетонной полки и образованием трещины в полке по продольной оси балок. При этом в балках обеих серий напряжения в двутавре достигали предела текучести с предельными деформациями $\epsilon_{\max} = 9,44 \cdot 10^{-3}$.

Картина образования сдвигов железобетонной полки относительно двутавра в обеих сериях характеризовалась наличием упругой и упруго-пластической стадий. Максимальная величина сдвига по абсолютному значению в серии СТЖБ-2 получилась равной 0,63 мм (рисунок 6б), в серии СТЖБ-1 максимум был равен 0,24 мм (рисунок 5б). При этом величина сдвига на упругой стадии балок серии СТЖБ-1 имела как положительную, так и отрицательную величину. Такое поведение конструкции можно объяснить тем, что пластические деформации в анкерах левого и правого пролета балки развивались неодновременно.



В четвертой главе проанализировано напряженное состояние контактной зоны в однопролетных и многопролетных СТЖБ изгибаемых элементах для оценки влияния этого фактора на жесткость всего перекрытия в случае удаления опоры.

В СТЖБ перекрытиях в контактном слое между верхним поясом стальной балки и плитой возникают дополнительные силовые факторы: сдвигающая сила S и касательное усилие S' , которые приводят к сдвигу элементов по поверхности контакта. Поскольку, за счет наличия анкеров стальная балка и ЖБ плита деформируются совместно, имеет место сцепление элементов друг с другом. Уровень сцепления характеризуется параметром сцепления λ , имеющего размерность см^{-1} , значение которого определяется:

$$\lambda = \sqrt{\frac{S' \gamma}{\delta}}, \quad (9)$$

где δ – сдвиг элементов по поверхности контакта;

$$\gamma = \frac{1}{E_s A_{st}} + \frac{1}{E_b A_b} + \frac{m_0^2}{B}, \quad (10)$$

где E_s – модуль упругости стали; A_{st} – площадь поперечного сечения стальной балки; A_b – площадь поперечного сечения ЖБ плиты; m_0 – расстояние между центрами тяжести плиты и балки; B – суммарная изгибная жесткость составного сечения:

$$B = E_s \cdot I_s + E_b \cdot I_b, \quad (11)$$

где I_s – момент инерции сечения стальной балки.

Выражение для λ получено на основе теории составных стержней (ТСС) А. Р. Ржаницына. С помощью данной теории, также определены выражения для сдвигающей силы S и касательного усилия S' в однопролетных шарнирно-опертых СТЖБ балках:

$$S = \frac{Pm_0}{\gamma B} \left[a - \frac{ch\lambda a}{\lambda \cdot ch\lambda 0,5L} \right], \quad (12)$$

$$S' = \frac{Pm_0}{\gamma B} \left[1 - \frac{ch\lambda(0,5L - a)}{ch\lambda 0,5L} \right], \quad (13)$$

где P – сосредоточенная нагрузка; a – расстояние от торца элемента до точки приложения нагрузки; L – длина пролета.

Выражения (12) и (13) справедливы при упругой работе. На пределе упругой работы контактного слоя сдвигающие усилия достигают некоторого предельного значения S'_u . При достижении нагрузки предельного значения в приопорной зоне происходит «разрушение» контактного слоя, т. е. в этом

месте сцепление будет отсутствовать ($\lambda = 0$), и, следовательно, будет отсутствовать совместная работа элементов составного сечения. В оставшейся части конструкции контактный слой находится в упругой стадии.

Значения предельной сдвигающей силы S_u и предельного касательного усилия S'_u находятся из выражений:

$$S_u = \frac{P_{ult} m_0}{\gamma B} \left[a - \frac{ch\lambda a}{\lambda \cdot ch\lambda a_0} \right], \quad (14)$$

$$S'_u = \frac{P_{ult} m_0}{\gamma B} \left[\frac{ch\lambda(0,5L - a)}{ch\lambda 0,5L} ch\lambda a_0 - 1 \right], \quad (15)$$

где P_{ult} – предельное значение внешней нагрузки; a_0 – длина упругой зоны на участке равном $0,5L$.

Тогда зона нарушенного сцепления b_0 (рисунок 7) вычисляется согласно выражению:

$$b_0 = 0,5L - a_0. \quad (16)$$

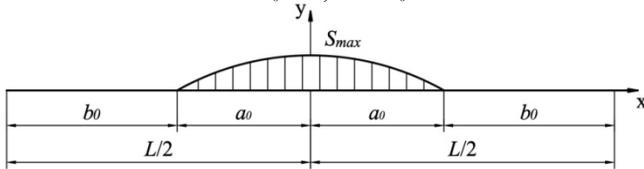


Рисунок 7 – Распределение зон нарушенного сцепления по длине пролета

Для двухпролетной неразрезной СТЖБ балки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой по всей длине, эпюра моментов симметрична относительно центральной опоры, поэтому характер напряженного состояния контактного слоя также симметричен (рисунок 8). В дальнейшем будем рассматривать только левый пролет.

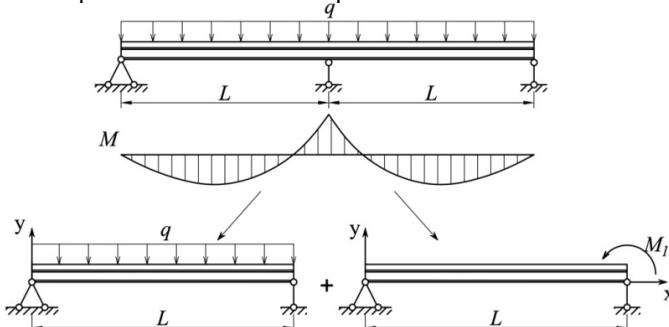


Рисунок 8 – Эквивалентная схема для 2-х пролетной неразрезной балки с отброшенным правым пролетом

Для получения эквивалентной расчетной схемы к шарнирно опертой балке с равномерно распределенной нагрузкой необходимо приложить изгибающий момент на опоре. Тогда выражения S и S' определяются отдельно для q и M :

$$\begin{cases} S_q = \frac{qm_0L}{\gamma B2\lambda} \left[sh\lambda x - th\lambda L \cdot ch\lambda x - \lambda x \left(1 - \frac{x}{L} \right) \right]; \\ S'_q = \frac{qm_0L}{\gamma B2} \left[ch\lambda x - th\lambda L \cdot sh\lambda x - \left(1 - \frac{2x}{L} \right) \right]. \end{cases} \quad (17)$$

$$\begin{cases} S_M = \frac{Mm_0}{\gamma B\lambda L} \left[-sh\lambda x + th\lambda L \cdot ch\lambda x - \lambda(L-x) \right]; \\ S'_M = \frac{Mm_0}{\gamma BL} \left[-ch\lambda x + th\lambda L \cdot sh\lambda x + 1 \right]. \end{cases} \quad (18)$$

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

$$\begin{cases} S = S_q - S'_M; \\ S' = S'_q + S'_M. \end{cases} \quad (19)$$

Аналогично в трехпролетной неразрезной балке рассматривается только средний пролет (рисунок 9).

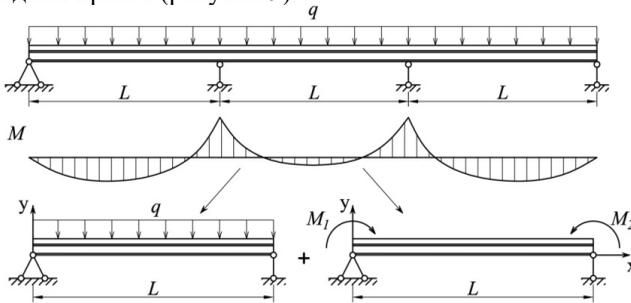


Рисунок 9 – Эквивалентная схема для среднего пролета 3-х пролетной неразрезной балки

Выражения для определения силовых факторов в контактном слое имеют вид:

$$\begin{cases} S_q = \frac{qm_0L}{\gamma B2\lambda} \left[sh\lambda x - \left(cth\lambda L + \frac{1}{sh\lambda L} \right) ch\lambda x - \lambda x \left(1 - \frac{x}{L} \right) \right]; \\ S'_q = \frac{qm_0L}{\gamma B2} \left[ch\lambda x - \left(cth\lambda L + \frac{1}{sh\lambda L} \right) sh\lambda x - \left(1 - \frac{2x}{L} \right) \right]. \end{cases} \quad (20)$$

$$\begin{cases} S_M = -\frac{Mm_0}{\gamma B}; \\ S'_M = 0. \end{cases} \quad (21)$$

Для проверки предложенных аналитических выражений были проанализированы результаты эксперимента из главы 3 данной диссертации, а также ряд опытов с сталежелезобетонными изгибаемыми элементами, которые выполнялись другими исследователями. В зависимости от испытываемых образцов, все работы можно разделить на три группы:

1. Сталежелезобетонные шарнирно опертые балки длиной до 2 м, состоящие из двутавра и железобетонной полки.

2. Сталежелезобетонные шарнирно опертые балки длиной 5–7 м, состоящие из двутавра и железобетонной полки.

3. Неразрезная двухпролетная балка с длиной каждого пролета 3,35 м, состоящая из профлиста и железобетона.

Вертикальные деформации в СТЖБ балках были посчитаны двумя способами: с учетом действия в контактной зоне сдвигающей силы S (составное сечение) и на основе приведенного сечения.

Величина прогибов в обоих случаях определялась через кривизну. Для составного сечения использовалось выражение:

$$\gamma'' = \frac{M - Sm_0}{B}, \quad (22)$$

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.

Кривизна элемента с приведенным сечением, т. е. при $\delta \rightarrow 0$ и $\lambda \rightarrow \infty$, вычислялась по формуле:

$$1/r = \frac{\varepsilon}{y_2}, \quad (23)$$

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

Прогибы определялись как для упругой, так и для пластической стадии. Во втором случае использовался пониженный модуль упругости бетона с коэффициентом 0,2. Значения прогибов, а также величина параметра λ и длина зоны нарушенного сцепления b_0 представлены в таблице 2.

В таблице 2 отчетливо видна разница в значениях λ между образцами из первой и второй групп: при увеличении пролета в 2 и более раза

величина λ уменьшается на порядок вне зависимости от поверхности контакта составных элементов балки. На рисунке 10 для наглядности изображены диаграммы прогибов для элементов из первой и второй групп. В таблице 3 приведена относительная разница в значениях вертикальных деформаций, полученных тремя способами.

Таблица 2 – Результаты расчетов, полученные тремя способами

№ группы	Серия	Длина L , м	λ , см^{-1}	b_0 , см	Прогиб f , мм					
					предельный упругий			предельный		
					ТСС, f_A	опыт, f_0	f_D	ТСС, f_A	опыт, f_0	f_D
					1	1	1,9	0,042	39,4	6,3
1	2	1,9	0,051	50	6,2	7,7	4,7	16,6	20	9,8
1	3	2	0,065	67	4,6	5	4,3	42,2	36	11,7
1	4	2	0,043	72	4,8	5,5	4,1	20,7	25	8,2
2	1	5,2	0,007	99,6	22,2	22,5	10	68,8	80	27
2	2	7,2	0,004	250	22,2	18	9,4	80,9	90	23,4
2	3	7,2	0,006	243	22,4	21	10,2	67,9	90	23,4
3	1	3,4	0,016	20	4,2	5	4,6	16,6	19	25,7

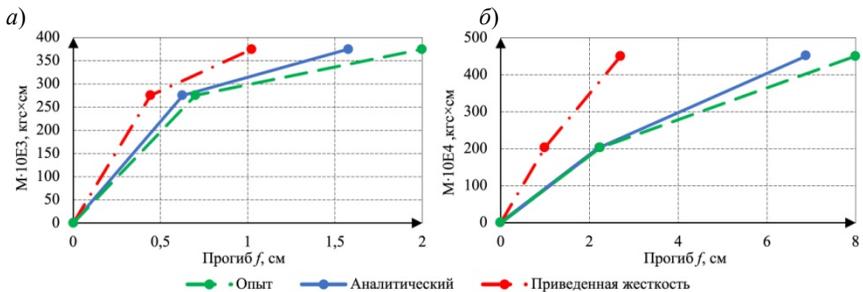


Рисунок 10 – Диаграммы прогибов одного из образцов первой а) и второй б) групп

Таблица 3 – Погрешности измерений

№ группы	Серия балок	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	1	10	37	12	49
	2	19	39	21	49
	3	8	14	17	68
	4	13	26	17	68
2	1	2,3	56	14	66
	2	7	51	10	70
	3	23	48	24	74
3	1	16	8	12,6	35

Значения прогибов, определенные как для составного сечения, довольно точно совпадают с опытными данными – 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, дают заниженные значения с погрешностью вплоть до 74% и не показывают реальную картину деформирования СТЖБ балок. Для неразрезной плиты предельный упругий прогиб, посчитанный с приведенной жесткостью, совпадает с опытным значением, что можно объяснить отсутствием в сечении плиты стальной балки.

На основе ТСС также был разработан метод определения величины прогибов комбинированных балок с использованием эмпирического параметра сцепления λ . Исходными данными послужили результаты испытаний балок из первой группы. Элементы соединялись друг с другом гибкими анкерами. Использовались несколько конструктивных решений анкеров: в виде двух арматурных стержней, п-образной скобы из арматуры, металлической пластины и металлического уголка.

Зная величину прогиба из опытов, итерационным способом было подобрано такое значение λ в выражении (24) для каждой серии балок, при котором величина прогиба, полученная через кривизну с использованием формулы (22), точно совпадала с опытным значением.

$$S = \frac{qm_0}{\gamma B} \left(\frac{l^2}{8} - \frac{1}{\lambda^2} + \frac{1}{\lambda^2} \cdot \frac{ch\lambda x}{ch\lambda 0,5L} \right). \quad (24)$$

Далее было вычислено среднее значение параметра сцепления λ_{cp} , и снова посчитаны прогибы с использованием уже λ_{cp} . На рисунке 11 изображена диаграмма, отображающая значения прогибов.

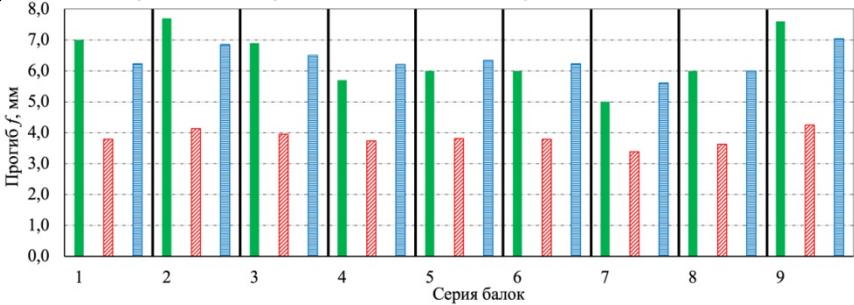


Рисунок 11 – Значения прогибов комбинированных балок: сплошной зеленый – опытные данные; наклонный красный – на основе приведенного сечения; горизонтальный синий – на основе ТСС с усредненным λ_{cp}

На рисунке 11 видно, что предложенный метод позволяет достаточно точно (погрешность до 12%) определить величину прогибов комбинированных балок при упругой стадии работы с использованием λ_{cp} . 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.

В **пятой главе** определен характер влияния контактного слоя на деформативность СТЖБ каркаса при изменении расчетной схемы, вызванного локальным разрушением. Изначальный пространственный фрагмент каркаса в виде ячейки 2×2 был преобразован в плоскую двухпролетную раму (рисунок 12). С удаленной центральной колонной конструкция рассматривалась, как шарнирно опертая составная балка длиной $2L$.

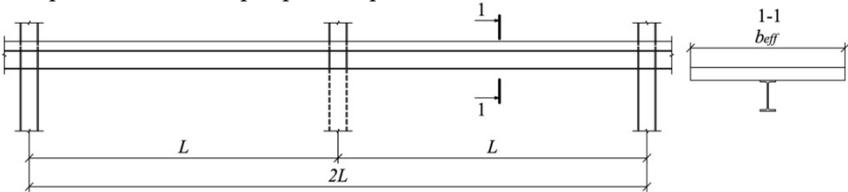


Рисунок 12 – Плоская рама с удаленной центральной колонной

После этих преобразований был найден прогиб комбинированной балки с использованием приведенного и составного сечений и выполнено

сравнение с опытными результатами. Прогиб на основе составного сечения определялся с использованием выражений (24) и (22). Значение параметра сцепление при этом было условно принято равным $0,045 \text{ см}^{-1}$.

Экспериментальные значения прогибов были взяты из результатов испытаний крупномасштабных, в т. ч. в натуральную величину, пространственных фрагментов СТЖБ каркасов (рисунок 13).

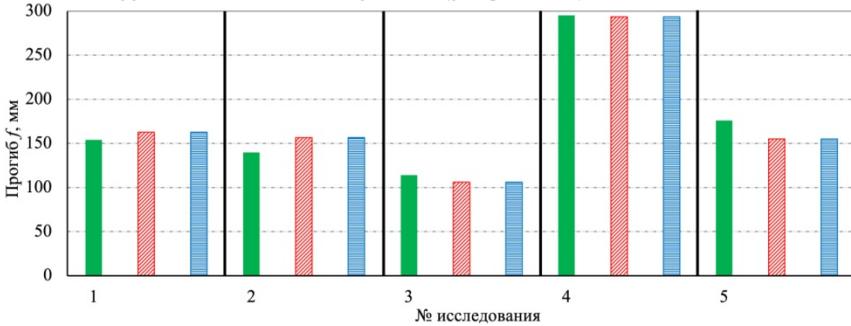


Рисунок 13 – Значения прогибов: зеленый – опытные данные; наклонный красный – на основе приведенного сечения; горизонтальный синий – на основе ТСС

Модуль упругости бетона E_b при расчетах умножался на коэффициент 0,2. В качестве длины пролета балки во всех выражениях использовалось удвоенное значение $2L$. Момент вычислялся по правилам строительной механики. Эффективная ширина ЖБ полки b_{eff} определялась по нормам, как для исходной расчетной схемы с пролетом L .

На рисунке 13 изображена диаграмма с величинами прогибов, полученных тремя способами. Значения прогибов, 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.

$$S = S_M \left(1 - \frac{2}{\lambda^2 L^2} + \frac{2}{\lambda^2 L^2 ch \lambda L} \right), \quad (25)$$

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

В выражении (25) 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 14, на котором показано, что с увеличением длины пролета, влияние сцепления на жесткость составного стержня снижается.

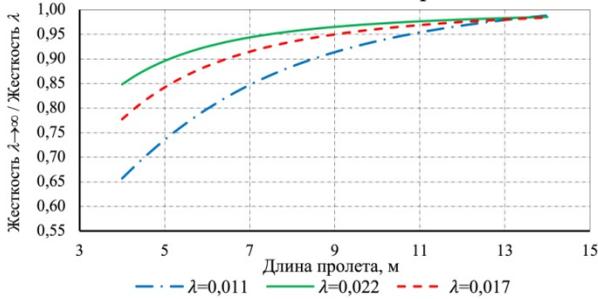


Рисунок 14 – Влияние длины пролета на жесткость СТЖБ элемента при различных λ

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 $(\lambda L) \rightarrow 0$ 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 $(\lambda L) \rightarrow \infty$ 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.

Деформирование фрагментов СТЖБ каркасов было также проанализировано численным методом с применением ПК ANSYS и SAP2000. В ANSYS, с использованием объемных, стержневых и оболочечных КЭ, были выполнены модели конструкций в двух вариантах: с контактными слоями (применялись элементы CONTA174 и TARGE170) и без контактного слоя, т. е. с абсолютно жестким соединением стальной балки с железобетонной

плитой. Расчет выполнялся статически, с учетом физической и геометрической нелинейностей. На рисунке 15 показаны прогибы СТЖБ каркаса.

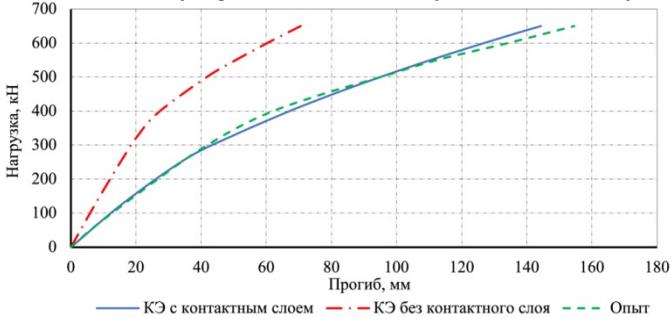


Рисунок 15 – Диаграммы прогибов для СТЖБ каркаса

Из рисунка 15 видно, что кривая прогибов модели с контактным слоем довольно точно совпадает с экспериментальной кривой. Можно четко выделить упругую стадию, переходящую в упругопластическую, но при меньшем уровне нагрузки, по сравнению с опытом. Модель без контактного слоя не отражает деформированное состояние реальной конструкции. Диаграмма также имеет упругую и упругопластическую ветви, но величина прогибов значительно отличается: 70,52 мм в модели и 154,6 в опыте.

В SAP2000 был выполнен расчет в динамической постановке, с мгновенным удалением колонны. Модель состояла из стержневых и оболочечных КЭ. Элементы 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 16).

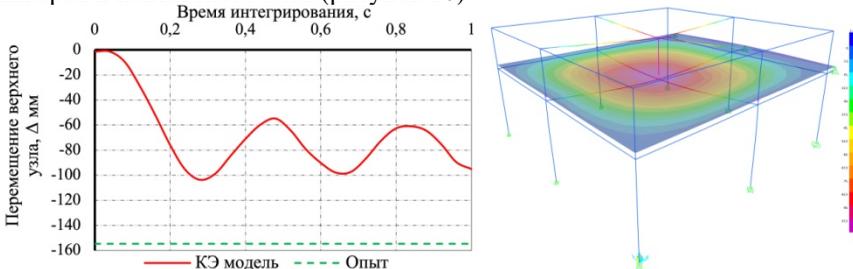


Рисунок 16 – Вертикальные перемещения верхнего узла удаленной колонны и деформированное состояние каркаса

Максимальные вертикальные деформации модели при мгновенном удалении колонны, т. е. с учетом динамических эффектов, получились меньше, чем в опыте при статическом выключении домкрата.

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.

Получить консервативную оценку деформаций СТЖБ конструкций можно с помощью подхода, описанного в данной главе. При выполнении численного анализа необходимо моделировать сдвиг элементов перекрытия по поверхности контакта. Если в КЭ анализе величина прогибов оказывается меньше ручного расчета, следует пользоваться предложенным подходом.

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 служить дополнением положений существующих норм.

2. В сталежелезобетонных шарнирно опертых балках контактный слой «сталь-бетон» 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 стальной части конструкции контактный слой находится в упругой стадии.

3. На основе ограниченного количества результатов натурных испытаний СТЖБ балок различной длины получены значения параметра сцепления λ . Величина параметра сцепления напрямую зависят от конструкции анкерного соединения и длины пролета, и не зависят от поверхности контакта составных элементов балки. Чем выше жесткость анкеров, тем выше величина сцепления. При увеличении пролета в 2 и более раза величина λ уменьшается на порядок.

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 и длины балок. В последующем метод может быть рекомендован к внедрению 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 значения по сравнению с опытными данными вплоть до 50% при упругой работе и до 70% при упругопластической.

При возникновении прогрессирующего обрушения, вызванного локальным отказом вертикального несущего элемента, 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 на прогрессирующее обрушение 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 взаимное проскальзывание элементов перекрытия, либо выполнять расчеты с использованием приведенного сечения.

Перспективы дальнейшей разработки темы. Дальнейшие теоретические и экспериментальные исследования планируется направить на изучение влияния динамических эффектов, возникающих в результате внезапного выключения из работы одной из колонн, на величину параметра сцепления и жесткость каркасных зданий со сталежелезобетонными перекрытиями.

СПИСОК РАБОТ, ОПУБЛИКОВАННЫХ АВТОРОМ ПО ТЕМЕ ДИССЕРТАЦИИ

В изданиях, входящих в перечень ВАК РФ:

1. 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. (0,56 п. л.).

2. 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. (0,46 п. л.).

3. 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. (0,31 п. л.).

4. 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. (0,39 п. л.).

В изданиях с индексацией в Scopus:

5. 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. (0,58 п. л.).

В других изданиях:

6. 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 ч., Санкт-Петербург, 05–09 апреля 2021 года. Том Часть 1. – Санкт-Петербург: СПбГАСУ, 2021. – С. 150–156. (0,44 п. л.).

7. 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: НИУ МГСУ, 2022. – С. 55–61. (0,39 п. л.).

Компьютерная верстка *В. С. Весниной*

Подписано к печати 20.09.2024. Формат 60×84 ¹/₁₆. Бумага офсетная.

Усл. печ. л. 1,5. Тираж 120 экз. Заказ 112.

Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет.

190005, Санкт-Петербург, 2-я Красноармейская, д. 4.

Отпечатано на МФУ. 198095, Санкт-Петербург, ул. Розенштейна, д. 32, лит. А