

**МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ
РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН**

Таджикский технический университет
имени академика М.С. Осими

На правах рукописи

УДК 624.012.45 (575.3)



МАХМАДИЗОДА Усмонали Муродали

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
БАЛОК МЕТОДАМИ ФИЗИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ**

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание учёной степени доктора философии PhD,
доктора по специальности 6D072900 – Строительство (6D072902 –
Строительные конструкции, здания и сооружения)

Научный руководитель:
Заслуженный работник Таджикистана,
доктор технических наук, профессор
Каландарбеков Имомёрбек

Душанбе – 2026

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ	9
ГЛАВА 1. ОБЗОР И АНАЛИЗ МЕТОДОВ ФИЗИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ В ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЯХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ...	15
1.1. Модель как инструмент научно–экспериментального исследования и объект инженерного моделирования.....	15
1.1.2. Цели и прикладное значение моделирования в инженерных исследованиях	23
1.2. Основы теории подобия и размерного анализа в инженерных исследованиях	25
1.2.1. Понятие теории подобия и её классификация основных видов ..	25
1.2.2. Основные положения и теоремы теории подобия.....	30
1.2.3. Теоретические основы критериев подобия, π –теорема	31
1.2.4. Метод анализа размерностей	32
1.3. Теоретические и прикладные основы физического моделирования железобетонных конструкций	36
Выводы по первой главе.....	40
ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАТУРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ	43
2.1. Научная значимость и практическая необходимость проведения натурных испытаний железобетонных конструкций.....	43
2.2. Цель и задачи исследования натурной железобетонной балки	45
2.3. Изготовление и подготовка экспериментальных железобетонных балок	46
2.4. Изготовление и испытание контрольных образцов для определения прочностных и деформативных характеристик материалов.....	48
2.5. Методика проведения испытаний экспериментальных изгибаемых натурных железобетонных балок.....	54

2.6. Результаты испытаний экспериментальных натуральных железобетонных балок БМ 1–3.....	62
2.7. Анализ результатов экспериментальных исследований натуральных железобетонных балок.....	75
Выводы по второй главе.....	83
ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛЬНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ТЕОРИИ ПОДОБИЯ	85
3.1. Основные положения методики физического моделирования железобетонных балок.....	85
3.1.1. Выбор масштаба и материалы при моделировании железобетонных конструкций	87
3.1.2. Масштабный эффект при физическом моделировании железобетонных конструкций	90
3.1.3. Размерный анализ и критерии подобия в задачах моделирования железобетонных балок.....	95
3.2. Цель, задачи и методика экспериментального исследования моделей железобетонных балок.....	100
3.3. Выбор масштаба моделирования, подбор состава бетона и рабочей арматуры для модельных конструкций	100
3.4. Изготовление и испытание контрольных образцов для оценки прочностных и деформационных характеристик материалов модели	110
3.5. Методика проведения испытаний модельных изгибаемых железобетонных балок.....	119
3.6. Результаты испытаний экспериментальных модельных железобетонных балок БМ 1–3.....	128
3.7. Анализ результатов экспериментальных исследований моделей железобетонных балок.....	141
3.8. Методика перехода от усреднённых экспериментальных данных физической модели к параметрам натурной железобетонной балки ..	148

3.9. Техничко - экономическая оценка экспериментальных исследований натурных и модельных конструкций	173
Выводы по третьей главе	175
ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	177
4.1. Общие положения численного моделирования строительных конструкций.....	177
4.2. Характеристики материалов при численном моделировании натурных и модельных железобетонных балок.....	182
4.3. Численное исследование натурной железобетонной балки	198
4.4. Результаты численного исследования натурной железобетонной балки при стержневом моделировании	204
4.5. Результаты численного исследования натурной железобетонной балки при объёмном моделировании.....	207
4.6. Сравнительный анализ экспериментальных и численных результатов натурной железобетонной балки	212
4.7. Численное исследование модельной железобетонной балки.....	217
4.8. Результаты численного исследования модельной железобетонной балки при стержневом моделировании	222
4.9. Результаты численного исследования модельной железобетонной балки при объёмном моделировании.....	226
4.10. Сравнительный анализ экспериментальных и численных результатов модельной железобетонной балки	230
Выводы по четвёртой главе	234
Заключение.....	236
Рекомендации по практическому использованию результатов.....	238
Список литературы	239
Список основных публикаций по теме диссертации	252
Приложения.....	254

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Физическое моделирование и теория подобия нашли широкое применение в различных областях науки и техники, в том числе при исследовании строительных конструкций зданий и сооружений. Подобие представляет собой фундаментальный принцип, используемый в инженерной практике и научных исследованиях, позволяющий изучать свойства и поведение сложных систем посредством их упрощённых моделей. Сущность данного принципа заключается в наличии определённых соотношений между моделью и натурным объектом, обеспечивающих сохранение основных физических, геометрических и механических характеристик. В рамках физического моделирования принцип подобия широко используется для прогнозирования поведения сложных инженерных систем, включая объекты строительства, аэродинамики, гидравлики и машиностроения.

Теория подобия обеспечивает возможность переноса результатов экспериментальных исследований, полученных на моделях, на натурные объекты. Экспериментальные исследования, направленные на проверку корректности и применимости результатов математического моделирования, относятся к области физического моделирования. Применение как физического, так и математического моделирования является неотъемлемой частью проектирования и возведения строительных объектов, особенно при разработке новых конструктивных решений, ориентированных на повышение их надёжности и устойчивости. Методологической основой физического моделирования служат теория подобия и анализ размерностей [1, 17, 54, 87, 88, 98, 99, 107, 114, 115, 117, 125]. При этом обязательными условиями являются соблюдение геометрического, временного и физического подобия, а также подобия начальных и граничных условий модели и натурального объекта.

Экспериментальные исследования, выполняемые в лабораторных условиях, базируются на двух ключевых принципах теории подобия: использовании констант подобия и уравнений связи. Константа подобия

представляет собой величину, характеризующую отношение одноимённых параметров в соответствующих точках геометрически подобных систем. При этом состав величин, входящих в данное соотношение, может варьироваться в зависимости от характера рассматриваемого явления. Связи между подобными объектами определяются физическими законами, отражающими сущность исследуемого процесса. Вследствие этого константы подобия не могут задаваться произвольно, а должны выводиться на основе уравнений связи, представляющих собой математическое выражение соответствующих физических закономерностей [74].

Физическое моделирование и теория подобия являются одним из наиболее эффективных инструментов исследования напряжённо–деформированного состояния (НДС) строительных конструкций. Их применение позволяет получать экспериментальные данные на масштабных моделях с последующим переносом результатов на натурные объекты.

В области железобетонных конструкций данная задача приобретает особую сложность, что обусловлено нелинейным характером деформирования материала, стадийностью работы конструкции (до и после трещинообразования), а также влиянием масштабного эффекта.

Несмотря на значительное развитие методов численного моделирования, вопросы достоверного переноса результатов физического моделирования на натурные железобетонные конструкции остаются недостаточно разработанными. В частности, отсутствуют универсальные подходы к определению констант подобия, учитывающих изменение напряжённо–деформированного состояния конструкции на различных стадиях её работы.

В связи с этим возникает необходимость разработки экспериментально обоснованной методики физического моделирования железобетонных конструкций, обеспечивающей корректный перенос результатов модельных испытаний на натурные конструкции.

Необходимо отметить, что стремительное развитие вычислительной техники в конце XX века привело к кардинальным изменениям в научно–технической сфере, вызвав гигантский скачок в области математического и виртуального моделирования. Применение вычислительных технологий позволило исследователям и инженерам значительно ускорить процессы анализа сложных систем, повысить точность прогнозирования их поведения и снизить затраты на проведение натуральных экспериментов [76]. Виртуальное моделирование нашло широкое применение в самых различных областях, включая строительство, машиностроение, аэрокосмическую и медицину, предоставляя уникальные возможности для изучения сложных процессов, недоступных для прямого наблюдения или измерения. Данные достижения способствовали повышению эффективности инженерных решений, оптимизации технологических процессов и росту научной результативности.

Вместе с тем вопросы повышения точности математического и комплексного физического моделирования остаются до конца не решёнными, что определяет их актуальность и необходимость дальнейших исследований.

Степень научной разработанности изучаемой проблемы.

Исследования в области теории подобия охватывают длительный исторический период, начиная с конца XIX века, когда были сформированы фундаментальные положения теории подобия и размерного анализа. Существенный вклад в развитие данного научного направления внесли такие учёные, как Алабужев П. М., Геронимус В. В., Минкевич Л. М., Шеховцов Б. А. [1], Архипов В. А., Березиков А. П. [7], Веников В. А., Веников Г. В. [17], Кирпичев М. В. [54], Мастаченко В. Н. [70–73], Монахенко Д. В. [78], Назаров А. Г. [81–83], Новицкий В. В. [86], Покровский Г. И., Федоров И. С. [89], Поляков Л. П., Файнбург В. М. [90], Пряхин Д. В. [112], Седов Л. И. [99], Крамаренко Н. В. [63], Эйгенсон Л. С. [124], Чемодуров В. Т., Литвинова Э. В. [119], Гухман А. А. [37], Кутателадзе С. С. [65], Тирский Г. А. [114, 115], Иванов М. Г. [42], Иванов И. Е., Ерещенко В. Е. [41], Шаповалов Л. А. [121], Шенк Х. [122], Романов О. Я., Ходосов В. В. [95], Санников Р. Х. [98],

Амасын Р. О. [5], Хантли Г. [117], Клайн С. Дж. [55], Прис Б. В., Дэвис Д. Д. [92] и другие исследователи. В указанных работах получили развитие теоретические основы физического моделирования, включая вопросы масштабного эффекта, закономерности изменения механических характеристик материалов при переходе от модели к натурному объекту, а также особенности статического и динамического поведения строительных конструкций. Значительное внимание уделено разработке критериев подобия и методам анализа размерностей, позволяющим формализовать условия перехода от модельных исследований к реальным объектам.

Следует отметить, что большинство исследований в данной области ориентировано преимущественно на теоретические аспекты подобия и математическое описание процессов, тогда как экспериментальная проверка констант подобия для строительных конструкций, в особенности железобетонных элементов, получила ограниченное развитие. Это связано с высокой сложностью экспериментального определения условий подобия, обусловленной нелинейным характером деформирования железобетона, стадийностью его работы, а также влиянием масштабного эффекта.

Таким образом, несмотря на значительный объём выполненных исследований, вопросы экспериментального определения и обоснования констант подобия, обеспечивающих достоверный перенос параметров напряжённо-деформированного состояния с модели на натурную железобетонную конструкцию, остаются недостаточно изученными и требуют дальнейшего развития.

Связь исследования с программами (проектами) и научной темой.

Тема диссертационной работы имеет непосредственную связь с приоритетными направлениями развития строительной отрасли, а также с процессами цифровизации проектирования строительных конструкций. Актуальность рассматриваемого направления обусловлена необходимостью повышения надёжности и эффективности проектных решений на основе

применения современных методов экспериментального и численного моделирования.

Указанные направления определены Стратегией развития строительной отрасли Республики Таджикистан на период до 2030 года, утверждённой постановлением Правительства Республики Таджикистан от 27 апреля 2022 г. № 203 [109]. В рамках данной стратегии особое внимание уделяется внедрению инновационных технологий, совершенствованию методов расчёта и проектирования строительных конструкций, а также развитию научных исследований, направленных на повышение их надёжности и долговечности.

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Цель диссертационной работы заключается в научном обосновании и экспериментальной реализации методики физического моделирования железобетонных балок, направленной на определение коэффициентов и критериев подобия, обеспечивающих достоверный перенос параметров напряжённо-деформированного состояния с модельных образцов на натурные конструкции.

Для достижения поставленной цели последовательно решены следующие задачи:

1. Выполнить теоретический анализ физического моделирования железобетонных конструкций на основе теории подобия и определить ключевые факторы, влияющие на формирование НДС, а также на достоверность переноса результатов модельных испытаний на натурные конструкции.

2. Провести натурные экспериментальные исследования железобетонных балок с целью установления параметров их напряжённо-деформированного состояния при статическом нагружении.

3. На основе принципов теории подобия и методов размерного анализа определить теоретические константы, характеризующие геометрическое, механическое и силовое подобие.

4. Провести экспериментальные исследования модельных железобетонных балок и определить характеристики их напряжённо - деформированного состояния в характерных точках и сечениях.

5. Установить закономерности распределения усилий и деформаций в характерных сечениях и точках натуральных и модельных балок.

6. Определить безразмерные константы подобия, обеспечивающие корректный перенос характеристик напряжённо-деформированного состояния с моделей на натурные балки.

7. Сформулировать критерии подобия, позволяющие выполнять достоверный перенос результатов физического моделирования железобетонных балок на натурные конструкции в диапазоне от упругой стадии до стадии разрушения.

8. Выполнить нелинейное численное моделирование работы натуральных и модельных железобетонных балок методом конечных элементов с учётом фактических характеристик материалов и осуществить сопоставительный анализ результатов моделирования с экспериментальными данными для оценки их достоверности.

Объект исследования – изгибаемые железобетонные балки, работающие в условиях статического нагружения, рассматриваемые как физические системы с нелинейным напряжённо-деформированным состоянием.

Предмет исследования – определение критериев и коэффициентов подобия, обеспечивающих достоверный перенос параметров напряжённо-деформированного состояния с физической модели на натурные железобетонные балки.

Научная новизна исследования заключается в:

– разработке экспериментально обоснованной методики физического моделирования изгибаемых железобетонных элементов, базирующейся на положениях теории подобия и позволяющей выполнять переход от

результатов модельных испытаний к параметрам работы натурной конструкции;

– предложении комплексного коэффициента подобия, учитывающего нелинейный характер деформирования бетона и арматуры, изменение жёсткости сечения после трещинообразования и стадийность работы железобетонной балки при статическом нагружении;

– экспериментальном установлении необходимости масштабного моделирования ширины раскрытия трещин как одного из определяющих параметров напряжённо-деформированного состояния; на этой основе получена эмпирическая зависимость для переноса значений ширины раскрытия трещин от модельной балки к натурной конструкции;

– обосновании методики физически нелинейного численного моделирования натуральных и модельных железобетонных балок методом конечных элементов, предусматривающей использование фактических диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Теоретическая и практическая значимость исследования.

Полученные научно обоснованные результаты развивают положения теории подобия и размерного анализа применительно к физическому моделированию изгибаемых железобетонных балок при статическом нагружении. Обоснованные критерии и комплексный коэффициент подобия позволяют выполнять перенос параметров напряжённо-деформированного состояния от физической модели к натурной конструкции в диапазоне от упругой стадии до стадии разрушения. Практическая значимость работы заключается в возможности применения разработанной методики для прогнозирования напряжённо-деформированного состояния и оценки работоспособности железобетонных балок по второму предельному состоянию. Предложенная методика может быть использована при обосновании эффективности способов усиления железобетонных балок композиционными материалами. Это позволяет на стадии модельных испытаний оценивать особенности работы таких конструкций и формировать

рекомендации по их применению в натуральных железобетонных элементах. Результаты исследования могут быть использованы в научно-исследовательских и проектных организациях, лабораториях экспериментальных исследований, а также в учебном процессе образовательных учреждений технического профиля.

Положения, выносимые на защиту:

1. Результаты экспериментального исследования напряжённо-деформированного состояния натурной железобетонной балки при статическом нагружении от упругой стадии до стадии разрушения, используемые в качестве эталонной базы для подтверждения достоверности переноса данных модельных испытаний.

2. Теоретически и экспериментально обоснованная методика физического моделирования железобетонных балок, обеспечивающая прогнозную оценку параметров напряжённо-деформированного состояния натурной конструкции по результатам модельных испытаний.

3. Критерии и комплексный коэффициент подобия, обеспечивающие перенос параметров напряжённо-деформированного состояния от модельной к натурной железобетонной балке с учётом нелинейной работы конструкции, включая нагрузку, изгибающие моменты, прогибы и ширину раскрытия трещин.

4. Методика физически нелинейного численного моделирования натуральных и модельных железобетонных балок методом конечных элементов в ПК ЛИРА-САПР с учётом фактических характеристик бетона и арматуры и верификацией расчётных результатов по экспериментальным данным.

Степень достоверности результатов. Степень достоверности результатов диссертационного исследования определяется использованием теоретически обоснованной методики, основанной на положениях теории железобетона, строительной механики, теории подобия. Полученные результаты подтверждены сопоставлением данных натуральных и модельных экспериментов и сравнением с результатами физически нелинейного

численного моделирования, выполненного методом конечных элементов в программном комплексе ЛИРА–САПР 2022.

Диссертация соответствует паспорту научной специальности:

Диссертационная работа соответствует паспорту научной специальности 6D072900 – Строительство, утверждённому решением Президиума Высшей аттестационной комиссии при Президенте Республики Таджикистан от 29 декабря 2020 года, № 6.

Исследование охватывает следующие пункты паспорта специальности:

6. Разработка и совершенствование методов и систем оценки качества строительных конструкций зданий и сооружений в период их строительства, эксплуатации, усиления и восстановления;

22. Линейная и нелинейная механика конструкций и сооружений, разработка физико–математических моделей их расчёта;

24. Численные методы расчёта сооружений и их элементов;

25. Теория и методы оптимизации сооружений.

Личный вклад докторанта в получение научных результатов заключается в выборе объекта исследования, разработке методики физического моделирования железобетонных балок, подготовке и проведении натуральных и модельных экспериментальных исследований, получении, обработке и анализе результатов испытаний. Сформулированы выводы и подготовлены научные публикации по теме диссертации.

Апробация и реализация. Основные результаты экспериментальных, теоретических и численных исследований по теме диссертационной работы были представлены и обсуждены на Международной научно–практической конференции «Архитектура и градостроительство Таджикистана: вчера – сегодня – завтра» (г. Душанбе, 2022) и X Международной научно–практической конференции «Наука – основа инновационного развития» (г. Душанбе, 2025).

Публикации по теме диссертации. Основные положения и результаты диссертационного исследования отражены в 9 научных публикациях автора, в том числе 5 публикаций размещены в рецензируемых научных изданиях, рекомендованных Высшей аттестационной комиссией при Президенте Республики Таджикистан для опубликования основных результатов диссертационных исследований, 1 статья опубликована в международном научном журнале и 3 работы – в сборниках материалов научно – практических конференций и иных научных изданиях. Из общего числа опубликованных работ 6 публикаций входят в Российский индекс научного цитирования.

Для дальнейшего развития исследований, связанных с испытанием физических моделей строительных конструкций, зданий и сооружений на динамические воздействия, разработан «Стенд для моделирования сейсмических воздействий на физические модели зданий и сооружений», на который получен малый патент Республики Таджикистан №1453.

Структура и объём диссертации.

Диссертация состоит из введения, общей характеристики работы, четырёх глав, заключения, рекомендаций по практическому использованию результатов, списка литературы, списка основных публикаций по теме диссертации и приложений. Основной текст диссертации до списка литературы изложен на 238 страницах. Общий объём диссертации без учёта приложений составляет 253 страницы, с учётом приложений – 282 страницы. Работа содержит 151 рисунок, 61 таблицу и 3 приложения. Список литературы включает 132 наименования трудов отечественных и зарубежных авторов.

ГЛАВА 1. ОБЗОР И АНАЛИЗ МЕТОДОВ ФИЗИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ В ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЯХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1.1. Модель как инструмент научно–экспериментального исследования и объект инженерного моделирования

Моделирование является одним из основных методов научного познания и инженерного анализа, позволяющим исследовать свойства и закономерности работы реальных объектов посредством их упрощённого, но целенаправленно построенного отображения. В строительной механике и теории железобетона моделирование приобретает особое значение, поскольку натурные испытания конструкций часто связаны со значительными материальными затратами, сложностью организации испытательного процесса, необходимостью применения мощного оборудования и риском разрушения опытных образцов.

Экспериментальные исследования в строительной науке позволяют получать достоверные данные о работе конструкций под действием внешних нагрузок, выявлять особенности формирования напряжённо–деформированного состояния, процессы трещинообразования, развития деформаций и наступления предельных состояний. Однако проведение таких исследований непосредственно на натуральных объектах не всегда является рациональным или технически возможным. В этих условиях модель выступает как замещающий объект, позволяющий воспроизводить наиболее существенные свойства исследуемой конструкции в контролируемых лабораторных условиях.

Согласно определению В.А. Штоффа, модель представляет собой мысленно представляемую или материально реализованную систему, которая, отображая или воспроизводя объект исследования, способна заменить его таким образом, что её изучение даёт новую информацию об этом объекте [120, 123]. Данное определение подчёркивает основное назначение модели –

получение информации об оригинале при условии сохранения существенных связей и закономерностей его поведения.

В инженерных исследованиях строительных конструкций применяются различные виды моделей. Для данной работы наибольшее значение имеют физические и математические модели. Физическая модель воспроизводит объект исследования в материальной форме и должна сохранять с ним необходимые условия геометрического, физического и механического подобия. Математическая модель описывает поведение конструкции с использованием расчётных зависимостей, уравнений механики деформируемого твёрдого тела и численных методов анализа.

Физическое моделирование железобетонных конструкций эффективно только при обоснованном выборе масштаба, материалов модели, схемы армирования, граничных условий и режима нагружения. При этом результаты модельного эксперимента не могут быть непосредственно перенесены на натурную конструкцию без соблюдения условий подобия. Поэтому достоверность физического моделирования определяется не только качеством изготовления и испытания модели, но и корректностью установления критериев и коэффициентов подобия.

Таким образом, модель в инженерном исследовании выступает как научно обоснованный инструмент изучения работы реальной конструкции. Для железобетонных балок, характеризующихся нелинейным деформированием бетона и арматуры, образованием и развитием трещин, а также стадийным характером работы под нагрузкой, применение физического моделирования требует опоры на положения теории подобия и размерного анализа. Это определяет необходимость дальнейшего рассмотрения теоретических основ подобия, критериев моделирования и условий переноса результатов модельных испытаний на натурные конструкции.

1.1.1. Модель. Основные понятия моделирования

Модель представляет собой объект или описание объекта, которое используется для замещения другой системы (оригинала) с целью её изучения или воспроизведения отдельных свойств. Согласно одному из общепринятых определений, модель – это «объект или описание объекта, системы для замещения (при определённых условиях, предположениях, гипотезах) одной системы другой системой с целью исследования оригинала или воспроизведения его свойств» [1].

Процесс моделирования базируется на принципе аналогии между оригиналом и моделью. При этом отображение свойств оригинальной системы на модель осуществляется с помощью определённых правил и допущений. Как отмечается в научной литературе, «модель – результат отображения одной структуры на другую» [2]. Например, отображая физическую систему на математическую, можно получить физико–математическую модель или математическую модель физической системы, описывающую поведение объекта на основе системы уравнений, отражающих физические закономерности.

Моделирование рассматривается как процесс сопоставления результатов исследования модельного и натурального объектов на основе подобных преобразований (анализа подобия). Таким образом, моделирование означает осуществление каким–либо способом отображения или воспроизведения действительности для изучения имеющихся в ней объективных закономерностей. Общей задачей теории моделирования является разработка методологии, направленной на упорядочение регистрации и обработки информации об объектах, существующих вне нашего сознания и взаимодействующих между собой и внешней средой, а также отыскание ответов на практические вопросы [4]. В зависимости от метода и уровня условности на рис. 1 представлена классификация моделей по их природе, способу представления, характеру связей, динамическим свойствам, уровню моделирования и области применения.

Исследовательские задачи, решаемые с помощью моделей, можно разделить на четыре подгруппы:

– прямые задачи анализа, при решении которых исследуемая система задаётся параметрами элементов, начальными условиями, структурной схемой или математическими уравнениями. Необходимо определить реакцию системы на приложенные внешние воздействия и нагрузки;

– обратные задачи анализа, которые по известной реакции системы требуют найти силы (возмущения), заставившие рассматриваемую систему прийти к данному состоянию и вызвавшие данную реакцию;

– задачи синтеза, иногда называемые инверсными задачами, заключаются в определении таких параметров системы, при которых протекающие в ней процессы приобретают заданные, предпочтительные по определённым критериям характеристики. Эти процессы могут быть представлены дифференциальными уравнениями либо описаны посредством соответствующих выходных параметров.

– индуктивные задачи, решение которых имеет целью проверку гипотез, уточнение математических моделей, описывающих процессы в системе, а также на выявление и анализ характеристик её элементов.

Моделирование – это процесс построения модели, направленный на воспроизведение существенных характеристик и закономерностей функционирования оригинала. Моделирование охватывает:

- определение цели исследования;
- выбор исходных параметров и условий;
- формализацию объекта (включая упрощения и допущения);
- разработку модели (математическую, физическую, информационную);
- проведение анализа, эксперимента или численного расчёта;
- анализ результатов и перенос их на реальный объект.

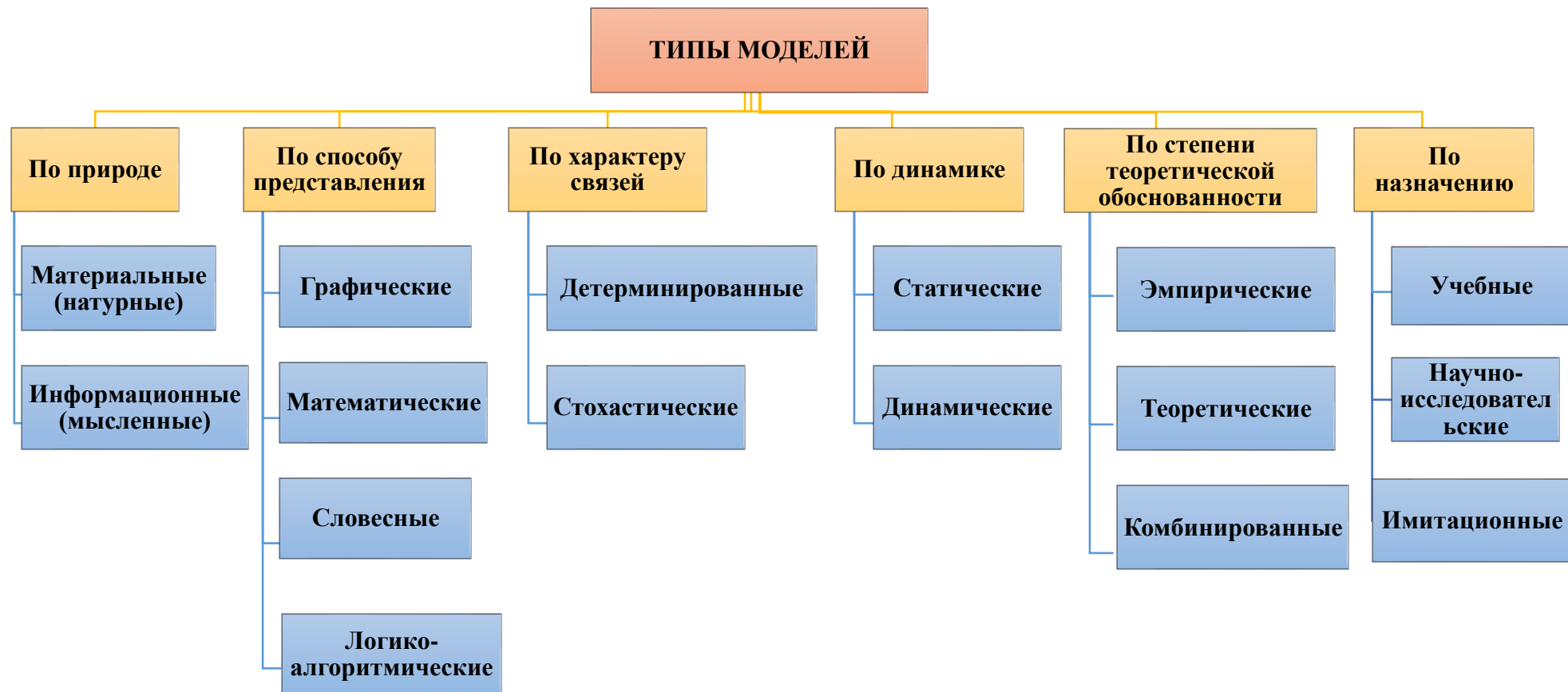


Рисунок 1.1. Классификация моделей

Достоверные результаты могут быть получены экспериментально. Однако со сложностью конструкций и сооружений существенно возрастают трудоемкость, стоимость и сроки проведения исследований. Это относится и к методам физического моделирования.

Л.И. Седов так определяет процесс моделирования: «Моделирование это есть замена изучения интересующего нас явления в натуре изучением аналогичного явления на модели меньшего или большего масштаба, обычно в специальных лабораторных условиях. Основным смыслом моделирования заключается в том, чтобы по результатам опытов с моделями можно было давать необходимые ответы о характере эффектов и о различных величинах, связанных с явлением в натуральных условиях» [99].

Из этого определения следует, что в моделировании участвуют два явления или объекта – натуральный и модельный, процесс моделирования можно изобразить графически в виде четырёх этапов работ (рис. 1.2). При этом в процессе моделирования теория подобия и размерный анализ (ТПР) занимает место информационной среды между натурным и модельным объектом [82].

На рис. 1.2 схематично показаны четыре этапа моделирования, включающие формулировку задачи на натурном объекте, построение физической или математической модели, анализ с использованием теории подобия и размерного анализа, а также последующий анализ результатов для перехода от модели к натурной конструкции.

С практической точки зрения, моделирование позволяет перейти от сложного или труднодоступного объекта к более простому, удобному и управляемому представлению, на котором можно проводить анализ, эксперименты или расчёты. Это особенно актуально в инженерных дисциплинах, где конструкции часто имеют сложную структуру, нелинейные свойства материалов и подвержены воздействию множества факторов.

Порядок создания модели, проведения эксперимента и переноса результатов на натурную конструкцию включает следующие основные этапы:

–определение целей и вида испытаний, что позволяет сформулировать задачи исследования и выбрать соответствующие методы испытаний.

–анализ характеристик натурной конструкции, включающий определение сечений элементов, характеристик бетона и арматуры, а также параметров армирования – шага и диаметра стержней, а также определение нагрузок, действующих на конструкцию.

–перечисление ключевых величин, определяющих явление, и их размерный анализ, необходимый для выявления безразмерных параметров, управляющих поведением системы.

–определение необходимых и достаточных независимых безразмерных чисел (критериев подобия) на основе применения π -теоремы Букингема, а также формулирование условий подобия, которым должна удовлетворять модель.

–выбор и назначение коэффициентов масштабирования, включая геометрический масштаб и масштаб напряжений, что связано с подбором материалов модели и требованиями к их свойствам.

–переход от натурной конструкции к модели, то есть изготовление масштабной модели в соответствии с требованиями теории подобия и назначение соответствующих нагрузок.

–проведение испытаний модели, направленных на получение экспериментальных данных.

–переход от результатов модели к натурной конструкции, то есть масштабирование экспериментальных данных в соответствии с установленными законами подобия для применения к реальному объекту.

–анализ полученных результатов, включающий оценку соответствия модели исследуемому объекту и формулирование выводов, обоснованных экспериментальными данными.



Рисунок 1.2. Схема физического моделирования железобетонных конструкций на основе теории подобия

1.1.2. Цели и прикладное значение моделирования в инженерных исследованиях

Моделирование занимает одно из центральных мест среди методов инженерного анализа и научного исследования, особенно в тех ситуациях, когда проведение испытаний на реальном объекте оказывается затруднительным, экономически затратным, потенциально опасным либо технически неосуществимым. Направленность и цели моделирования определяются как особенностями изучаемой системы, так и этапом её разработки, и характером поставленных задач. В строительной науке моделирование широко используется на различных стадиях жизненного цикла конструкции – от проектирования и экспериментальной верификации до процессов оптимизации и эксплуатации.

Модель не воспроизводит объект в полном объёме, а лишь отражает те его свойства, которые являются значимыми с точки зрения предполагаемого назначения модели. В этой связи ключевым понятием при моделировании выступает цель моделирования, под которой понимается функциональное назначение создаваемой модели. Именно цель определяет, какие характеристики оригинала должны быть воспроизведены в модели. Иными словами, модель представляет собой упрощённое, но целенаправленно сконструированное подобие реального объекта, акцентирующее внимание на его существенных свойствах, имеющих значение для достижения целей исследования.

К числу основных целей моделирования в инженерных исследованиях относятся:

Изучение сложных объектов и процессов. Моделирование даёт возможность исследовать работу конструкций в условиях, когда прямой эксперимент затруднён, экономически нецелесообразен или технически невозможен. В строительной механике это особенно важно при анализе сложного напряжённо-деформированного состояния, развития трещин, потери устойчивости, разрушения материалов и других нелинейных процессов.

Снижение затрат на проведение исследований. Натурные испытания строительных конструкций требуют значительных материальных ресурсов,

длительной подготовки и применения специального оборудования. Использование физических и математических моделей позволяет уменьшить объём экспериментальных работ, сократить сроки исследования и повысить его общую эффективность.

Обеспечение безопасности экспериментальных работ. Испытания реальных конструкций, особенно при действии предельных, аварийных или разрушительных нагрузок, могут сопровождаться риском для оборудования и персонала. Моделирование позволяет воспроизводить такие условия в контролируемой лабораторной или расчётной среде без непосредственной угрозы для объекта и исследователей.

Проверка теоретических положений и расчётных моделей. Моделирование применяется как средство проверки инженерных гипотез, расчётных схем и принятых допущений. Сопоставление модельных, экспериментальных и аналитических данных позволяет уточнять параметры расчёта и повышать достоверность получаемых результатов.

Прогнозирование поведения конструкции в условиях эксплуатации. Физические и математические модели позволяют оценивать реакцию строительного объекта на изменение нагрузок, свойств материалов, условий эксплуатации и других влияющих факторов. Такой подход используется при исследовании надёжности, долговечности и работоспособности конструкций.

Совершенствование проектных решений. Моделирование применяется для выбора рациональных геометрических параметров, материалов, схем армирования и конструктивных решений. Это позволяет повысить эффективность проектирования при сохранении требуемого уровня прочности, жёсткости и надёжности конструкции.

Подготовка и планирование экспериментальных исследований. Предварительное моделирование позволяет определить наиболее значимые параметры, оценить чувствительность конструкции к их изменению и выбрать рациональные режимы испытаний. Это способствует более обоснованной

организации эксперимента и эффективному использованию исследовательских ресурсов.

Таким образом, моделирование является одним из ключевых инструментов современной инженерной науки. Его применение позволяет получать обоснованные данные о поведении исследуемого объекта, снижать затраты на проведение экспериментов, повышать безопасность исследований и обеспечивать более высокую достоверность принимаемых технических решений.

1.2. Основы теории подобия и размерного анализа в инженерных исследованиях

1.2.1. Понятие теории подобия и её классификация основных видов

Развитие строительной науки невозможно представить без глубокого понимания физических закономерностей, лежащих в основе работы конструкций. Одним из эффективных инструментов анализа и моделирования таких закономерностей является теория подобия и размерности, позволяющая перейти от сложных реальных объектов к их упрощённым физическим или численным моделям с сохранением ключевых характеристик поведения конструкции.

Теория подобия широко используется в инженерной практике для оценки прочности, жёсткости, устойчивости и других свойств строительных конструкций без необходимости проводить натурные испытания. Она особенно важна при проектировании уникальных сооружений, моделировании аварийных ситуаций, разработке новых конструктивных решений и оптимизации инженерных систем.

Несмотря на широкое распространение теории подобия в механике сплошных сред, гидродинамике и аэродинамике, её применение в строительной механике имеет свои особенности. В частности, возникают сложности, связанные с масштабным эффектом, неоднородностью материалов (например, железобетона), нелинейными свойствами и особенностями работы конструкций в предельных состояниях.

Под подобием в инженерной механике и теории моделирования понимается взаимно однозначное соответствие между моделью и оригиналом, а также, в более широком смысле, между различными системами или процессами. Такое соответствие устанавливается путём выбора и применения коэффициентов подобия, которые обеспечивают сохранение основных физических закономерностей при переходе от одного объекта к другому [82].

В инженерной механике принято выделять четыре основных вида подобия: геометрическое, аффинное, кинематическое и динамическое. Каждый из них отражает определённый аспект соответствия между моделью и натурным объектом и используется в зависимости от характера исследуемого процесса.

1. Геометрическое подобие – представляет собой совпадение формы между моделью и натурным объектом при сохранении пропорций всех линейных размеров. Модель и натурная конструкция должны быть геометрически подобными, что предполагает соблюдение одинакового коэффициента масштабирования (k_L) по всем линейным направлениям. Это означает, что отношения соответствующих размеров модели и прототипа (длины, высоты, ширины) должны быть постоянными, обеспечивая полное геометрическое соответствие между объектами:

$$b_n = k_L \cdot b_m, h_n = k_L \cdot h_m, L_n = k_L \cdot L_m. \quad (1.1)$$

Для вывода масштаба площадей рассмотрим подобные прямоугольники:

–площадь натуры:

$$S_n = a_n \cdot b_n. \quad (1.2)$$

–площадь модели:

$$S_m = a_m \cdot b_m. \quad (1.3)$$

Из выражения (1.2) с учетом (1.1 и 1.3) получим следующие зависимости:

$$S_n = a_n \cdot b_n = k_L a_m \cdot k_L b_m = k_L^2 a_m \cdot b_m = k_L^2 S_m. \quad (1.4)$$

Для геометрически подобных объёмных тел масштаб объёмов получается аналогично:

$$V_n = a_n \cdot b_n \cdot h_n = k_L a_m \cdot k_L b_m \cdot k_L h_n = k_L^3 a_m \cdot b_m \cdot h_m = k_L^3 V_m. \quad (1.5)$$

2. Аффинное подобие – представляет собой обобщение геометрического подобия и применяется в тех случаях, когда масштабы преобразования по различным координатным направлениям не совпадают. Термин "аффинное" происходит от латинского «affinis», что означает «связанный», «родственный».

Сущность аффинного подобия заключается в том, что при сохранении общей геометрической конфигурации модели допускается различие масштабных коэффициентов вдоль разных осей. Это позволяет учитывать особенности пространственной деформации конструкций, особенно в тех случаях, когда один из размеров значительно меньше остальных и оказывает существенное влияние на напряжённо–деформированное состояние системы [99].

Типичным примером использования аффинного подобия служит моделирование тонкостенных оболочек и плит, в которых для габаритных размеров (длины и ширины) задаются одни масштабные коэффициенты, а для толщины–другие. Такой подход обеспечивает более точное воспроизведение механических характеристик и полей напряжений в условиях лабораторного эксперимента и является широко применяемым при исследовании пространственных тонкостенных элементов строительных и инженерных конструкций [56].

3. Кинематическое подобие основано на сохранении соответствия траекторий движения, скоростей и временных характеристик между моделью и натурной системой. Оно имеет важное значение при исследовании динамических процессов.

Аналогично масштабу геометрического подобия вводим масштаб времени:

$$K_t = \frac{t_n}{t_m}, \quad (1.6)$$

откуда время для натуре

$$t_n = K_t \cdot t_m. \quad (1.7)$$

Для кинематического подобия требуется, чтобы в любой момент времени сходственные точки модели и натурального объекта перемещались по геометрически подобным траекториям с соблюдением постоянного отношения скоростей и времен. Это условие можно выразить через масштабные коэффициенты:

$$v_n = \frac{l_n}{t_n} = \frac{K_L \cdot l_m}{K_t \cdot t_m} = K_v \cdot v_m, \quad K_v = \frac{K_L}{K_t}. \quad (1.8)$$

4. Динамическое подобие представляет собой наиболее обобщённую форму подобия, при которой соблюдается не только геометрическое и кинематическое соответствие между моделью и натурным объектом, но также сохраняются соотношения между всеми силами, действующими в системе. Это означает, что для каждой пары сходственных точек модели и прототипа должны быть одинаковыми отношения между соответствующими силами: инерционными, тяжестью, упругими, вязкими и другими.

Условия динамического подобия механических систем формулируются следующим образом:

$$F_n = m_n a_n = \rho_n V_n a_n = \rho_n L_n^3 \frac{L_n}{t_n^2} = \rho_n L_n^2 \left(\frac{L_n}{t_n} \right)^2 = \rho_n L_n^2 v_n^2, \quad (1.9)$$

Для динамического подобия механических систем необходимо, чтобы силы находились в соотношении:

$$\frac{F_n}{F_m} = K_F = \frac{\rho_n L_n^2 v_n^2}{\rho_m L_m^2 v_m^2} = K_\rho K_L^2 K_v^2. \quad (1.10)$$

Математическое выражение общего закона динамического подобия, впервые сформулированного И. Ньютоном, известно как критерий Ньютона, который применяется для описания условий динамического подобия механических систем:

$$\frac{F_n}{\rho_n L_n^2 v_n^2} = \frac{F_m}{\rho_m L_m^2 v_m^2} = const, \quad (1.11)$$

$$\frac{F}{\rho L v^2} = Ne \quad (1.12)$$

Для установления динамического подобия требуется выполнение определённых условий, выражаемых в виде безразмерных критериев. Наиболее распространёнными среди них являются:

–число Фруда, характеризующее соотношение между инерционными и гравитационными силами;

–число Рейнольдса, отражающее соотношение между инерционными и вязкими силами;

–число Маха, определяющее отношение скорости потока к скорости звука;

–число Вебера и другие, зависящие от специфики рассматриваемого явления.

Кроме четырёх основных методов моделирования – геометрического, аффинного, кинематического и динамического – существует классификация подобия, основанная на степени соответствия параметров и процессов натурной системы и её модели. Эта классификация включает полное, неполное и приближённое подобия, которые определяют качество воспроизведения исходной системы в модели:

–полное подобие предполагает выполнение соотношения между всеми параметрами оригинальной системы и модели.

–неполное подобие характеризуется совпадением лишь отдельных параметров или процессов между оригиналом и моделью – либо в пространственной, либо во временной области.

–приближённое подобие имеет место в случае, когда значения инвариантов подобия для оригинала и модели близки друг к другу и находятся в пределах критической области допустимых отклонений.

Необходимо разграничивать понятия константы подобия и инварианта подобия. Константа подобия представляет собой величину, сохраняющую постоянное значение во всех точках одной и той же системы, однако она может изменяться при переходе от одной пары подобных явлений к другой. Напротив, инвариант подобия меняется в различных точках системы, отражая характеристику, численное значение которой варьируется в пределах

исследуемого объекта. Вместе с тем при переходе от одного явления к другому, аналогичному по физической природе, инвариант подобия остаётся неизменным в соответствующих точках, что свидетельствует о наличии подобия между процессами.

1.2.2. Основные положения и теоремы теории подобия

Теория подобия опирается на несколько фундаментальных теорем, которые раскрывают принципы использования безразмерных параметров и критериев подобия в физическом моделировании [73]. Рассмотрим основные из них:

Первая теорема (Ньютона–Бертрана) – Явления и процессы, происходящие в геометрически подобных системах (объектах), называются (геометрически) подобными, если в этих системах (объектах) во всех геометрически сходственных точках отношения соответствующих одноименных величин, характеризующих эти явления и процессы, представляют собой тождественные постоянные. Эти отношения называются константами подобия [1, 17, 37, 73].

В подобных процессах критерии подобия численно равны. Это означает, что при моделировании объектов или явлений с использованием теории подобия, величины, характеризующие физическое поведение процессов (например, силы, моменты и прочее), в модели и реальном объекте будут численно совпадать при соблюдении условий подобия. Таким образом, для верности модели достаточно измерять параметры, входящие в критерии подобия, чтобы затем сделать выводы о поведении натуральных объектов [73].

Вторая теорема (Букингема – Федермана) – Если некоторые явления или процессы в геометрически подобных системах описываются одинаковыми системами безразмерных уравнений с имеющими одинаковый вид начальными и граничными условиями на (геометрически) сходственных границах, то такие явления или процессы называются подобными между собой.

Данная теорема подчёркивает, что математическая модель, построенная на основе дифференциальных уравнений, может быть преобразована в безразмерные уравнения, что значительно упрощает анализ и интерпретацию

результатов. Более того, критериальные уравнения позволяют точно установить пределы их применения и область, в которой они корректны [17].

Третья теорема (Кирпичева–Гухмана) – необходимыми и достаточными условиями для создания подобия является пропорциональность сходственных параметров, входящих в условия однозначности, и равенство критериев подобия сопоставляемых явлений.

Это положение утверждает, что в тех случаях, когда условия, определяющие явление или процесс, аналогичны в модели и в натуре, можно использовать одинаковые критерии подобия для обоих. Применение этой теоремы даёт возможность распространять полученные результаты и критериальные уравнения на другие ситуации, где условия подобия соблюдены и критерии одинаковы [17].

Приведённые теоремы составляют фундаментальную основу теории подобия и служат теоретическим каркасом для построения методов физического и математического моделирования инженерных систем и конструкций. Их практическое применение особенно актуально при исследовании объектов со сложной структурой и многопараметрическими процессами, поведение которых затруднительно или невозможно описать замкнутой системой аналитических уравнений. Использование безразмерных критериев и соответствующих теорем позволяет обоснованно осуществлять переход от модели к натурному объекту, обеспечивая корректность результатов моделирования и возможность их достоверного анализа и применения в инженерной практике.

1.2.3. Теоретические основы критериев подобия, π – теорема

Критерии подобия – безразмерные комбинации, которые составлены из физических величин, описывающих процессы в исследуемых объектах.

Принято обозначать критерии подобия буквой π . В соответствии с теорией подобия при экспериментах необходимо измерять все величины, входящие в критерий. Обработать результаты следует в виде зависимостей между критериями подобия. Полученные таким образом зависимости будут

справедливы не только для данного эксперимента, но и для всех подобных объектов [69, 88, 113].

Вторую теорему подобия часто называют π –теоремой. Однако π –теорема является более информативной и имеет прикладной характер.

В соответствии с π –теоремой, если процесс в объекте характеризуется m фундаментальными физическими величинами, для выражения размерностей которых используется k основных единиц, то этот процесс можно описать $n-k$ безразмерными комбинациями, составленными из этих величин [45].

Из теоремы следуют два важных практических вывода:

– уравнения, описывающие физические процессы, могут быть выражены уравнениями связи между безразмерными комбинациями – критериями подобия. Последние уравнения будут справедливы для всех подобных объектов.

– число независимых критериев равно $n-k$. Оно меньше числа размерных физических переменных на число основных единиц. Т.е. речь идет об уменьшении числа переменных, которыми описывают процесс. Это в свою очередь ведет к уменьшению объема экспериментальных исследований и делает результаты более наглядными.

1.2.4. Метод анализа размерностей

Установление законов подобия тесно связано с анализом размерностей физических величин, характеризующих рассматриваемое явление.

Величины, числовое значение которых зависит от принятой системы единиц измерения, называются размерностью. Величины, числовое значение которых не зависит от принятой системы единиц измерения, называются безразмерными. Длина, время, сила, энергия и т.д. могут служить примерами размерных величин. Отношение двух длин, отношение квадрата длины к площади, отношение энергии к моменту силы, отношение модуль деформации к напряжениям и т.п.–примеры безразмерных величин [16, 42].

На практике при изучении механических явлений достаточно установить единицы измерения для трех величин. Так, в физических исследованиях и в

технике удобно за основные единицы взять единицы длины (l), время (t) и масса (m) [16, 42, 117].

Планирование эксперимента заключается в том, чтобы получить максимальный объем информации при наименьших затратах на эксперимент. Самым известным способом добиться компактности плана эксперимента является анализ размерностей – метод установления связи между физическими величинами, существенными для изучаемого явления, основанный на рассмотрении размерностей этих величин.

В ряде случаев из-за сложности процесса невозможно составить его полное математическое описание в виде системы дифференциальных уравнений, а возможно лишь в самом общем виде представить зависимость между физическими величинами и геометрическими параметрами, характеризующими процесс.

Вид такой зависимости можно найти на основе анализа размерностей физических величин, входящих в уравнения. Этот метод основан на том факте, что решение физических задач не должно зависеть от выбора системы единиц, которая отражается только на численных значениях коэффициентов уравнений (но не на их структуре).

Рассмотрим два подобных явления – натурное и модельное. Пусть для этих явлений имеется некоторая зависимость определяемой a и n определяющих $a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$ размерных величин:

$$a = f(a_1, a_2, a_3, \dots, a_n), \quad (1.13)$$

Зависимость (1.13) выполняется как для натурального, так и для модельного явлений, но численное значение определяющих параметров $a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$ у них разные.

Таким образом,

$$\begin{cases} a^n = f(a_1^n, a_2^n, a_3^n, \dots, a_n^n) \\ a^m = f(a_1^m, a_2^m, a_3^m, \dots, a_n^m) \end{cases} \quad (1.14)$$

Где индексы (н) относятся к натурному явлению, а индексы (м) – к модельному.

Поскольку зависимость (1.13) выражает определённую физическую закономерность, то функция (f) не должна зависеть от произвола выбора единиц измерения. Разобьём параметры $a_1, a_2, a_3, \dots, a_n$ на две группы. В первую группу $a_1, a_2, a_3, \dots, a_k$ ($k \leq n$) включаются величины с независимыми размерностями. Во вторую группу $a, a_{k+1}, a_{k+2}, \dots, a_n$ входят остальные величины с размерностями, выражаемыми через размерности величин первой группы. При этом зависимость (1.13) можно представить в виде:

$$a = f(a_1, \dots, a_k, a_{k+1}, \dots, a_n). \quad (1.15)$$

В соответствии со сформулированной П–теоремой количество безразмерных критериев подобия равно:

$$m = n - k, \quad (1.16)$$

То есть меньше числа размерных определяющих параметров на число параметров с независимой размерностью.

Используя П–теорему, находим для обои явлений:

$$\begin{cases} \Pi^H = Y(\Pi_1^H, \Pi_2^H, \Pi_3^H, \dots, \Pi_n^H) \\ \Pi^M = Y(\Pi_1^M, \Pi_2^M, \Pi_3^M, \dots, \Pi_n^M) \end{cases} \quad (1.17)$$

Где безразмерная функция Y для модельного и натурального явлений должна быть одна и та же. Поскольку по определению подобных явлений

$$\Pi_1^H = \Pi_1^M, \Pi_2^H = \Pi_2^M, \dots, \Pi_n^H = \Pi_n^M, \quad (1.18)$$

То из (1.14) следует:

$$\Pi^H = \Pi^M. \quad (1.19)$$

Соответствующая физической закономерности (1.13) зависимость между безразмерными параметрами может быть представлено в виде:

$$\Pi = Y(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_m) = Y(\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-k}). \quad (1.20)$$

Возвращаясь снова к размерным переменным, получим из соотношения (1.15):

$$a^H = a^M \left(\frac{a_1^H}{a_1^M} \right)^\alpha \left(\frac{a_2^H}{a_2^M} \right)^\beta \dots \left(\frac{a_k^H}{a_k^M} \right)^\gamma. \quad (1.21)$$

подобия позволяет строить модели, отражающие динамику явления на основе системы уравнений, тогда как анализ размерностей обеспечивает предварительную проверку их размерной согласованности и может использоваться на ранних этапах моделирования при отсутствии полной информации о механизме процесса. Совместное применение этих подходов способствует более глубокой интерпретации закономерностей и оптимизации экспериментальных или численных исследований, особенно в условиях ограниченной возможности натурального моделирования.

1.3. Теоретические и прикладные основы физического моделирования железобетонных конструкций

Если изучение того или иного сложного физического процесса связано с большими трудностями, то часто имеет смысл провести эксперимент в увеличенном или уменьшенном масштабе на модельной системе, свойства и размеры которой можно легко изменять. Замена реальной физической системы моделью основана на так называемых законах подобия, которые позволяют перенести данные, полученные на модели, на исходную физическую систему.

Было бы ошибочным полагать, что модель отражает те же явления, что и наблюдения с большой высоты над исследуемым объектом или под микроскопом при изучении мелких объектов. Модельный объект существенно отличается от реального. Например, в модели процесс может протекать значительно быстрее, чем в реальной системе. Для корректного переноса результатов модельных экспериментов на реальные процессы необходимо соблюдать определенные принципы моделирования, чтобы параметры модельного процесса находились в соответствующих масштабных соотношениях, определяемых теорией подобия [1, 17, 99].

В последние десятилетия методы физического моделирования получили широкое распространение благодаря развитию технологий изготовления масштабных моделей и совершенствованию измерительных приборов. Это позволило существенно повысить точность и достоверность экспериментальных

данных, что в свою очередь улучшает качество проектных решений и прогнозов эксплуатационных характеристик железобетонных конструкций.

Железобетонные конструкции занимают одно из ведущих мест в современном строительстве благодаря своим высоким эксплуатационным характеристикам. Однако прогнозирование их поведения под нагрузкой часто связано с необходимостью сложных расчетов, которые трудно проверить экспериментально в полном масштабе. Теория подобий предлагает эффективный инструмент для решения этой проблемы через масштабное моделирование.

Моделирование в настоящее время находит широкое применение во многих областях знаний: от философии до ядерной физики, от радиотехники до гидромеханики, физиологии, биологии и т.д. Основными целями метода моделирования являются [95, 119, 123]:

- понимание устройства конкретной системы, её структуры, свойств, законов развития и взаимодействия с окружающим миром;

- управление системой, определение наилучших способов управления при заданных целях и критериях;

- прогнозирование прямых и косвенных последствий реализации заданных способов и форм воздействия на систему.

Все три цели подразумевают в той или иной степени наличие механизма обратной связи, то есть, имеется возможность не только переноса элементов, свойств и отношений моделируемой системы на моделирующую, но и наоборот.

Научной основой моделирования является теория подобия, основная идея которой состоит в сходстве объектов по их качественным и количественным признакам [112].

При моделировании строительных конструкций особый интерес представляет разновидность физического моделирования – механическое моделирование на геометрически и физически подобных моделях. Геометрическое подобие предполагает сохранение пропорций между моделью и оригиналом, в то время как механическое подобие заключается в сохранении

соотношений между нагрузками и деформациями. Физическое подобие, в свою очередь, подразумевает идентичность материалов модели и оригинала.

При механическом моделировании подобие модели и натурального сооружения может быть полным и неполным, точным и приближенным.

Модель может быть изготовлена как из материалов, тождественных материалу натурального объекта, так и из других материалов.

Есть много способов определения механического и физического подобия. В качестве наиболее удобного с точки зрения практических приложений можно привести определение, предложенное Л.И. Седовым [99]: «Два явления подобны, если по заданным характеристикам одного можно получить характеристику другого простым пересчетом, который аналогичен переходу от одной системы единиц измерений к другой системе». Для пересчета необходимо знать переходные масштабы. Численные характеристики двух подобных явлений можно рассматривать как численные характеристики одного явления, выраженные в двух различных системах измерения.

Моделирование осуществляется воспроизведением на модели явлений (в частности, напряженно–деформированного состояния), подобных явлениям, имеющим место в натурном сооружении. В соответствии с теорией подобия модель должна быть таковой, чтобы все ее параметры были пропорциональны соответствующим параметрам природы. Установление этой пропорциональности является основной задачей при проектировании модели.

Первый шаг в развитии учения о подобии при физическом моделировании был сделан И. Ньютоном (1643–1727), который в работе "Математические начала натуральной философии" (1687) сформулировал условия подобия механических явлений. Далее развитие длительное время шло путем определения частных условий подобия для явлений только определенной физической природы – работы И.П. Кулибина (1735–1818) и Л. Эйлера (1707–1783) в области строительной механики, В. Л. Кирпичева (1845–1913) в области упругости и т.д.

В 19 – начале 20 веков стараниями Д.И. Журавского, С.В. Кербедза, Н.А. Белелюбского и др. было проведено множество изысканий в разных областях техники и открыты многие тайны физической сущности моделей и наконец, в 1909–1914 гг. Н.Е. Жуковским, Д. Релеем, Ф. Бакингом была сформулирована теорема, позволяющая установить условия подобия явлений любой физической природы [112].

В середине и второй половине 20 века теоретические вопросы аппарата моделирования разрабатывали в своих капитальных трудах наши соотечественники Л.И Седов [99], М.В.Кирпичев [54], Л.С. Эйгенсон [124], В.А. Веников [17], А.Г. Назаров [81]. Их идеи были развиты П.М. Алабужевым, В.Б. Герониусом, В.Н. Мастаченко и другими.

А.Г. Назаров, являясь одним из создателей расширенной теории подобия, разработал принципы подобия в статистическом смысле [81], чем в значительной мере способствовал расширению применения моделирования при исследовании строительных конструкций.

Вопросы достоверности получаемых данных при экспериментах, проводимых на физических моделях, исследовал В.Н. Мастаченко [70–73]. Рассматривая саму модель и результаты, полученные при ее испытании, как случайную реализацию явления из совокупности других бесконечно возможных реализаций, Мастаченко делает вывод о необходимости статистического анализа результатов моделирования.

П.М. Алабужев разрабатывал в своих трудах вопросы классификации видов подобия (полное, неполное, приближенное и пр.) [1].

Одному из видов неполного подобия – аффинному посвятил несколько своих работ Д.В. Монахенко [78,79]. Предложенная им концепция двумасштабного моделирования задач строительной механики не потеряла своей актуальности в сфере транспортного строительства и сейчас в связи с возможностью ее применения при моделировании широко используемых в настоящее время тонкостенных мостовых сооружений.

Наряду с теорией, в то же самое время активно развивалась прикладная составляющая аппарата моделирования – технология эксперимента. Повсеместное распространение получил метод электротензометрии [36, 67, 110]. Это было, прежде всего, связано с его простотой и надежностью, а также с налаженной материально–технической базой. Недостатком данного метода является его дискретность, и, как следствие, необходимость в использовании большого числа приборов для получения общей картины напряжений и деформаций в исследуемой конструкции.

Кроме электротензометрического, при исследованиях широко использовались поляризационно–оптический метод [2, 93] и метод муаровых полос [39, 110, 111]. Будучи более сложными в реализации, они в то же время позволяли сразу получить полную картину напряжённо–деформированного состояния моделей и определять напряжения внутри элементов конструкции. Разрабатывались и другие методы: фотограмметрия [102], метод тензосетки [94], лаковых пленок, центробежное моделирование [89], метод эквивалентных материалов.

В целом, в двадцатом столетии физическое моделирование, опираясь на успешно развивающуюся экспериментальную базу, сформировалось как мощный научный инструмент, позволяющий исследователям решать самые разнообразные задачи и широко используемый в разных областях строительства.

По определению Л.И. Седова «Основной смысл моделирования заключается в том, чтобы по результатам опытов с моделями можно было давать необходимые ответы о характере эффектов и о различных величинах, связанных с явлением в натуральных условиях» [99].

Выводы по первой главе

1. Физическое моделирование, основанное на соблюдении критериев подобия, является эффективным инструментом исследования напряжённо–деформированного состояния, трещиностойкости и прочности железобетонных конструкций в условиях, когда проведение натуральных испытаний затруднено, технически сложно или экономически нецелесообразно. Теория подобия и

размерный анализ позволяют научно обосновать переход от результатов модельного эксперимента к параметрам работы натурной конструкции.

2. Анализ теоретических положений теории подобия показал, что достоверность физического моделирования железобетонных конструкций определяется соблюдением условий геометрического, физического и механического подобия, а также корректным выбором определяющих параметров, критериев и коэффициентов подобия. Нарушение указанных условий приводит к снижению точности переноса результатов модельных испытаний на натурные объекты.

3. Установлено, что существующие подходы к физическому моделированию железобетонных конструкций в большей степени разработаны для упругой стадии работы. В то же время моделирование нелинейного деформирования, включающее стадию трещинообразования, развитие трещин, перераспределение напряжений и приближение к разрушению, требует дальнейшего уточнения критериев подобия и методов интерпретации экспериментальных данных.

4. В последние годы экспериментальные исследования напряжённо–деформированного состояния железобетонных конструкций преимущественно выполняются в лабораторных условиях с использованием физического моделирования. Однако вопросы корректного переноса полученных модельных результатов на натурные конструкции, а также их применимости в реальных условиях эксплуатации, в большинстве работ остаются недостаточно освещёнными.

5. Одной из существенных проблем физического моделирования железобетонных конструкций является различие физико–механических характеристик материалов модели и натурального объекта. Особое значение имеет учёт разномодульности бетона и арматуры, а также масштабного эффекта, влияющего на прочностные и деформативные характеристики материалов и точность перехода от модели к натуре.

6. Анализ литературных источников показал, что характер трещинообразования в модельных и натуральных стержневых конструкциях, включая железобетонные балки, с учётом принципов физического моделирования изучен в недостаточной степени. При этом в существующих работах недостаточно разработаны методы количественной оценки развития трещин, а также подходы к корректному переносу результатов модельных экспериментов на реальные конструкции.

7. Анализ литературы и выполненных исследований свидетельствует о том, что вопрос подтверждения инвариантности констант подобия при сопоставлении модельных и натуральных испытаний железобетонных стержневых элементов до настоящего времени окончательно не решён и сохраняет научную актуальность. Развитие данного направления является необходимым условием обеспечения достоверности переноса результатов физического моделирования на реальные конструкции, что обусловило выбор темы и задачи настоящей диссертационной работы.

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ НАТУРНОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ

2.1. Научная значимость и практическая необходимость проведения натуральных испытаний железобетонных конструкций

Согласно требованиям действующих нормативных документов в области строительства и градостроительства Республики Таджикистан, необходимо обеспечивать безопасность и надёжность конструкций зданий и сооружений. Одним из наиболее достоверных методов подтверждения указанных характеристик является проведение натуральных испытаний основных несущих элементов, позволяющих определить их напряжённо–деформированное состояние, прочностные характеристики и соответствие расчётным моделям в реальных условиях эксплуатации.

Для обеспечения эксплуатационной пригодности конструкция должна обладать такими исходными свойствами, которые исключают образование или чрезмерное раскрытие трещин, значительные перемещения и иные повреждения, способные препятствовать нормальной эксплуатации под воздействием различных факторов. Безопасность, эксплуатационная надёжность и долговечность бетонных и железобетонных конструкций обеспечиваются строгими требованиями к качеству бетона и его компонентов, арматуры, конструктивных решений, а также соблюдением технологических процессов и нормативов эксплуатации на всех стадиях – от производства строительных работ до сдачи объекта в эксплуатацию. Важным аспектом является контроль качества материалов и соответствие проектным и строительным стандартам, что напрямую влияет на эффективность работы конструкций и срок их службы [105,106].

В последние годы экспериментальные исследования строительных конструкций чаще проводятся в лабораторных условиях, в том числе на моделях в уменьшённом масштабе. Однако результаты таких исследований и публикуемые материалы в меньшей степени учитывают требования, предъявляемые к натурному моделированию строительных конструкций. На основе получаемых данных производится оценка несущей способности и эксплуатационных характеристик, но данный подход не всегда отражает все

факторы, влияющие на поведение конструкций в реальных условиях эксплуатации.

В современных условиях всё большее распространение получает численное моделирование, которое позволяет быстро и экономично оценить напряжённо–деформированное состояние конструкции на различных стадиях эксплуатации, варьировать параметры и учитывать сложные виды нагрузок. Тем не менее точность такого моделирования напрямую зависит от качества исходных данных и методики их обработки. Для повышения достоверности расчётов численное моделирование, как правило, дополняется лабораторными экспериментами, а в отдельных случаях (например, при исследовании стратегически важных объектов) проводится в комплексе с натурными испытаниями.

Натурные эксперименты на строительных конструкциях проводятся сравнительно редко по ряду причин:

–**высокая стоимость** – проведение испытаний требует значительных затрат на изготовление, транспортировку, установку и демонтаж конструкций, а также на оборудование для измерений.

–**развитие компьютерного моделирования** – современные численные методы, в частности метод конечных элементов (МКЭ), позволяют с высокой точностью прогнозировать поведение конструкций без проведения натурных испытаний, что существенно сокращает время и финансовые расходы.

–**ограниченные ресурсы и нормативные барьеры** – организация натурных испытаний требует наличия специально оборудованных стендов и лабораторий, а также соблюдения множества нормативных требований, что усложняет проведение исследований.

–**опасность и сложность проведения** – испытания крупногабаритных конструкций, особенно с доведением их до разрушения, связаны с высоким риском, что требует тщательной подготовки и соблюдения строгих мер безопасности [46].

Развитие неразрушающих методов контроля – современные технологии (ультразвуковая диагностика, акустическая эмиссия, цифровая фотограмметрия и др.) позволяют получать сведения о напряжённо–деформированном состоянии

конструкций без разрушения образцов, что снижает потребность в натуральных испытаниях.

Несмотря на указанные ограничения, проведение натуральных экспериментов является неотъемлемой частью оценки работы строительных конструкций в реальных условиях эксплуатации. В отличие от лабораторных и численных исследований, натурные испытания дают возможность учесть комплекс воздействий внешней среды, длительные нагрузки и процессы старения материалов. Это позволяет более точно определить факторы, влияющие на прочность, долговечность и эксплуатационные характеристики конструкций [46].

Кроме того, натурные эксперименты обеспечивают проверку точности теоретических расчётов и расчетных моделей, способствуя их совершенствованию. Они играют ключевую роль в оценке влияния климатических факторов, длительных эксплуатационных нагрузок, а также случайных и экстремальных воздействий на работоспособность сооружений. Полученные в ходе натуральных испытаний данные существенно повышают надёжность проектных решений и уровень безопасности зданий и сооружений [46].

2.2. Цель и задачи исследования натурной железобетонной балки

Целью настоящего экспериментального исследования явилась оценка применимости теории подобия и методов размерного анализа для переноса результатов, полученных на физической модели железобетонной балки, на натурную конструкцию. Проведённые испытания натурной балки были направлены на сравнительный анализ расчётных и экспериментальных данных с целью выявления степени соответствия между модельными и натурными параметрами на различных стадиях работы конструкции – от упругой до стадии разрушения.

В рамках поставленной цели были определены следующие задачи исследования:

–разработка конструктивного решения и выбор рациональной схемы испытаний натурной железобетонной балки;

- изготовление железобетонной балки в условиях строительной площадки с учётом реальных конструктивных решений;
- определение физико-механических характеристик материалов, используемых в конструкции балки;
- организация и проведение натуральных испытаний с регистрацией ключевых параметров напряжённо–деформированного состояния;
- анализ экспериментальных результатов для обоснования применимости теории подобия и методов размерного анализа при масштабном переходе от модели к натурному объекту.

2.3. Изготовление и подготовка экспериментальных железобетонных балок

В качестве испытуемого объекта была выбрана ненапряжённая железобетонная балка прямоугольного сечения, изготовленная из бетона проектного класса В25. Длина балки составляет 6000 мм, а размеры поперечного сечения – 300×500 мм. Железобетонная балка была спроектирована с учётом расчётов прочности и условий эксплуатации, характерных для реальных объектов строительства. В растянутой зоне балка армирована рабочей арматурой 3 стержня Ø20 А500. В сжатой зоне для формирования пространственного каркаса использована конструктивная продольная арматура 2 стержня Ø14 А500. Для соединения продольных стержней в обеих зонах применены поперечные стержни диаметром 8мм А240 [46,74].

Армирование и бетонирование натурной железобетонной балки выполнялось непосредственно на строительной площадке с применением материалов, предназначенных для возведения монолитных каркасных железобетонных конструкций, эксплуатируемых на территории города Душанбе. Все применённые материалы и технологические процессы соответствовали требованиям действующих нормативных документов в области строительства и градостроительства Республики Таджикистан, что обеспечило сопоставимость условий изготовления экспериментальных образцов с реальными строительными объектами. Конструктивная схема армирования и этап транспортировки трёх натуральных железобетонных балок приведены на рис. 2.1 [46].

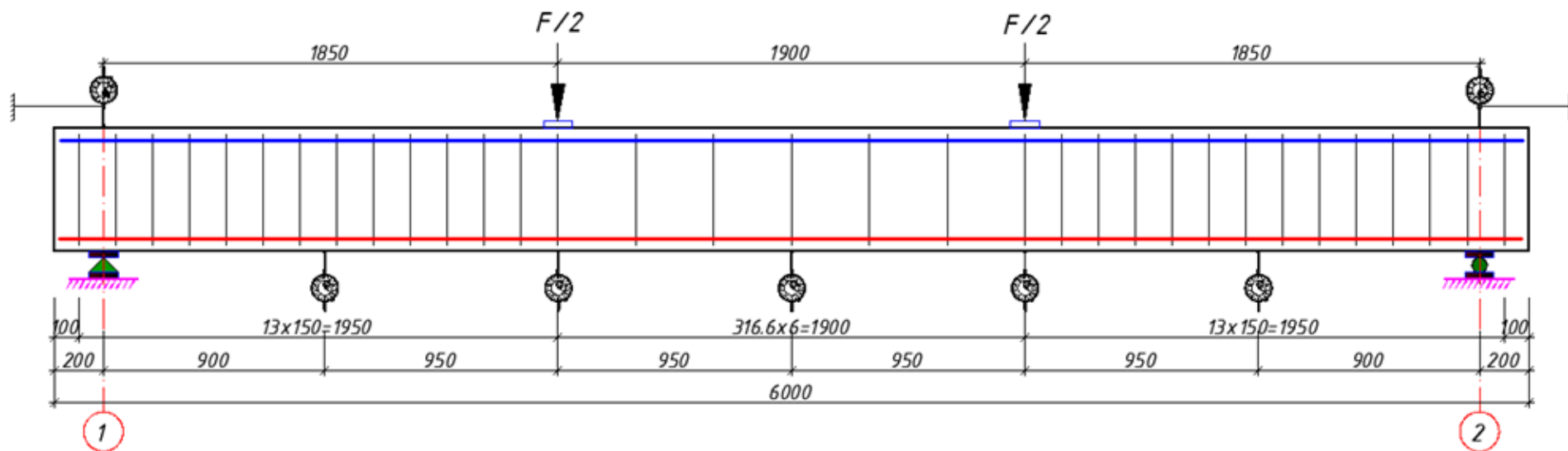
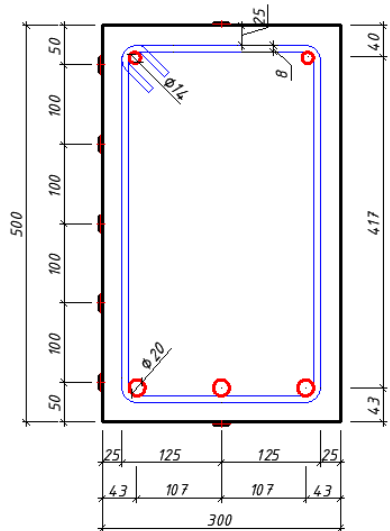


Рисунок 2.1. Расчетная схема, армирование и процесс транспортировки трёх натуральных железобетонных балок

2.4. Изготовление и испытание контрольных образцов для определения прочностных и деформативных характеристик материалов

Испытание контрольных образцов бетона. Для определения прочностных и деформативных характеристик бетона [11], использованного при изготовлении опытного образца (балки), были изготовлены из того же материала бетона контрольные образцы: кубы с ребром 100мм для оценки прочности на сжатие и призмы размером 100x100x400мм для определения модуля упругости, коэффициента Пуассона и предельных деформаций. Всего было изготовлено 4 куба и 3 призмы. Уплотнение бетонной смеси выполнялось в соответствии с требованиями межгосударственного стандарта ГОСТ 10180–2012 [26]. Бетонные образцы были изготовлены из бетона рабочего состава и выдерживались в тех же условиях твердения, что и опытный образец железобетонной балки [8].

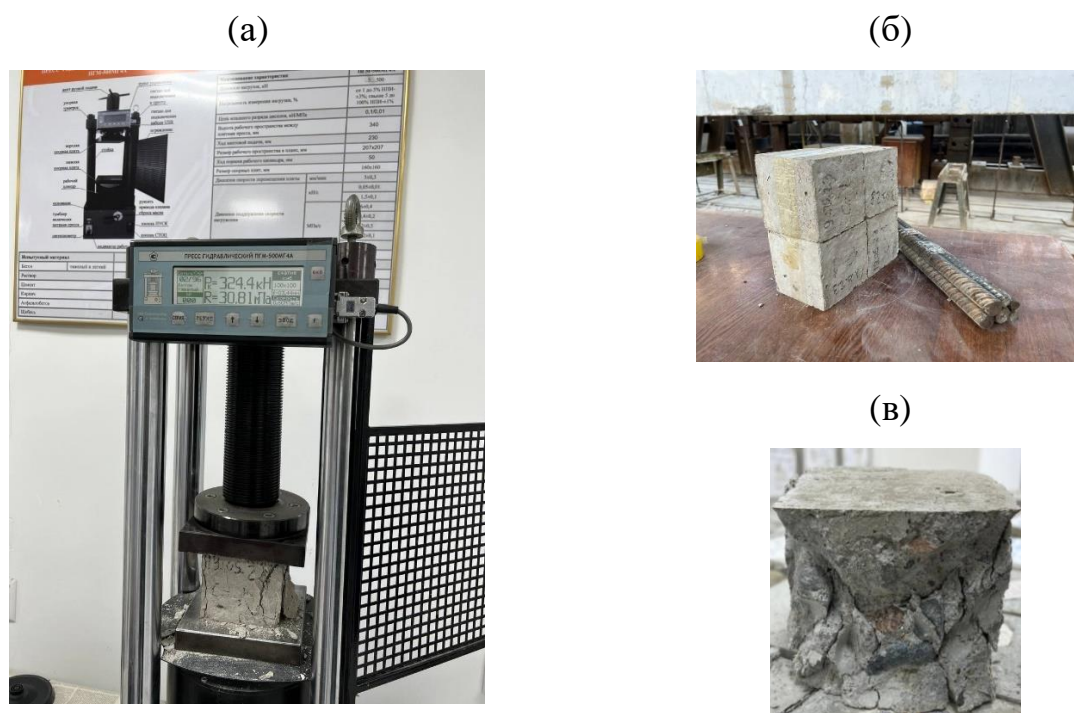
Испытания образцов кубов и арматурных стержней проводились перед основными испытаниями конструкции с целью предварительной оценки физико–механических характеристик бетона и арматуры. Они выполнялись в лаборатории «Строительные материалы, изделия и конструкции» Государственного унитарного предприятия «Научно–исследовательский институт «Строительство и архитектура». Лаборатория соответствует требованиям национальной системы сертификации Республики Таджикистан по испытательным лабораториям согласно [34], аккредитована и зарегистрирована в государственном реестре национальной системы сертификации Республики Таджикистан от 29 августа 2023 года за №ТJ 762.37100.02.055–2023.

Наименование компонентов бетонной смеси для 1м³ при изготовлении натурной железобетонной балки и контрольных образцов приведено в табл. 2.1.

Таблица 2.1. – Расход материалов для бетона класса В25 на 1м³

№	Наименование компонентов бетона на 1м ³			
1	Цемент М500, кг	Песок, м ³	Щебень, м ³	Вода, л
2	401	0.557	0.746	228

Порядок проведения испытаний и схемы разрушения бетонных кубов представлены на рис. 2.2. Результаты испытаний, приведённые к базовым значениям, приведены в табл. 2.2.



а–гидравлический пресс маркой ПГМ–500МГ4А, б– серии 4–х бетонных кубов для проведения эксперимента, в– характер разрушения бетонных кубов

Рисунок 2.2. Испытание бетонных кубов натурной железобетонной балки

Таблица 2.2. – Результаты испытаний образцов кубов натурной железобетонной балки

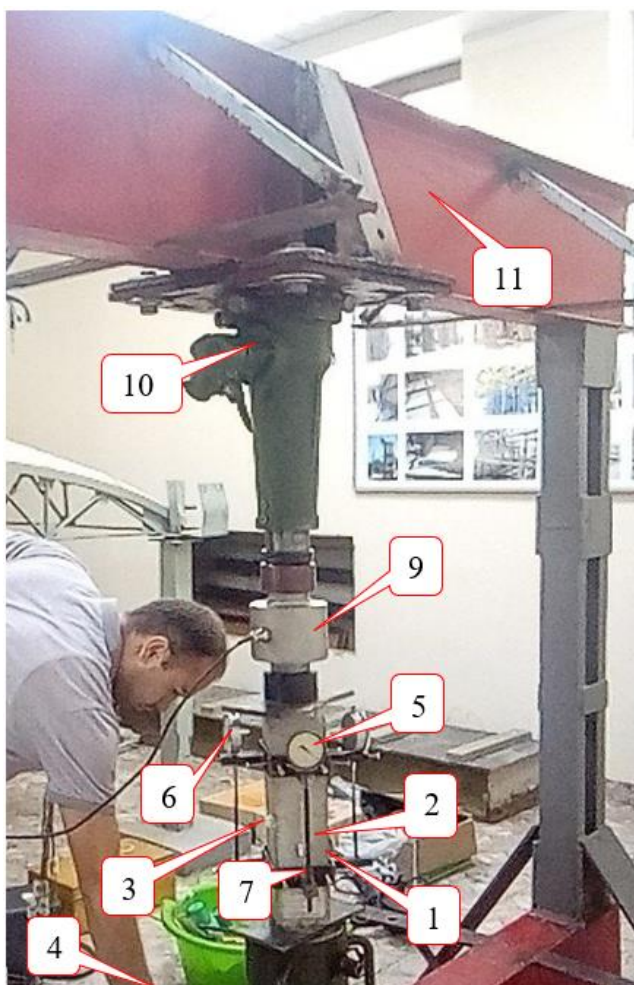
№	Плотность, кг/м ³	Размеры кубика $a \times b \times h$, мм	Разрушающая нагрузка, кН	С учетом $\alpha=0,95$	R, МПа	Класс бетона
1	2256	100x100x100	354.8	337.06	33.71	В25
2	2226	100x100x100	324.7	308.46	30.85	
3	2224	100x100x100	324.4	308.18	30.82	
4	2250	100x100x100	338.4	321.48	32.15	
Среднее значение прочности, МПа					31.88	
Среднее значение прочности, кг/см ²					324.97	
Средняя плотность, кг/м ³					2239	
Возраст испытуемого образца (суток)					269	

После определения фактического класса прочности бетона были проведены статические испытания бетонных призм для определения призмной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона [29]. На боковую грань каждой бетонной призмы были установлены механические датчики измерения деформации с ценой деления 0.001 и 0.01мм [33] и тензорезисторы типа ПКБ с базой 50мм с помощью клея типа Akfix–705 [28]. Место приклейки тензорезисторов обработаны наждачной бумагой и ацетоном. Испытания проводились статическим нагружением в соответствии с ГОСТ 24452–2023 [29] в научно–производственной лаборатории кафедры «Промышленное и гражданское строительство» Таджикского технического университета имени академика М.С. Осими, Министерство образования и науки Республики Таджикистан. Стенд для испытания бетонной призмы с указанием приборов и датчиков представлен на рис.2.3. Результаты испытаний образцов бетонных призм представлены в табл. 2.3.

Таблица 2.3. – Результаты испытаний образцов бетонных призм

№	Масса, г	Размеры призм $a \times b \times h$, мм	Разрушающая нагрузка, кН	Площадь сечения (мм ²)	$\alpha=0.95$	Прочность R_b , МПа
1	9010	100x100x400	252.2	10000	239.59	23.96
2	9046	100x100x400	257.8	10000	244.91	24.49
3	9053	100x100x400	260.3	10000	247.28	24.73
Среднее значение призмной прочности, МПа						24.39
Среднее значение призмной прочности, кг/см ²						248.62
Средняя плотность, кг/м ³						2259
Среднее значение отношение R_b / R						0.76
Возраст испытуемого образца (суток)						269

Экспериментальные значения модулей упругости, коэффициента Пуассона и предельных относительных деформаций, определённые с использованием описанной выше методики [29], приведены в табл. 2.4.



8 – ИДЦ-1 (измеритель деформаций цифровой)



5,6 – механический измеритель деформации с ценой деления 0.001мм и 0.01мм.

1 – бетонная призма размером 100x100x400 мм, 2, 3 – тензорезисторы для измерения фибровых продольных и поперечных деформаций типа ПКБ с базой 50мм, 4 – призма с наклеенный компенсационный тензорезистор, 5 – механический измеритель деформации с ценой деления 0.001мм, 6 – механический измеритель деформации с ценой деления 0.01мм, 7 – металлическая рамка для измерения продольных деформаций бетонной призмы, 8 – ИДЦ-1 (измеритель деформаций цифровой), 9 – электронный динамометр марки ДМС-1000/5-1МГ4, 10 – винтовой механический домкрат грузоподъемностью 50 т, 11 – стенд для испытания строительных конструкций.

Рисунок 2.3. Стенд для испытания бетонной призмы

Таблица 2.4. – Физико-механические свойства бетона натуральных железобетонных балок

№	Наименование	Показатель
1	Среднее значение кубиковой прочности, МПа	31.88
2	Среднее значение призмной прочности, МПа	24.39
3	Среднее значение плотности, кг/м ³	2239
4	Среднее значение начальный модуля деформации $E_p \cdot 10^3$, МПа	24.4
5	Среднее значение предельных относительных деформаций $\varepsilon_{пр}$, отн. ед	$2.06 \cdot 10^{-3}$
6	Среднее значение коэффициента Пуассона μ	0.18

На рис. 2.4 представлена диаграмма деформирования бетона, построенная на основе усреднённых экспериментальных данных, полученных при статическом нагружении трёх бетонных призм, с последующей аппроксимацией зависимости «напряжение–относительная деформация» [46].

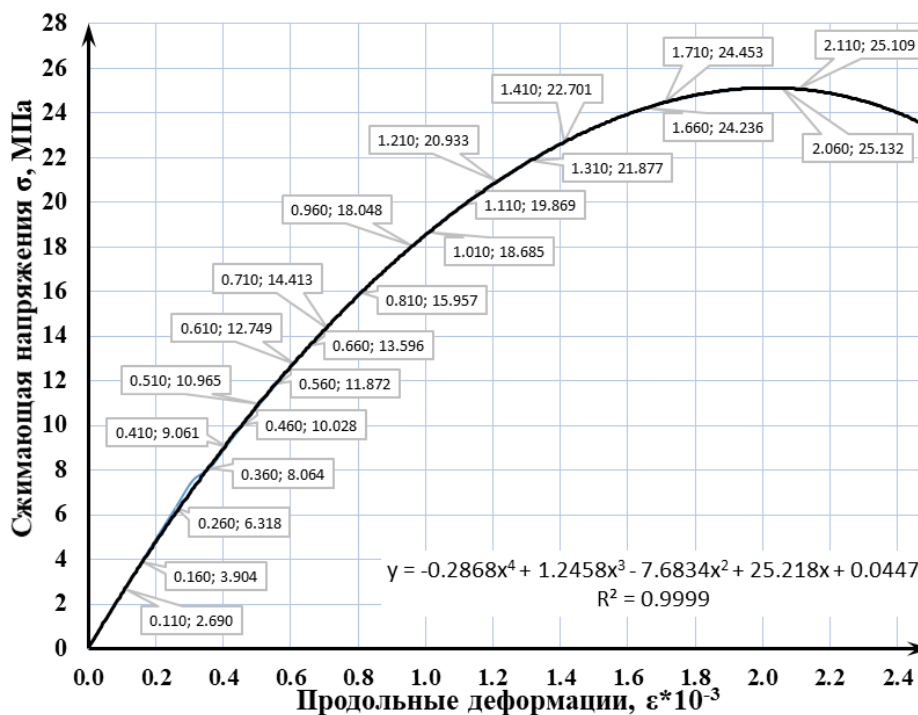
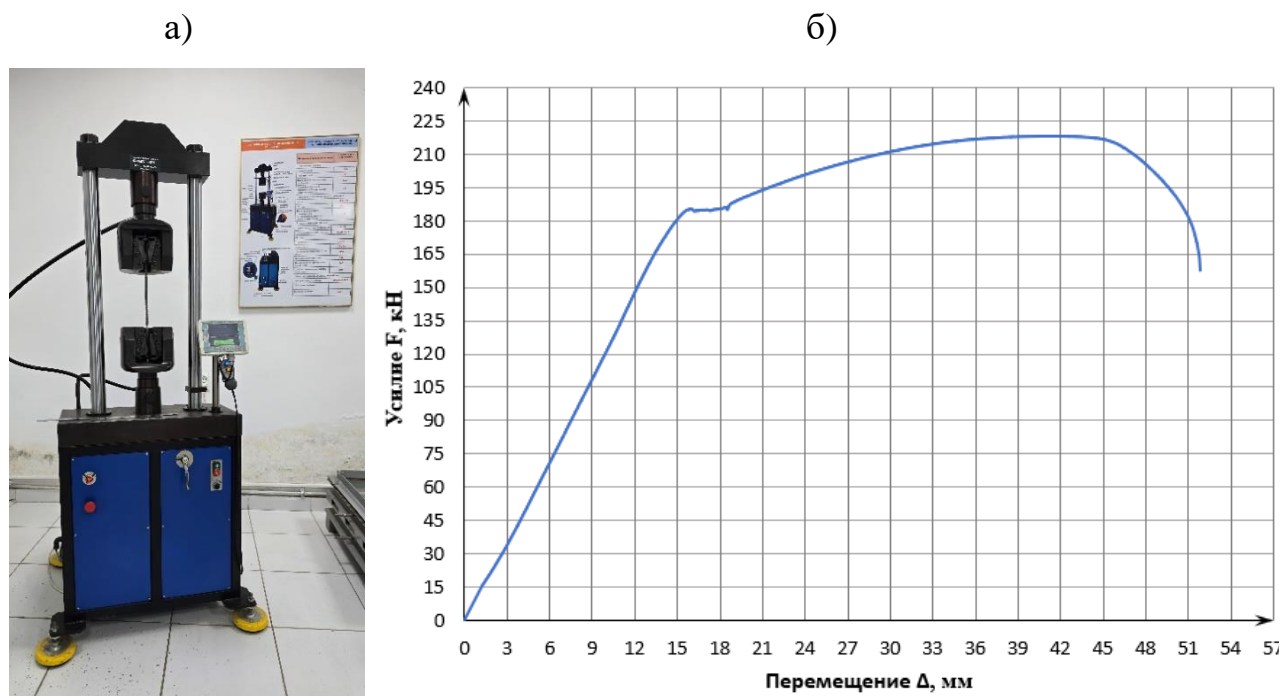


Рисунок 2.4. Диаграмма деформирования бетонной призмы при статическом нагружении

Испытание контрольных образцов рабочей арматуры. Для определения физико–механических характеристик арматуры, используемой в натуральных железобетонных балках, было отобрано по три образца стержней рабочей, конструктивной и поперечной арматуры длиной 380мм.

Методика и порядок испытания арматурных стержней на растяжение выполнялись в соответствии с требованиями ГОСТ 12004–81 [27]. Технические требования к арматурным стержням соответствовали ГОСТ 34028–2016 [31]. Результаты испытаний рабочей арматуры натуральных железобетонных балок на растяжение представлены в табл. 2.5. Испытательная машина, а также диаграмма усреднённых значений механических характеристик арматурных стержней при растяжении, приведены на рис. 2.5 [46].



а – разрывная машина модификации РМГ–300МГ4, б– диаграмма растяжения с усреднёнными значениями механических характеристик рабочих арматурных стержней.

Рисунок 2.5. Испытание образцов рабочей арматуры на растяжение

Таблица 2.5. – Характеристики рабочей арматуры натуральных железобетонных балок

№	Диаметр, мм	Площадь сечения (мм ²)	Нагрузка текучести, кН	Разрушающая нагрузка, кН	Предел текучести, МПа	Предел прочности, МПа
1	20	314.2	185.9	219,3	591.6	698.1
2	20	314.2	184.9	217.9	588.4	693.6
3	20	314.2	184.7	218.2	587.8	694.4
Среднее значение предел текучести, МПа						589.3
Среднее значение предел прочности, МПа						695.4
Модуль деформации E_s , Н/мм ²						$2.0 \cdot 10^5$

Согласно техническим требованиям, приведённым в таблице 7 ГОСТ 34028–2016 [31], рабочая арматура, применённая в конструкции натуральных железобетонных балок, относится к классу А500. Данный класс характеризуется повышенной прочностью, достаточной пластичностью и стабильными упругими свойствами, что обеспечивает необходимую надёжность и трещиностойкость железобетонных элементов [42].

2.5. Методика проведения испытаний экспериментальных изгибаемых натуральных железобетонных балок

Испытания трёх натуральных железобетонных балок были проведены в лаборатории сейсмостойкости зданий и сооружений Института геологии, сейсмостойкого строительства и сейсмологии Национальной академии наук Таджикистана.

Целью экспериментального исследования натуральных железобетонных балок является подтверждение данных, полученных в результате испытаний физической модели натурной железобетонной балки, а также уточнение закономерностей их напряжённо–деформированного состояния и прочностных характеристик при статическом кратковременном нагружении в соответствии с требованиями ГОСТ 8829–2018 [32]. Кроме того, исследования направлены на определение предельных состояний конструкций, анализ процесса развития трещинообразования, а также оценку несущей способности балок при воздействии эксплуатационных и предельных нагрузок, что позволяет уточнить их поведение в реальных условиях эксплуатации.

Испытания проведены на трёх однопролётной железобетонной балке с ненапрягаемой арматурой, нагруженной двумя сосредоточенными силами, симметрично расположенными относительно её середины на расстоянии 950 мм.

Нагружение балки осуществляется с использованием механического винтового домкрата TOR–50. Передача нагрузки от домкрата на балку производится через систему распределительных траверс, выполненных из широкополочного двутавра №50Ш1 (L=3340мм) по ГОСТ 26020–83 [30], что обеспечивает равномерное распределение нагрузки на две сосредоточенные силы.

Для определения прогибов предусмотрена установка прогибомеров часового типа ИЧ–50 как в пролёте, так и на опорах, что позволяет учитывать влияние возможной осадки опор и получать более точные данные о деформировании балки в процессе нагружения.

Определение ширины раскрытия трещин проводилось с использованием отсчётного микроскопа типа МПБ с ценой деления 0,1мм. Распределение относительных деформаций по высоте сечения в середине пролёта и в зоне приложения нагрузки оценивалось с применением тензорезисторов типа ПКБ с базой 50мм. Для регистрации значений относительных деформаций использовался цифровой измеритель деформации ИДЦ–1.

На обратной стороне балки, по высоте сечения в средней зоне, были установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0,001мм на базе 100мм. Они располагались в нижней и верхней зонах с отступом 50мм от грани элемента, что позволило зафиксировать деформационные характеристики конструкции в этих областях.

Схема испытательного стенда и расстановки измерительных приборов представлена в приложении 1 на рис. 1 [46].

Характеристики экспериментальных образцов натуральных железобетонных балок приведены в таблице 2.6. Представленные данные охватывают совокупность геометрических, прочностных и конструктивных параметров, необходимых для всестороннего описания испытываемых образцов и обеспечения корректности последующего анализа их напряжённо–деформированного состояния [46].

Таблица 2.6. – Серии и характеристики основных экспериментальных образцов натурной железобетонной балки

Основные характеристики		Шифр образца		
		БМ–1	БМ–2	БМ–3
Полная длина балки	L , мм	6000		
Расчетная длина балки	L_0 , мм	5600		
Ширина сечения	b , мм	300		
Высота сечения	h , мм	500		
Площадь бетонного сечения	A_b , см ²	1500		
Защитный слой бетона нижней арматуры	a , мм	43		
Защитный слой бетона верхней арматуры	a' , мм	40		
Кубиковая прочность бетона	R_b , МПа	31.88		

Призменная прочность бетона	$R_{b,n}$, МПа	24.39
Начальный модуль деформации бетона	$E_b \cdot 10^3$, МПа	24.4
Предел текучести рабочей арматуры	R_{sy} , МПа	589.3
Предел прочности рабочей арматуры	R_{su} , МПа	695.4
Модуль деформации рабочей арматурных стержней	$E_s \cdot 10^3$, МПа	200
Площадь рабочей нижней арматурных стержней	A_s , см ²	9.43
Площадь конструктивных верхних арматурных стержней	A'_s , см ²	3.08
Процент армирования	μ_s / μ'_s , %	0.63/0.21

Для корректного переноса результатов испытаний модели железобетонной балки на натурную конструкцию одним из важнейших условий является соблюдение силового подобия. С этой целью перед проведением испытаний натуральных железобетонных балок была выполнена тарировка рабочего динамометра ДОСМ-100, оснащённого механической шкалой делений.

Тарировка проводилась с использованием электронного динамометра ДМС-1000/5-1МГ4, поверенного в установленном порядке, обладающего высокой точностью измерений и служившего эталонным прибором. Это обеспечило приведение измерений к единой системе единиц, необходимой для сопоставления модельных и натуральных данных.

Процесс тарировки выполнялся следующим образом:

–нагрузка прикладывалась поэтапно с помощью механического винтового домкрата TOR-50;

–нагрузка передавалась через стенд для испытания строительных конструкций одновременно на оба динамометра, установленных последовательно в одной силовой цепи;

–на каждом уровне нагружения фиксировались показания механического динамометра ДОСМ-100 и эталонного электронного динамометра ДМС-1000/5-1МГ4;

–по результатам измерений строилась калибровочная зависимость и определялся поправочный коэффициент.

На рис. 2.7 представлена схема установки, использованной при тарировке динамометра. Динамометры ДОСМ-100 (1) и ДМС-1000/5-1МГ4 (2) были установлены последовательно в цепь нагружения. Нагрузка прикладывалась с помощью винтового механического домкрата TOR-50 (3), закреплённого на стенде для испытаний строительных конструкций (4).

В результате тарировки получена линейная зависимость с минимальной погрешностью, что позволило использовать динамометр для точного воспроизведения нагрузок при натурных испытаниях. Данное мероприятие обеспечило идентичность уровней нагружения в модельных и натурных испытаниях, что является обязательным условием при соблюдении силового подобия.



1– динамометр ДОСМ–100, 2 – электронный динамометр ДМС-1000/5-1МГ4, 3– механический винтовой домкрат TOR–50, 4 – стенд для испытаний строительных конструкций.

Рисунок 2.7. Фотография установки для тарировки динамометра ДОС–100М

Результаты тарировки динамометра ДОСМ–100 по показаниям эталонного электронного динамометра ДМС–1000/5–1МГ4 приведены в таблице 2.7.

На рисунке 2.8, представлена калибровочная зависимость рабочего динамометра ДОСМ-100, полученная по результатам тарировки с использованием эталонного электронного динамометра ДМС-1000/5-1МГ4. Зависимость имеет строго линейный характер и аппроксимируется уравнением [60]:

$$y = 1.5043x + 0.2097. \quad (2.1)$$

где x – цена деления динамометра ДОСМ-100, y – нагрузка по эталонному динамометру, кН.

Коэффициент детерминации $R^2 = 0.9999$ свидетельствует о высокой точности измерений. Таким образом, каждое деление динамометра ДОСМ-100 соответствует нагрузке 1.50 кН.

Таблица 2.7. – Результаты тарировки динамометра ДОСМ–100 по показаниям эталонного электронного динамометра ДМС–1000/5–1МГ4

№	Цена деления ДОСМ–100	Показания ДМС–1000/5–1МГ4 (кН)	№	Цена деления ДОСМ–100	Показания ДМС–1000/5–1МГ4 (кН)	№	Цена деления ДОСМ–100	Показания ДМС–1000/5–1МГ4 (кН)	№	Цена деления ДОСМ–100	Показания ДМС–1000/5–1МГ4 (кН)
1.	0	0	15.	28	42.57	29.	56	83.6	43.	84	127.15
2.	2	3.29	16.	30	45.49	30.	58	86.93	44.	86	129.86
3.	4	6.28	17.	32	48.36	31.	60	89.72	45.	88	133.04
4.	6	9.46	18.	34	51.32	32.	62	92.86	46.	90	136.12
5.	8	12.61	19.	36	54.28	33.	64	95.81	47.	95	143.2
6.	10	15.5	20.	38	57.23	34.	66	98.81	48.	100	151.24
7.	12	18.6	21.	40	60.09	35.	68	102.26	49.	105	158.28
8.	14	21.8	22.	42	63.01	36.	70	105.24	50.	110	166
9.	16	25	23.	44	65.84	37.	72	108.34	51.	115	173.27
10.	18	28.03	24.	46	68.56	38.	74	111.45	52.	120	181.19
11.	20	31.1	25.	48	71.78	39.	76	114.66	53.	125	188.62
12.	22	33.76	26.	50	74.61	40.	78	117.81	54.	130	195.97
13.	24	36.91	27.	52	77.43	41.	80	120.86	55.		
14.	26	39.75	28.	54	80.48	42.	82	123.57	56.		

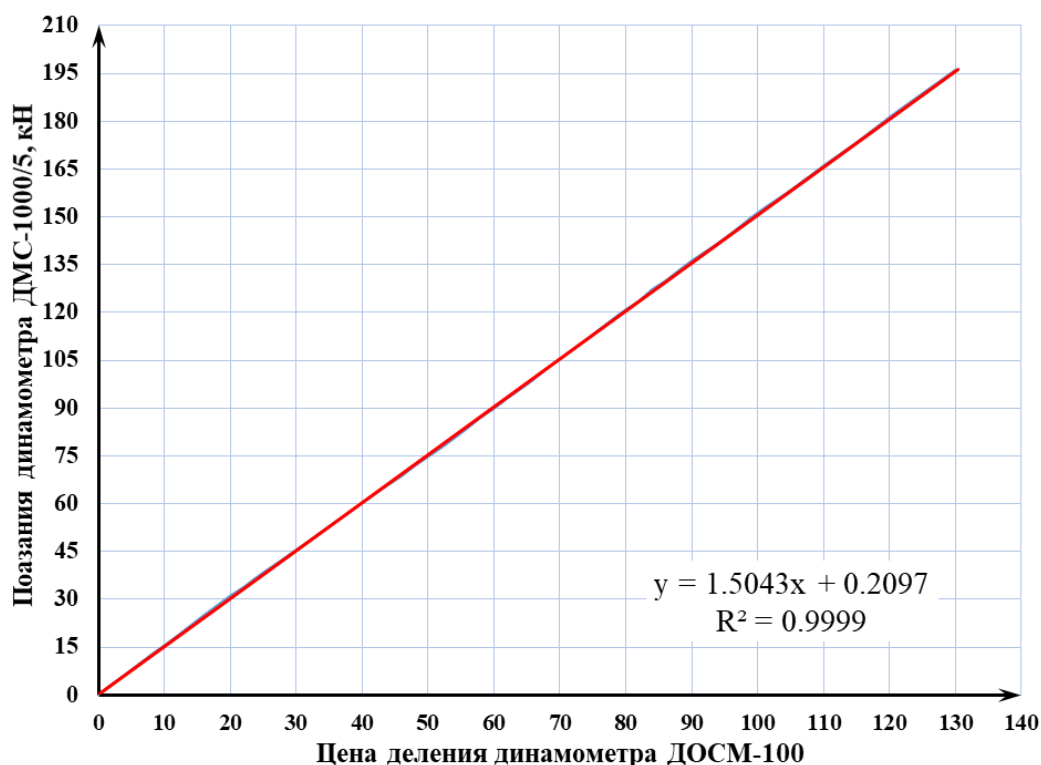


Рисунок 2.8. Калибровочная характеристика динамометра ДОСМ-100

Основной целью проведения испытаний трёх идентичных по физико–механическим характеристикам натуральных железобетонных балок серий БМ–1, БМ–2 и БМ–3 являлся анализ экспериментальных данных с целью обоснования применимости теории подобия и методов физического моделирования при масштабном переходе от модели к натурному объекту. В рамках реализации данной цели осуществлялся контроль ключевых параметров работы конструкции: прогибов в пяти контрольных точках пролётной зоны; деформаций поперечных сечений в зоне чистого изгиба; параметров трещинообразования (момент возникновения, раскрытие и развитие трещин); характера и механизма разрушения; разрушающей нагрузки; моментов и нагрузок, соответствующих началу трещинообразования, а также их предельных значений, определённых в соответствии с требованиями строительных норм и правил и динамики изменения радиуса кривизны балки на всех стадиях нагружения, позволяющей оценить её пространственную форму деформации.

На рисунках 2.10, 2.17 и 2.24, соответствующих натурным железобетонным балкам серий БМ–1, БМ–2 и БМ–3, последовательно показаны

основные этапы подготовки экспериментальных образцов к испытаниям, включая установку измерительной аппаратуры, монтаж силового оборудования и выполнение необходимых подготовительных мероприятий, а также процесс проведения испытаний. Представленные иллюстрации наглядно демонстрируют технологическую последовательность подготовки и реализации эксперимента, что обеспечивает воспроизводимость методики и повышает достоверность полученных результатов.

Результаты испытаний натуральных железобетонных балок серий БМ–1, БМ–2 и БМ–3 приведены в Приложении 1 соответственно в таблицах 1, 2 и 3. Для повышения информативности анализа и выявления закономерностей работы конструкций, представленные в указанных таблицах данные были дополнительно обработаны и визуализированы в виде диаграмм (рис. 2.11–2.16, рис. 2.18–2.23, рис. 2.25–2.30). Графическое представление результатов позволило проследить характер работы балок на различных стадиях нагружения и выявить ключевые изменения их напряжённо–деформированного состояния. Полученные результаты будут использованы в главе 3 для сопоставления с данными модельных испытаний с целью оценки применимости теории подобия и методов размерного анализа при переходе от модели к натурному объекту.

Величины радиуса кривизны балок определены по результатам измерений максимального прогиба в середине пролётной зоны (по показаниям датчика ИЧ–4). Экспериментальные значения прогибов натуральных железобетонных балок, зарегистрированные в пролётной зоне и приведённые в Приложении 1, таблицах 1–3, были обработаны с учётом осадки опор, что обеспечило более точную оценку деформативных характеристик исследуемых конструкций. Принципиальная схема определения экспериментального значения радиуса кривизны представлена на рис. 2.9.

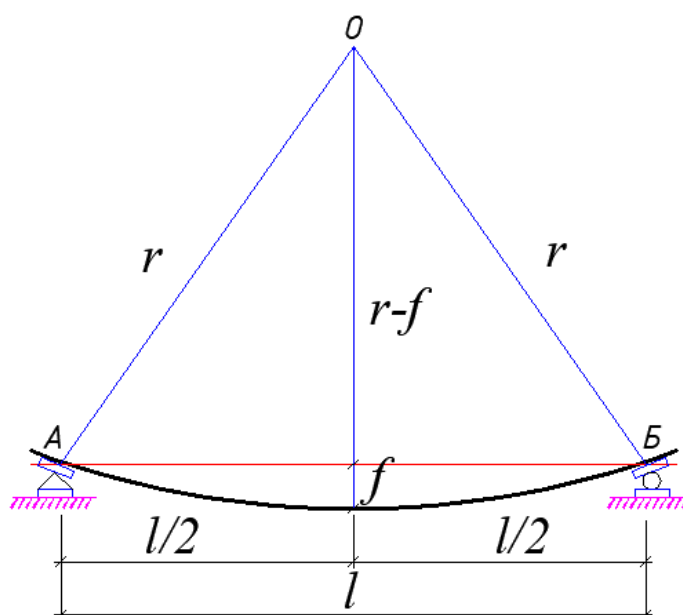


Рисунок 2.9. Принципиальная схема определения радиуса кривизны балки

Используя теорему Пифагора, получаем следующее выражение:

$$\left(\frac{l}{2}\right)^2 + (r-f)^2 = r^2, \quad (2.2)$$

После преобразования уравнения 1, зависимость радиус кривизны от прогиба в центральной точке имеет вид:

$$r = \frac{l^2 + 4f^2}{8f}. \quad (2.3)$$

где: r – радиус кривизны оси балки; l – расчётный пролёт балки; f – прогиб в середине пролёта.

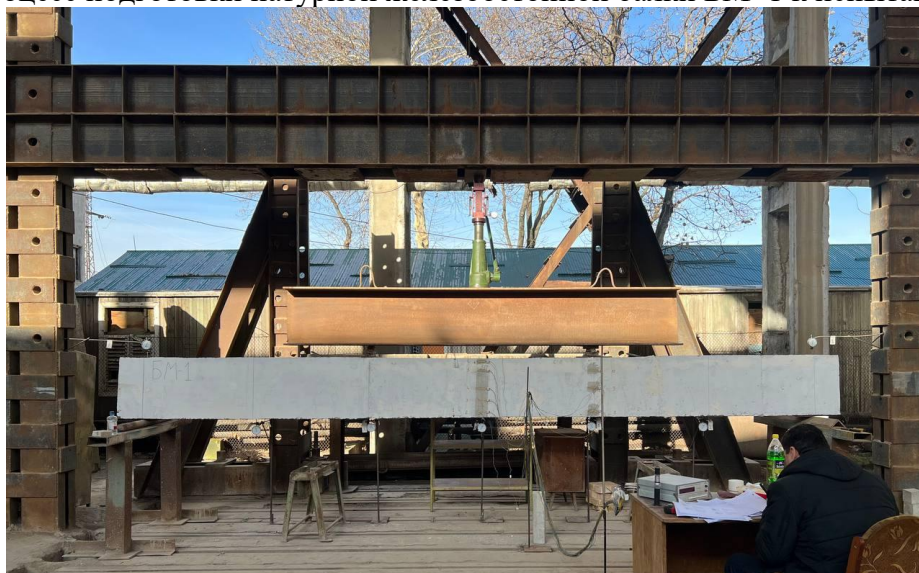
Проведение испытаний трёх натуральных железобетонных балок с последующим представлением результатов по каждому образцу отдельно обусловлено необходимостью оценки разброса экспериментальных данных и определения средних значений выбранных параметров напряжённо-деформированного состояния. Усреднённые результаты по трём элементам использованы в качестве базовой экспериментальной информации для сопоставления с данными модельных испытаний и проверки достоверности масштабного перехода.

2.6. Результаты испытаний экспериментальных натуральных железобетонных балок БМ 1–3

Результаты испытаний натурной железобетонной балки БМ–1 приведены в Приложении 1, табл. 1. Графические зависимости основных параметров напряжённо-деформированного состояния представлены на рис. 2.11–2.16.



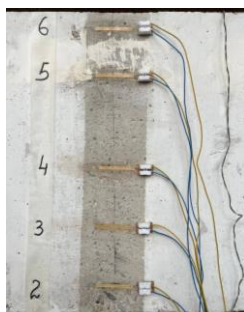
Процесс подготовки натурной железобетонной балки БМ–1 к испытанию



Натурная железобетонная балка БМ–1 в процессе испытания



Процесс измерения ширины раскрытия трещин

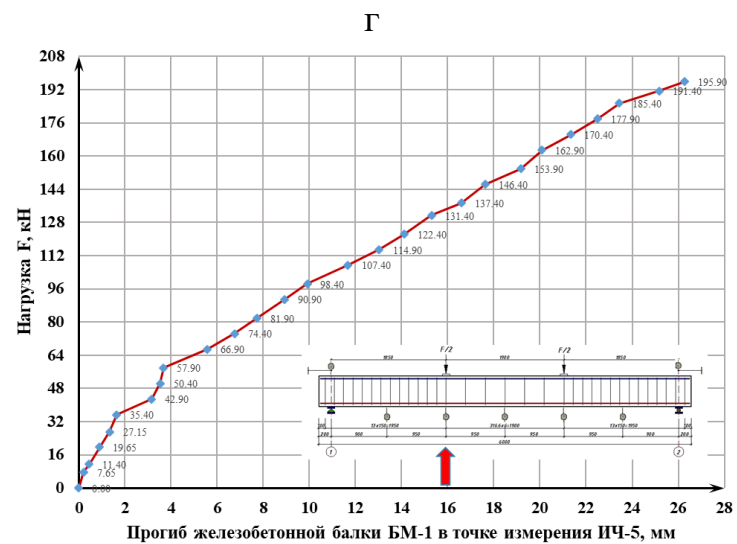
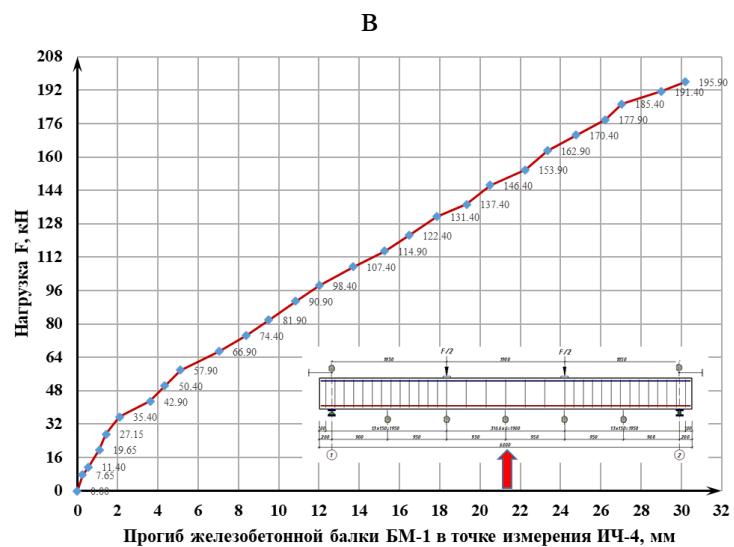
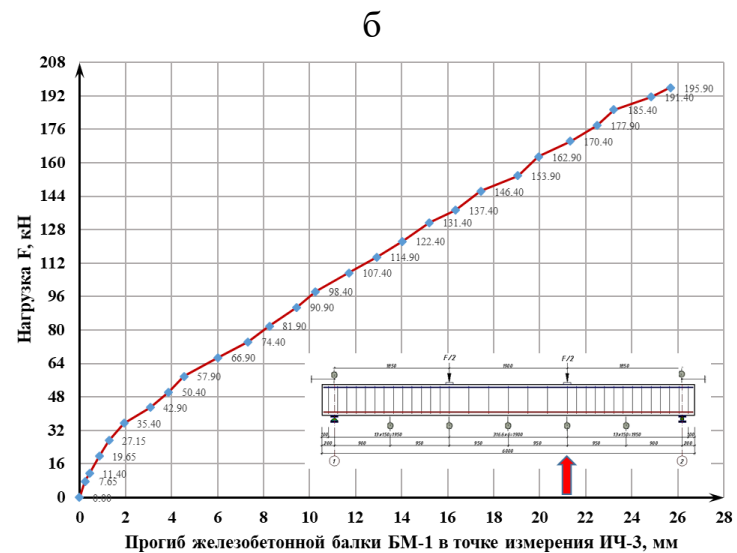
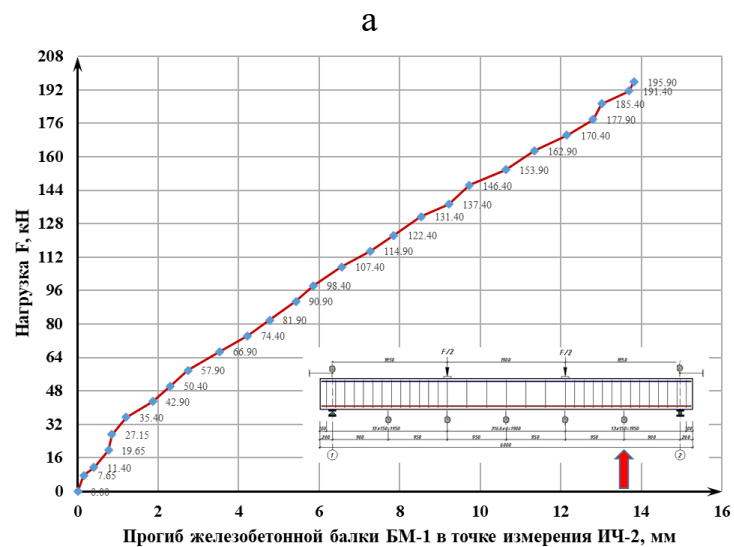


Расположение тензорезисторов по высоте сечения балки



Измерение деформаций бетона на базе 100 мм

Рисунок 2.10. Процесс проведения статического испытания натурной железобетонной балки БМ-1



а – ИЧ-2, б – ИЧ-3, в – ИЧ-4, г – ИЧ-5
Рисунок 2.11. Графики зависимости прогиба от нагрузки

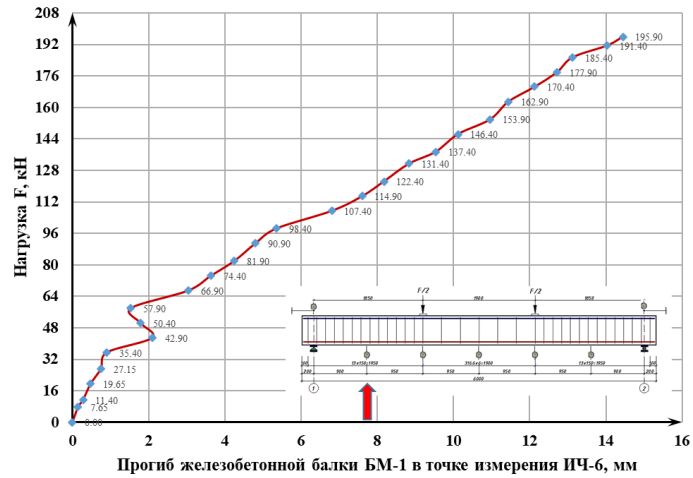


Рисунок 2.12. График зависимости прогиба от нагрузки в характерной точке ИЧ-6

а

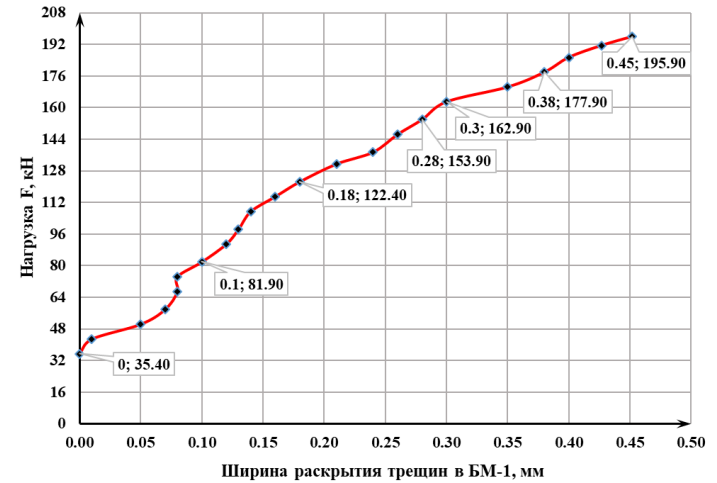
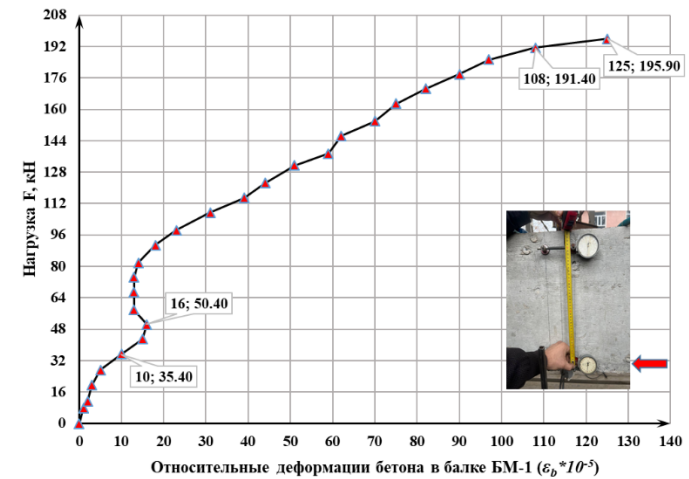
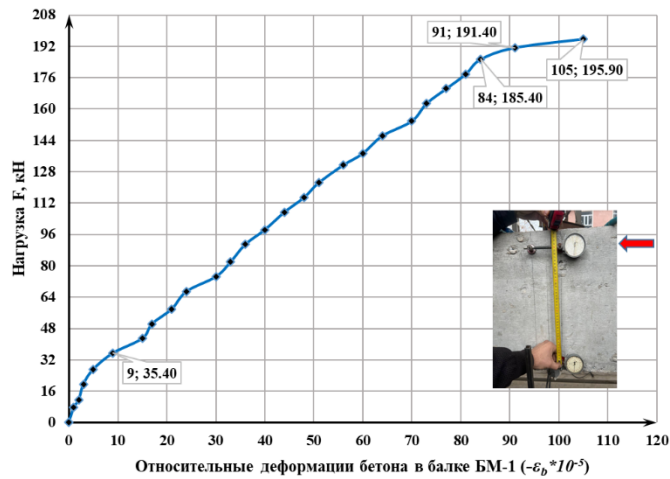


Рисунок 2.13. График зависимости ширина раскрытия трещин от нагрузки

б



а– верхняя зона, б–нижняя зона

Рисунок 2.14. Графики зависимости относительных деформаций от нагрузки

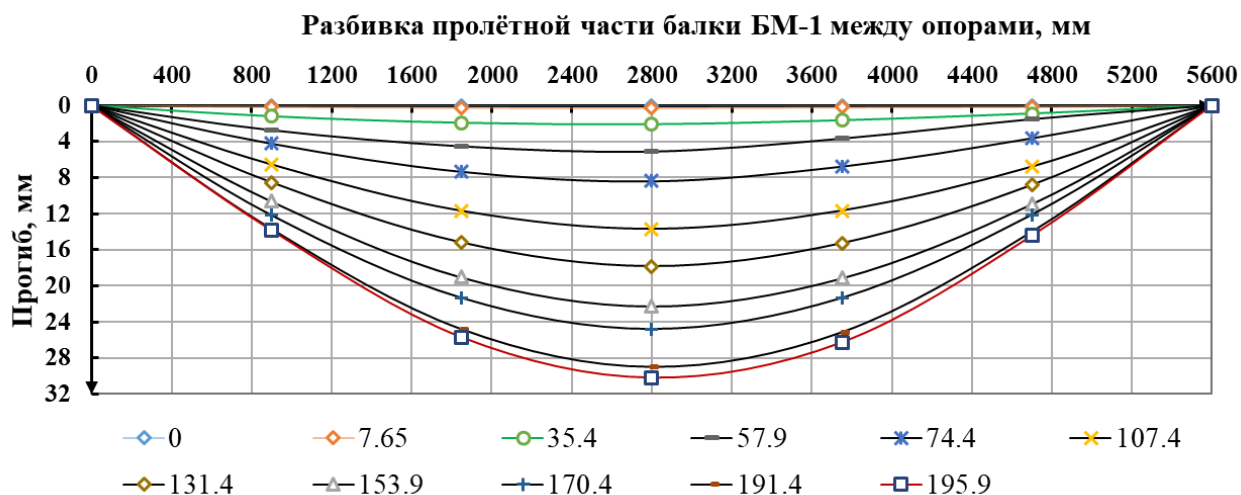


Рисунок 2.15. График деформирования натурной железобетонной балки БМ-1

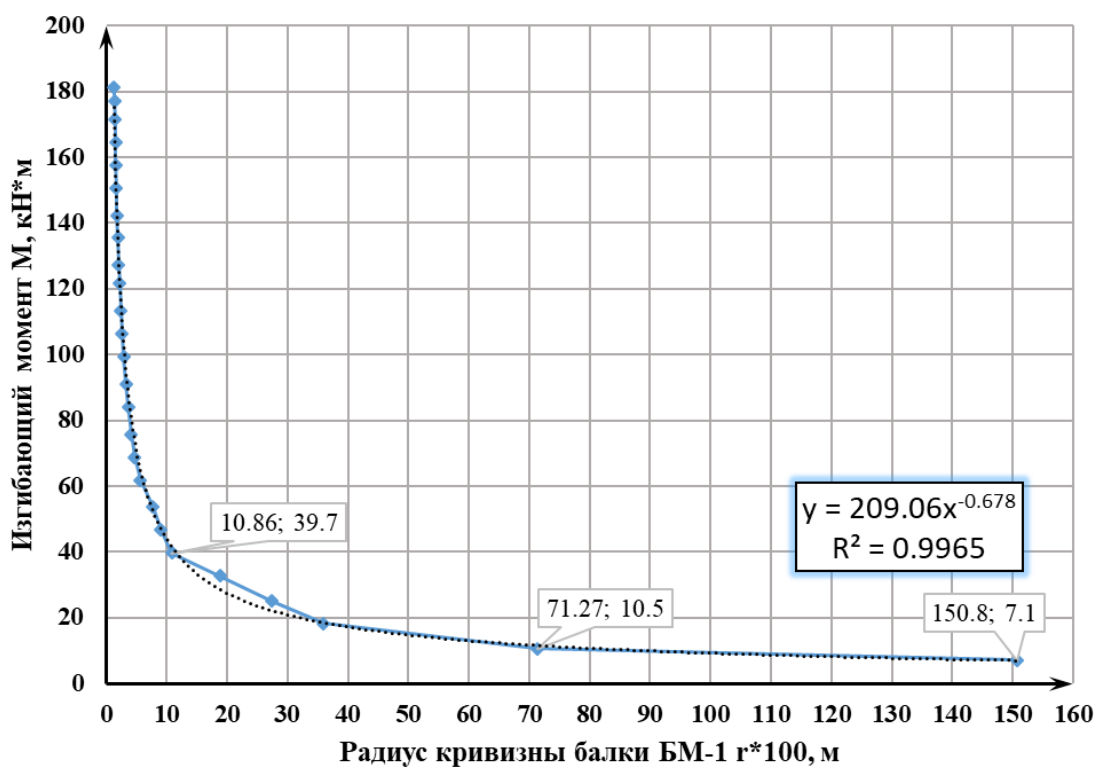


Рисунок 2.16. График зависимости изгибающего момента от радиуса кривизны

Результаты испытаний натурной железобетонной балки БМ-2 приведены в Приложении 1, табл. 2. Графические зависимости основных параметров напряжённо-деформированного состояния представлены на рис. 2.18–2.23.



Натурная железобетонная балка БМ–2 в процессе испытания



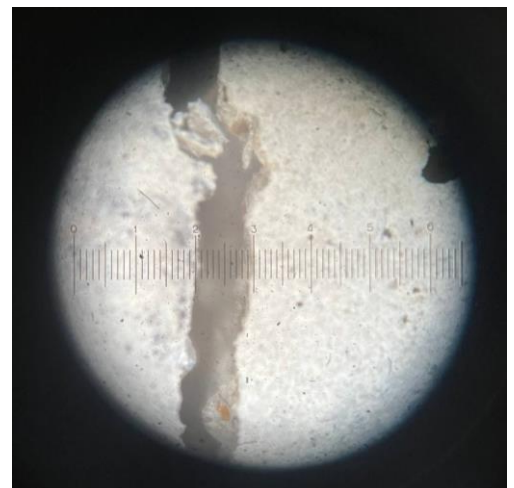
Измерение деформации бетона на базе 100мм



Нормальные трещины в зоне чистого изгиба

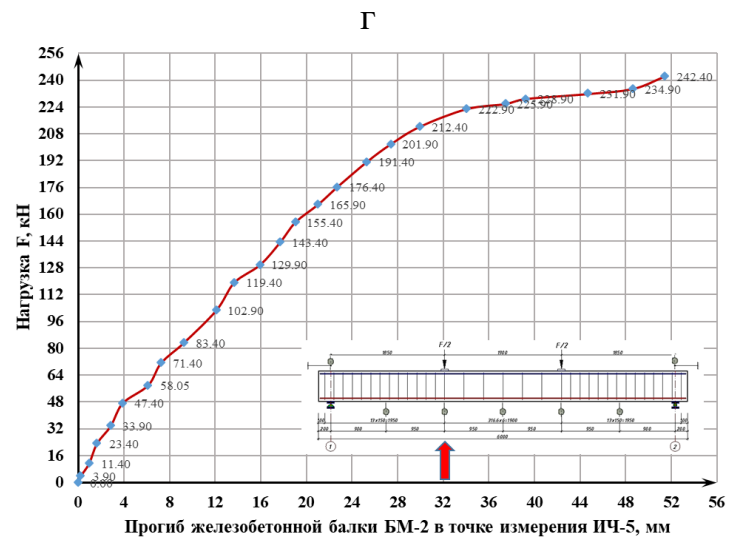
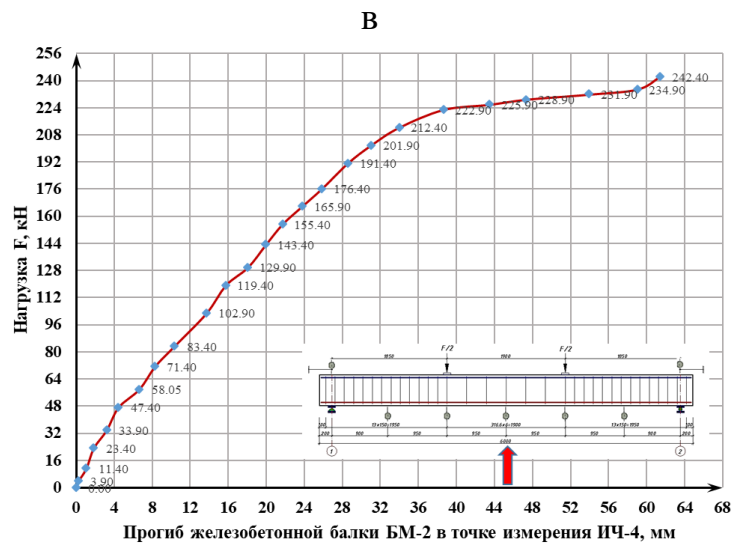
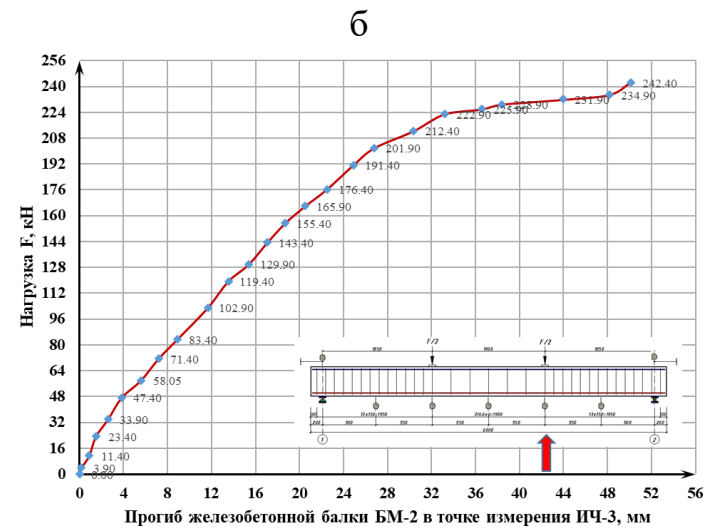
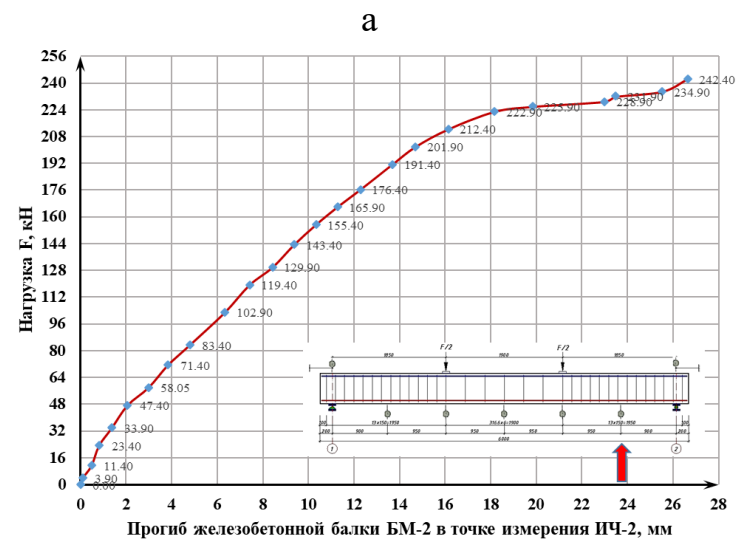


Процесс наблюдения конструкции во время выдержки под нагрузкой



Ширина раскрытия трещин (1 мм) при нагрузке 225.9 кН

Рисунок 2.17. Процесс проведения статического испытания натурной железобетонной балки БМ-2



а– ИЧ–2, б– ИЧ–3, в– ИЧ–4, г–ИЧ–5
Рисунок 2.18. Графики зависимости прогиба от нагрузки

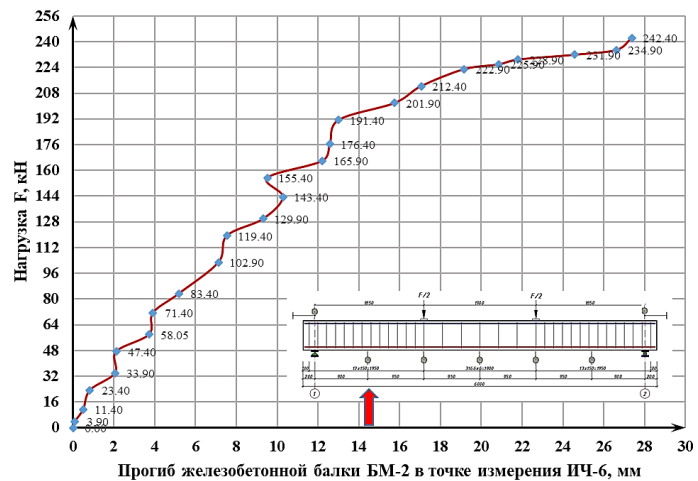


Рисунок 2.19. График зависимости прогиба от нагрузки в характерной точке ИЧ-6

а

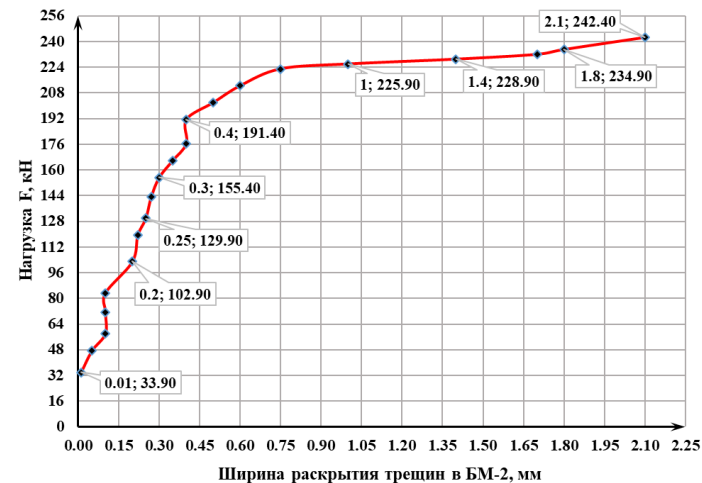
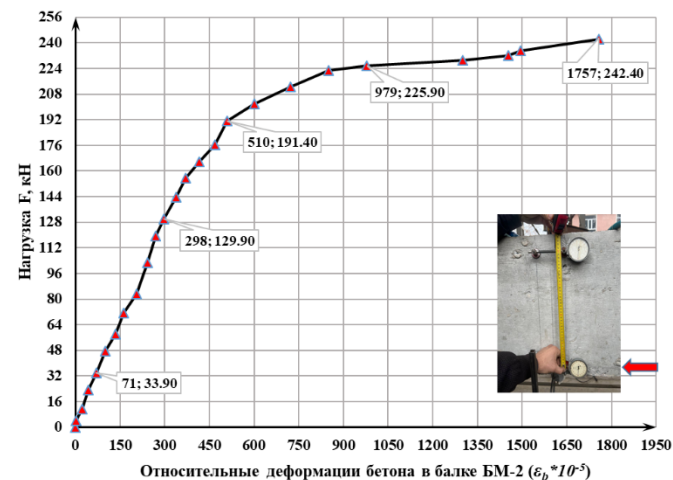
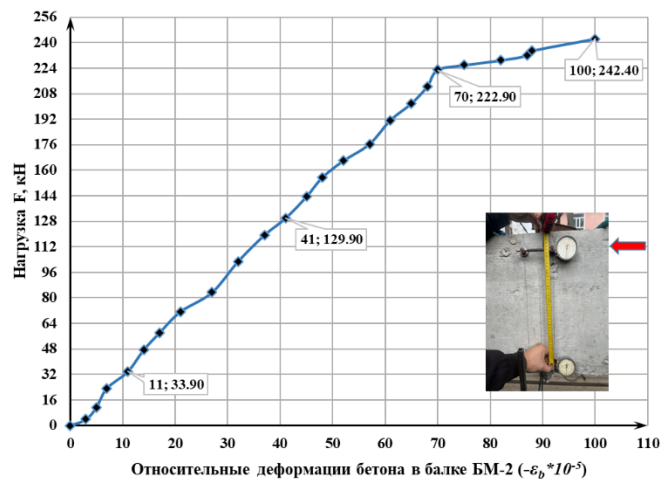


Рисунок 2.20. График зависимости ширина раскрытия трещин от нагрузки

б



а– верхняя зона, б–нижняя зона

Рисунок 2.21. Графики зависимости относительных деформаций от нагрузки

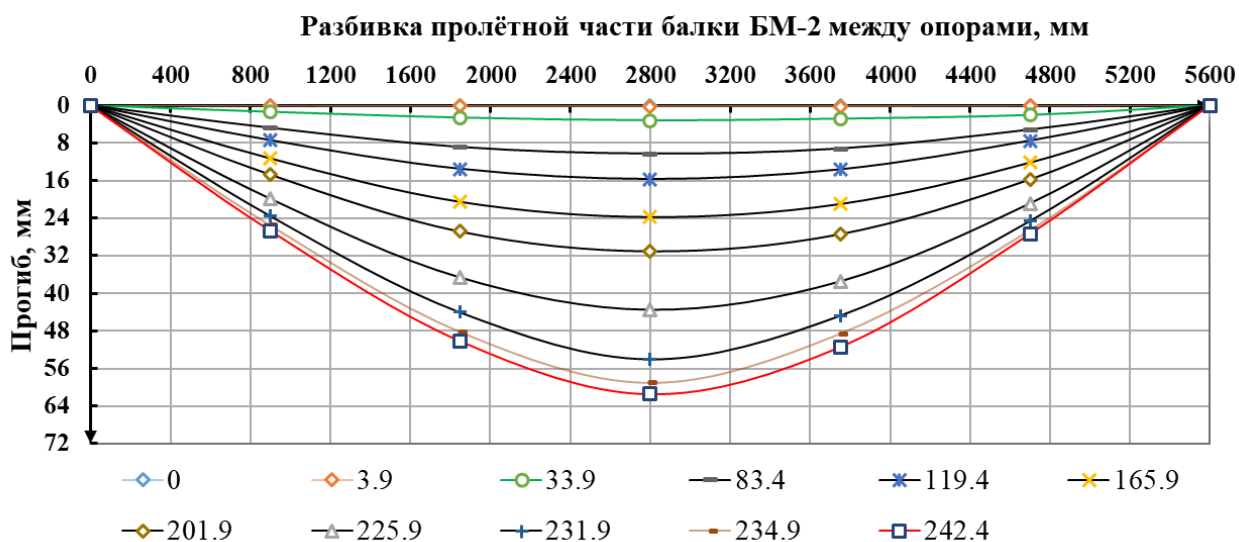


Рисунок 2.22. График деформирования натурной железобетонной балки БМ-2

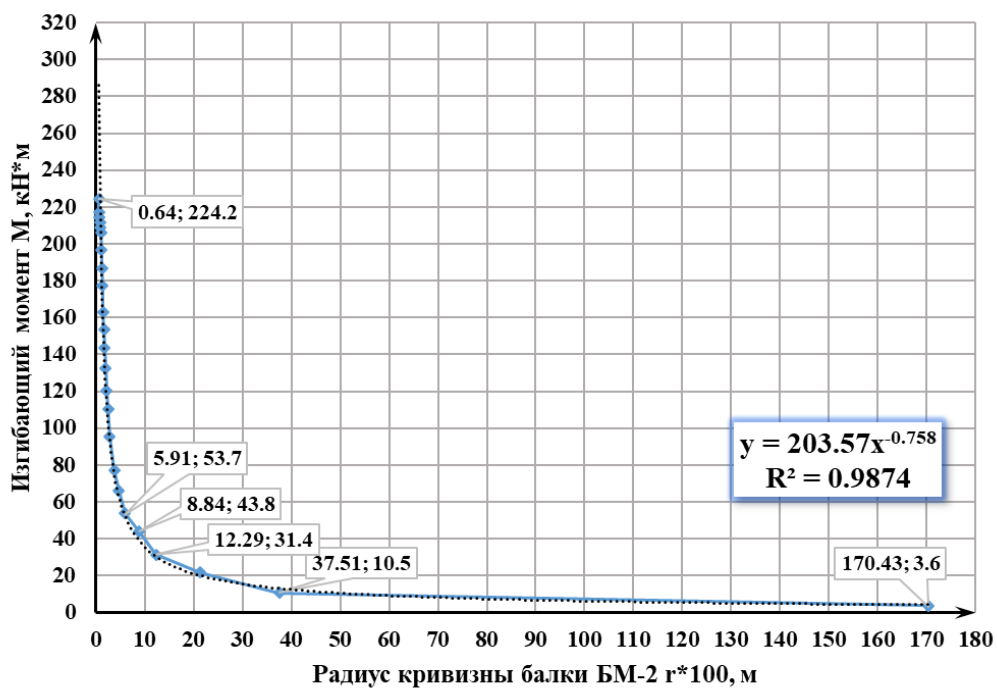


Рисунок 2.23. График зависимости изгибающего момента от радиуса кривизны

Результаты испытаний натурной железобетонной балки БМ-3 приведены в Приложении 1, табл. 3. Графические зависимости основных параметров напряжённо-деформированного состояния представлены на рис. 2.25–2.30.



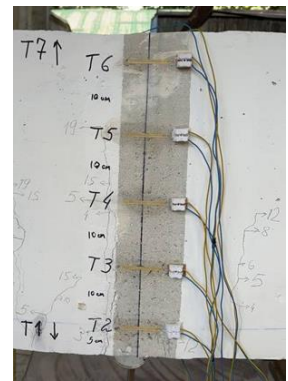
Натурная железобетонная балка БМ-3 в процессе испытания с обозначением разбивочных зон



Измерение деформации бетона на базе 100мм



Процесс измерения трещин



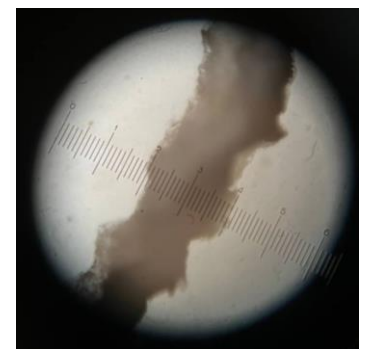
Тензорезисторы марки БПК 50мм



Измеритель деформаций часового типа ц.д. 0.001мм

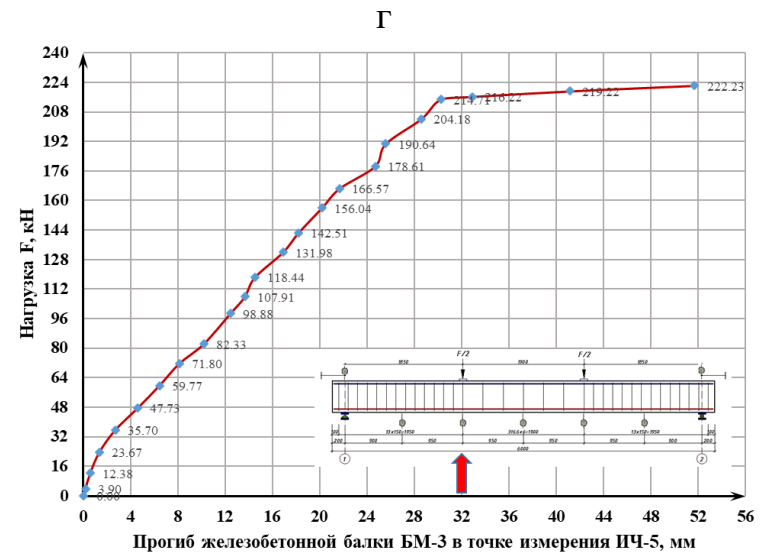
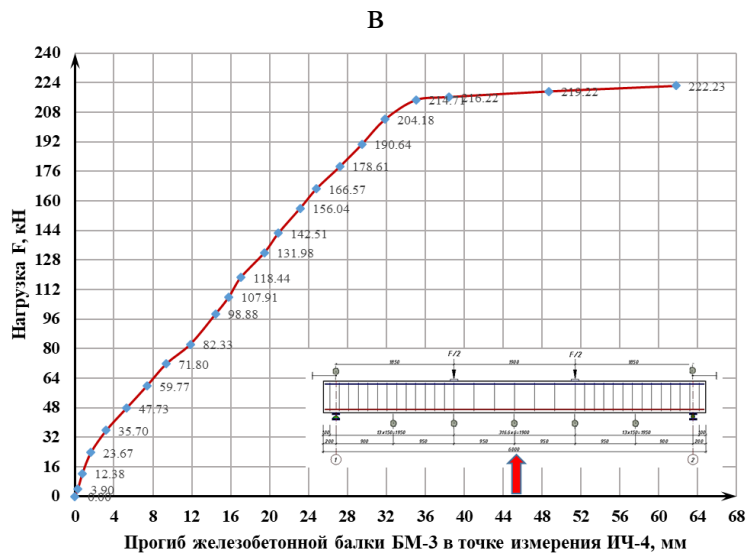
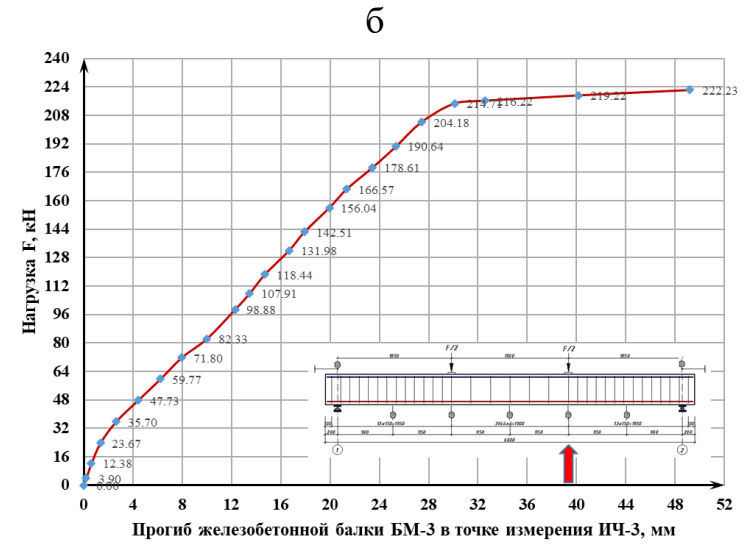
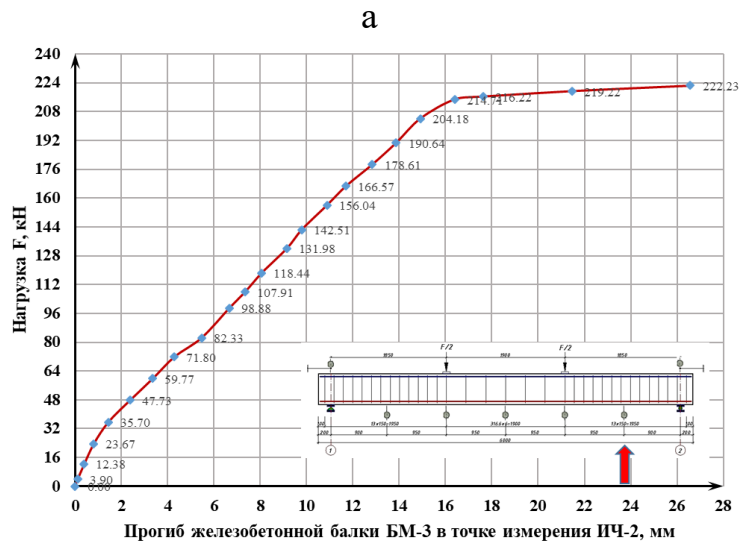


Микроскоп Бринели МПБ ц.д. 0.1мм



Ширина раскрытия трещин (2 мм) при нагрузке 222.23 кН

Рисунок 2.24. Процесс проведения статического испытания натурной железобетонной балки БМ-3 [46]



а– ИЧ-2, б– ИЧ-3, в– ИЧ-4, г–ИЧ-5
Рисунок 2.25. Графики зависимости прогиба от нагрузки

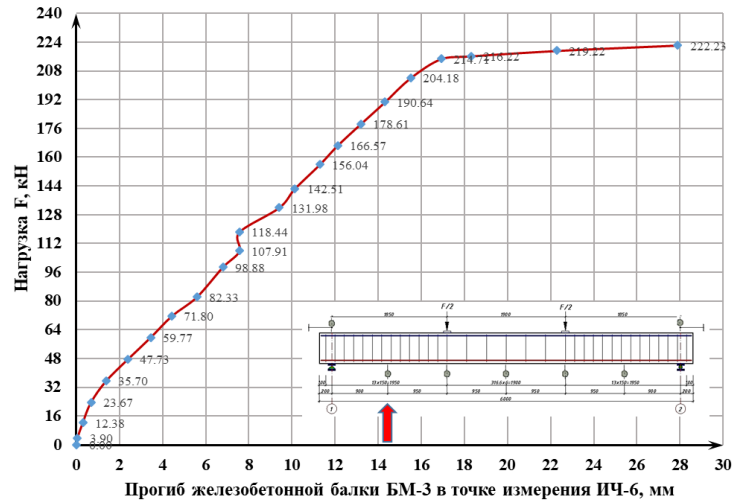


Рисунок 2.26. График зависимости прогиба от нагрузки в характерной точке ИЧ-6

а

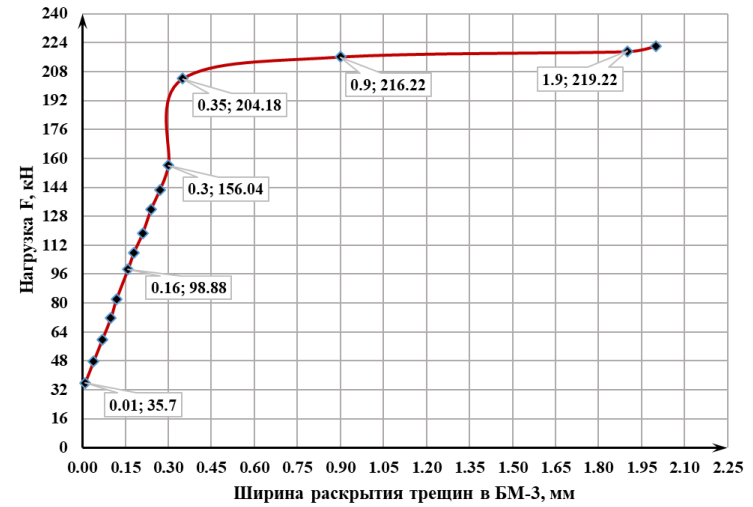
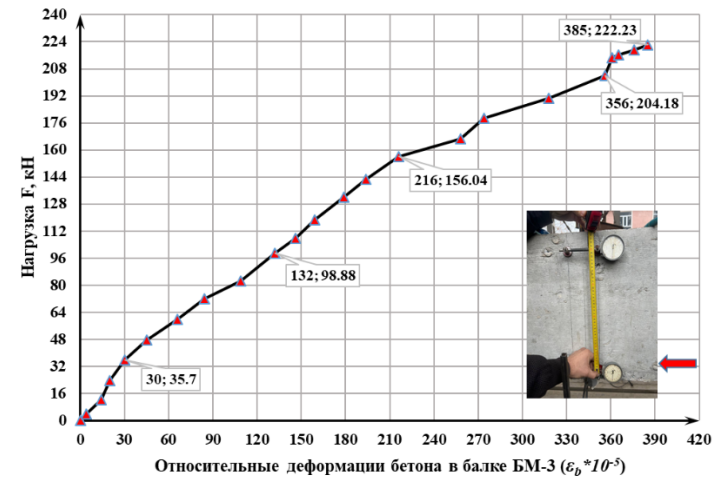
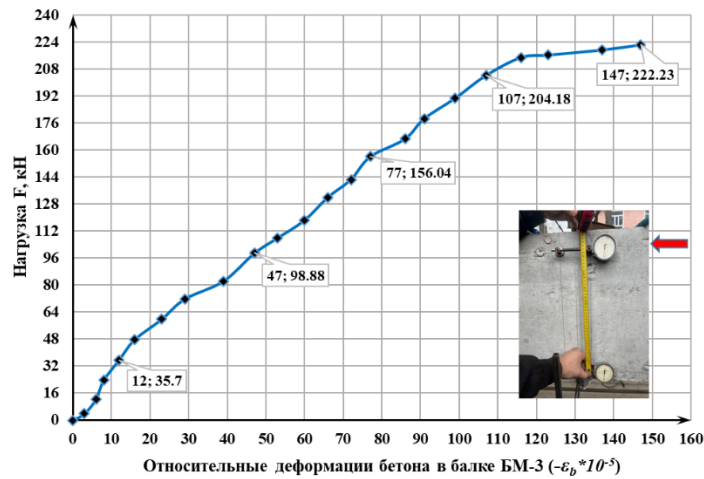


Рисунок 2.27. График зависимости ширина раскрытия трещин от нагрузки [46]

б



а– верхняя зона, б–нижняя зона

Рисунок 2.28. Графики зависимости относительных деформаций от нагрузки

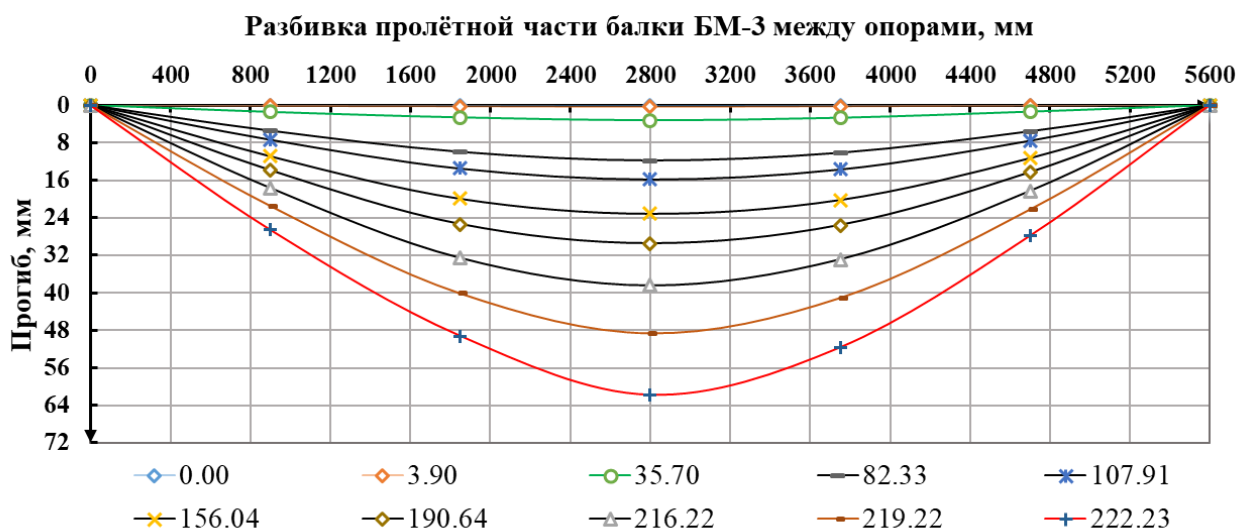


Рисунок 2.29. График деформирования натурной железобетонной балки БМ-3

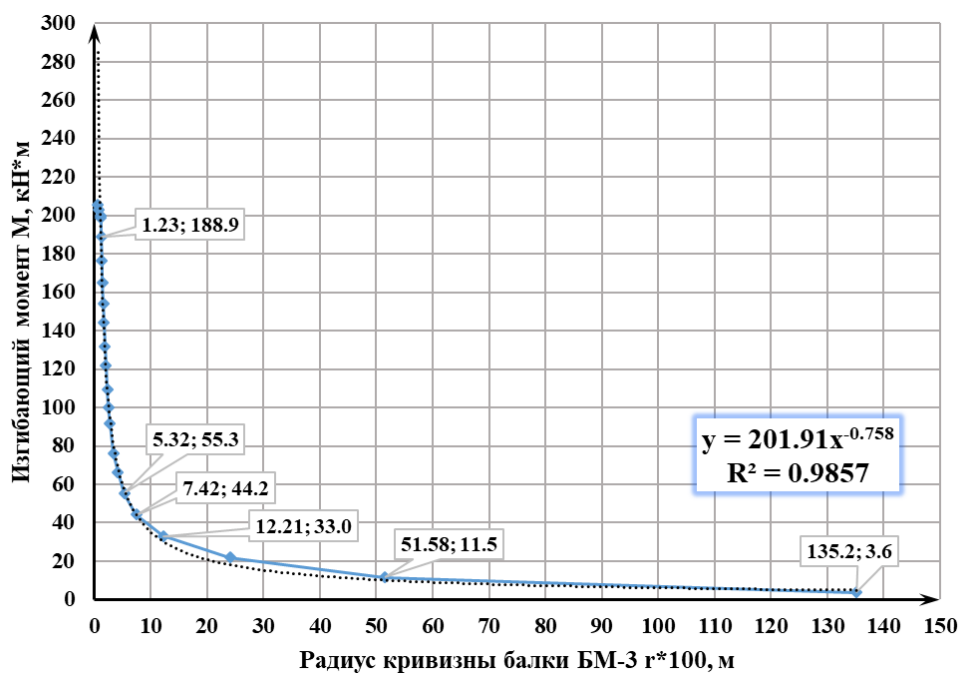


Рисунок 2.30. График зависимости изгибающего момента от радиуса кривизны

По результатам натурных испытаний железобетонных балок установлено, что характер трещинообразования во всех трёх исследованных образцах в значительной степени совпадает как по пространственной конфигурации и ориентации трещин, так и по последовательности их раскрытия на различных стадиях нагружения. Учитывая выявленное совпадение, для иллюстрации характерных особенностей процесса трещинообразования и их сопоставления с результатами, полученными при испытаниях модельных конструкций, на

рисунке 2.31 представлена типовая схема трещинообразования в натурной железобетонной балке БМ-3 в соответствии с разбивкой по зонам (1...6), указанной на рисунке 2.24 [46].

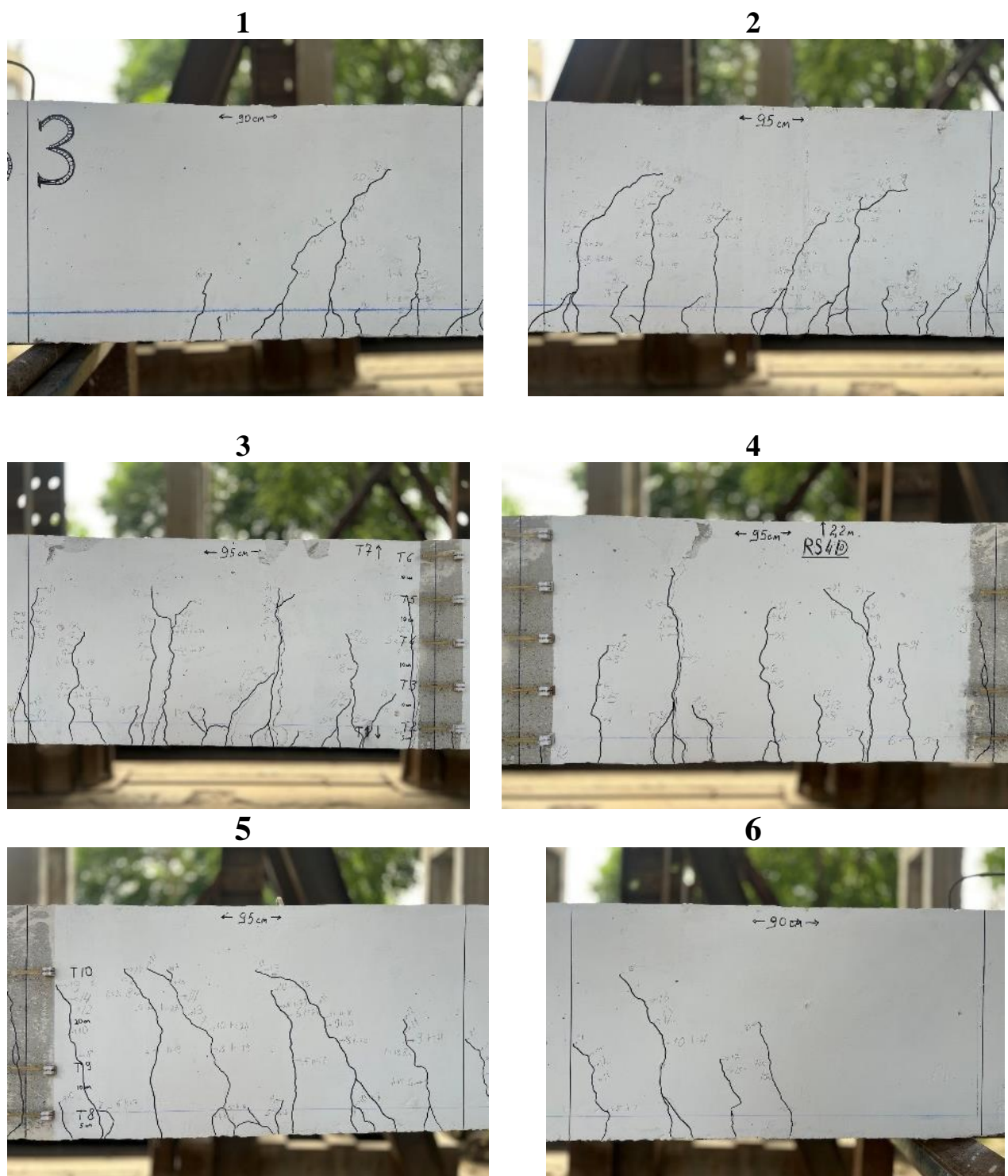


Рисунок 2.31. Характер трещинообразования в железобетонной балке БМ-3 [46]

2.7. Анализ результатов экспериментальных исследований натуральных железобетонных балок

При проведении экспериментальных исследований натуральных железобетонных балок основное внимание было уделено изучению их напряжённо–деформированного состояния, развитию прогибов и трещинообразования, а также определению предельных параметров работы конструкции. Целью эксперимента являлось получение достоверных данных, необходимых для обоснования и подтверждения возможности переноса результатов, полученных при испытаниях физических моделей, на натурные железобетонные конструкции на основы теории подобия и установленными константами подобия.

Анализ экспериментальных графиков деформирования натуральных железобетонных балок (рис. 2.15, 2.22 и 2.29) показал, что деформации в характерных точках ИЧ–2 и ИЧ–3 проявляют симметрию относительно точек ИЧ–5 и ИЧ–6 и характеризуются близкими значениями. Установленная закономерность свидетельствует о равномерности работы пролётной зоны балки и позволяет ограничить анализ меньшим числом контрольных точек без снижения достоверности результатов. На основании выявленной закономерности для последующего сравнения с модельными данными в качестве основных контрольных точек были выбраны ИЧ–2, ИЧ–3 и ИЧ–4.

В связи с установленным эффектом неравномерной работы конструкции деформации в характерных точках определялись по усреднённым значениям, что обеспечило снижение влияния локальных отклонений, связанных с неоднородностью бетона, и повысило надёжность полученных результатов при оценке напряжённо–деформированного состояния балки.

Установлено, что развитие деформаций имеет стадийный характер, включающий: упругую работу до момента образования первых трещин, стадию их раскрытия, стадию интенсивного развития пластических деформаций и стадию разрушения. Каждая из этой стадии описываются соответствующими аппроксимирующими уравнениями [60], что даёт возможность не только

количественно охарактеризовать напряжённо–деформированное состояние конструкции, но и обеспечить возможность сопоставления с модельными результатами в пределах участков, что существенно повышает достоверность прогнозирования работы железобетонных элементов.

На рис. 2.32–2.34 приведены зависимости прогибов натурной железобетонной балки от нагрузки в характерных точках ИЧ–2, ИЧ–3 и ИЧ–4. Они включают экспериментальные данные, полученные при испытаниях трёх балок, а также усреднённые значения, отражающие общие закономерности процесса деформирования. Усреднённые зависимости вместе с аппроксимирующими уравнениями [60], описывающими работу конструкции на отдельных стадиях нагружения, представлены в табл. 2.11.

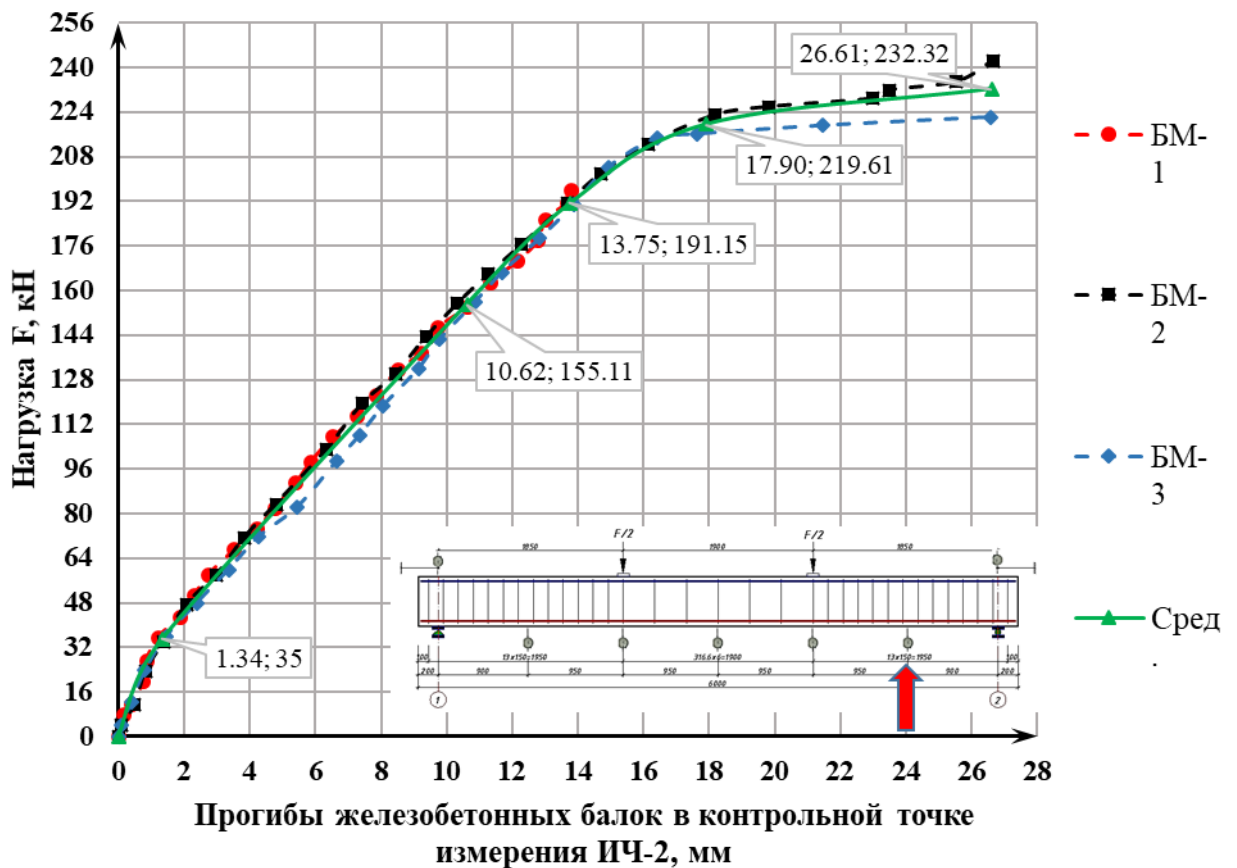


Рисунок 2.32. График зависимости нагрузки от прогибов железобетонной балки в точке ИЧ–2

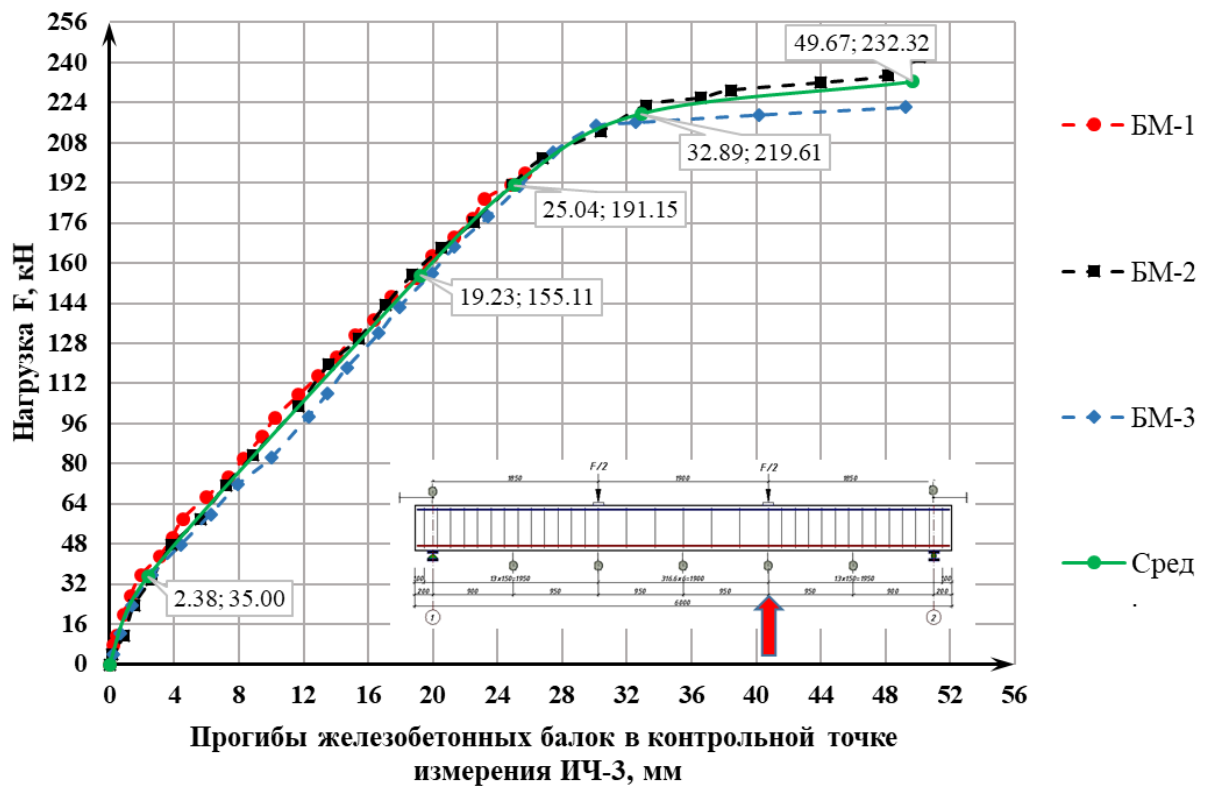


Рисунок 2.33. График зависимости нагрузки от прогибов железобетонной балки в точке ИЧ-3

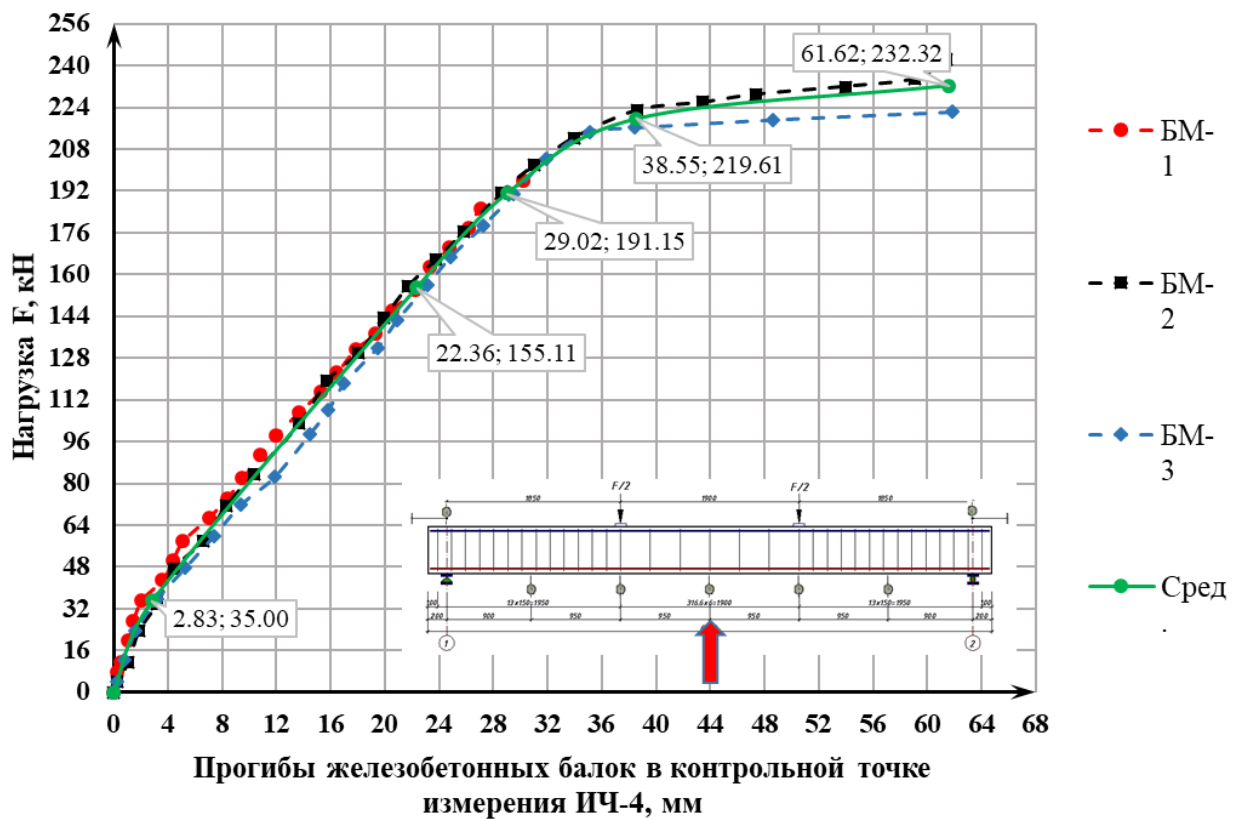


Рисунок 2.34. График зависимости нагрузки от прогибов железобетонной балки в точке ИЧ-4

Проведённые экспериментальные исследования позволили установить закономерности деформирования и разрушения натуральных железобетонных балок. При нагрузке 35 кН, соответствующей изгибающему моменту $M=32,37$ кН·м, на диаграмме наблюдается участок с плавным увеличением вертикальных перемещений, что свидетельствует о переходе конструкции из упругой стадии работы в стадию трещинообразования.

Дальнейшее нагружение приводит к достижению предельных состояний второй группы, определяемых по ширине раскрытия трещин и предельному прогибу. В соответствии с нормативными требованиями [103, 104, 106], критическим считается раскрытие трещин величиной трещин $a_{сгс}=0,3$ мм и предельный прогиб равный $(l_0/250)$.

Согласно экспериментальным данным, при нагрузке 155,11 кН и изгибающем моменте $M=143,48$ кН·м, ширина раскрытия трещин составила 0,3 мм (рис. 45). Фиксированный в этот момент средней прогиб равен 22,36 мм (рис. 45), что практически совпадает с нормативным предельным прогибом $(5600/22,36 \approx 250,44)$, что погрешность составляет 0,17%.

Экспериментальные исследования показали, что разрушение натурной железобетонной балки наступает при нагрузке 232,32 кН, соответствующей изгибающему моменту $M=214,89$ кН·м. Это значение соответствует достижению предельного состояния первой группы и характеризует фактическую несущую способность конструкции. Разрушение произошло в сжатой зоне сечения в результате интенсивного раздробления бетона.

Таблица 2.11. – Результаты усреднённых значений зависимости нагрузки от прогиба натуральных железобетонных балок с аппроксимирующими уравнениями в пределах участка

№ эт.	Контрольные точки	Нагрузка на балку F, кН	Прогиб в контрольной точке f, мм	Уравнения аппроксимации (по участкам)	Точность
1	ИЧ-2	0	0	$y = 26.099x$	$R^2 = 1$
2		35	1.34		
3		155.11	10.62	$y = 12.946x + 17.639$	$R^2 = 1$
4		191.15	13.75	$y = 11.5x + 32.988$	$R^2 = 1$
5		219.61	17.90	$y = 6.8579x + 96.834$	$R^2 = 1$
6		232.32	26.61	$y = 1.46x + 193.47$	$R^2 = 1$
1	ИЧ-3	0	0	$y = 14.692x$	$R^2 = 1$
2		35	2.38		
3		155.11	19.23	$y = 7.1288x + 18.018$	$R^2 = 1$
4		191.15	25.04	$y = 6.2073x + 35.74$	$R^2 = 1$
5		219.61	32.89	$y = 3.624x + 100.42$	$R^2 = 1$
6		232.32	49.67	$y = 0.7571x + 194.71$	$R^2 = 1$
1	ИЧ-4	0	0	$y = 12.367x$	$R^2 = 1$
2		35	2.83		
3		155.11	22.36	$y = 6.1492x + 17.598$	$R^2 = 1$
4		191.15	29.02	$y = 5.4104x + 34.121$	$R^2 = 1$
5		219.61	38.55	$y = 2.9884x + 104.41$	$R^2 = 1$
6		232.32	61.62	$y = 0.5507x + 198.38$	$R^2 = 1$

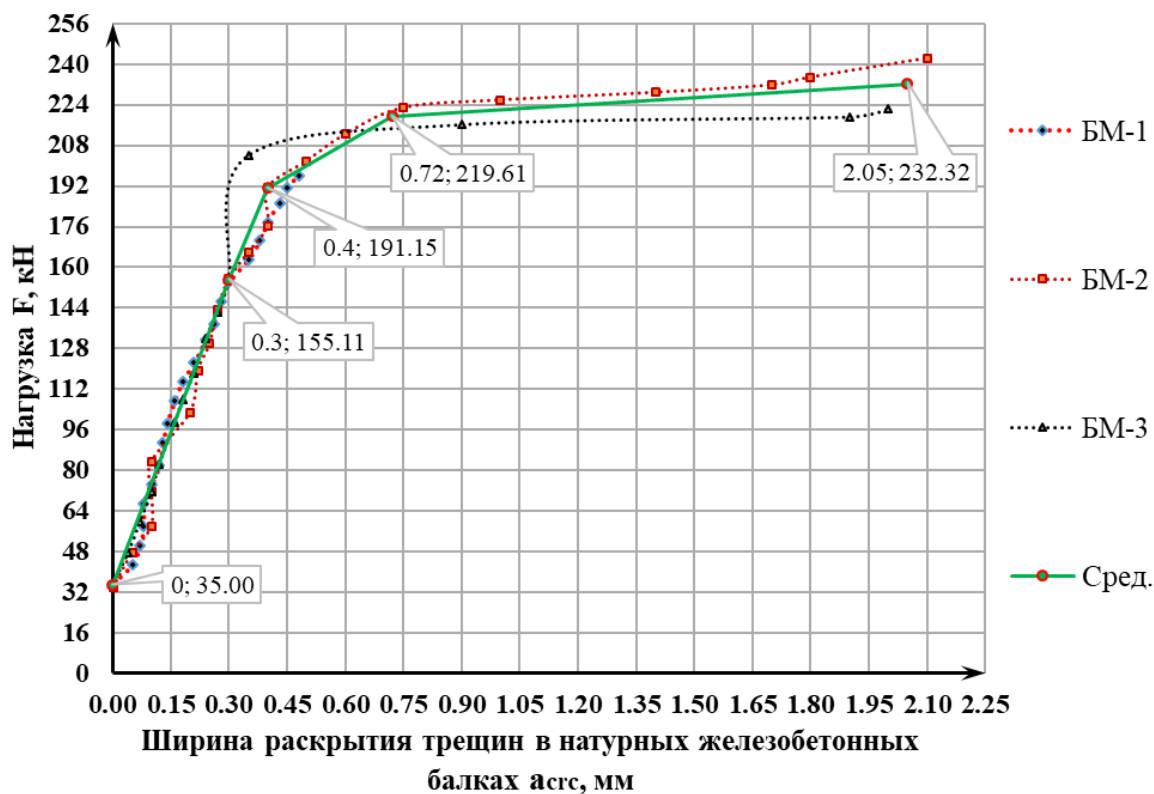


Рисунок 2.35. График зависимости ширины раскрытия трещин от нагрузки натуральных железобетонных балок

Таблица 2.12. – Результаты усреднённых значений зависимости ширина раскрытия трещин от нагрузки натуральных железобетонных балок с аппроксимирующими уравнениями в пределах участка

№ эт.	Нагрузка на балку F, кН	Ширина раскрытия трещин a _{срс} , мм	Уравнения аппроксимации в пределах участка	Точность
1	0	0	_____	_____
2	35	0	$y = 400.38x + 35$	$R^2 = 1$
3	155.11	0.3	$y = 360.35x + 47.009$	$R^2 = 1$
4	191.15	0.4	$y = 88.937x + 155.58$	$R^2 = 1$
5	219.61	0.72	$y = 9.5564x + 212.73$	$R^2 = 1$
6	232.32	2.05		

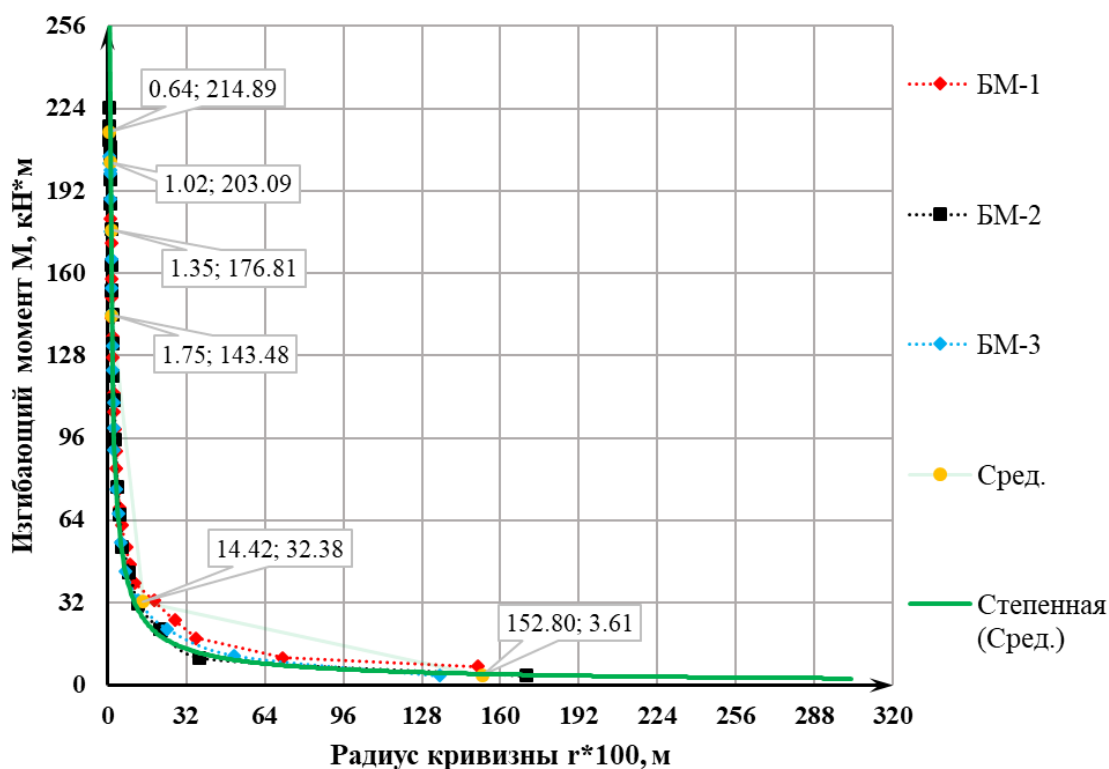


Рисунок 2.36. Усреднённые зависимости изгибающего момента от радиуса кривизны натуральных железобетонных балок

Таблица 2.13. – Результаты усреднённых значений изгибающего момента от радиуса кривизны натуральных железобетонных балок с аппроксимирующими уравнениями

№ эт.	Нагрузка на балку F, кН	Максимальный изгибающий момент M, кН*м	Радиус кривизны балки r, м	Уравнения аппроксимации для средних значений	Точность
1	3.9	3.61	15280	$y = 6903.3x^{-0.768}$ где $x=r$ (м), $y=M$ (кН*м).	$R^2 = 0.9868$
2	35	32.38	1442		
3	155.11	143.48	175		
4	191.15	176.81	135		
5	219.61	203.09	102		
6	232.32	214.89	64		

Зависимость нагрузки от относительных деформаций бетона в сжатой и растянутой зоне серии железобетонных балок БМ-1, БМ-2 и БМ-3 приведён на рисунках 2.37 и 2.38.

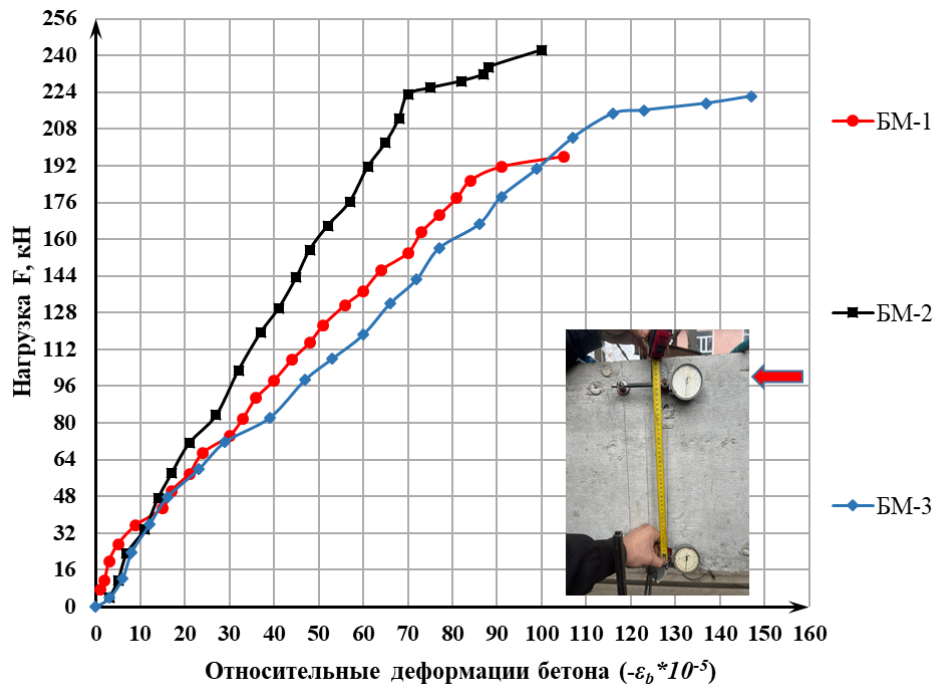


Рисунок 2.37. Зависимость нагрузки от относительных деформаций бетона в сжатой зоне серии натуральных железобетонных балок

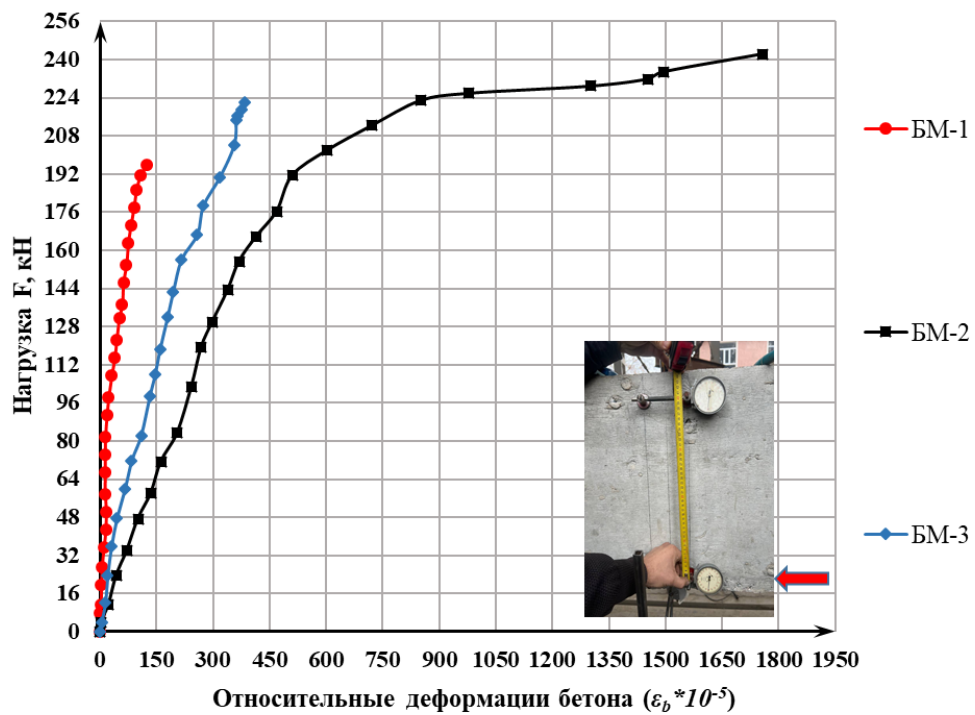


Рисунок 2.38. Зависимость нагрузки от относительных деформаций бетона в растянутой зоне серии натуральных железобетонных балок

В главе 3, планируется проведение экспериментальных исследований физической модели натуральных железобетонных балок с последующим сопоставлением полученных результатов с данными натуральных испытаний. Такое сравнение позволит оценить степень применимости теории подобия и установленных констант подобия для рассматриваемого типа железобетонных конструкций, обеспечив возможность корректного масштабирования результатов модельных испытаний и их использования в инженерных расчётах.

Выводы по второй главе

1. При анализе деформирования натуральных железобетонных балок в контрольных точках ИЧ–2, ИЧ–3 и ИЧ–4 были определены усреднённые значения прогибов, с целью использования для сопоставления с результатами, полученными в сходственных точках модельных балок. Данное сравнение на основе теории подобия даёт возможность оценить степень достоверности результатов деформирования для перехода от модели к натуре.

2. На основе экспериментальных данных, полученных в контрольных точках ИЧ–2, ИЧ–3 и ИЧ–4 составлены усреднённые аппроксимирующие уравнения [60], при соблюдении силового подобия обеспечивают переход от модели к натурной конструкции и позволяют корректно сопоставлять деформации балок в сходственных точках.

3. Экспериментальным путём получены усреднённые зависимости нагрузки от ширины раскрытия трещин натуральных железобетонных балок, аппроксимированные уравнениями в пределах каждой участки [60], характеризующих стадии трещинообразования. Указанные зависимости позволяют оценивать работу конструкции по второй группе предельных состояний при исследовании физической модели на основе теории подобия.

4. Экспериментальные исследования показали, что натурные железобетонные балки переходят в стадию трещинообразования при нагрузке 35 кН, достигают предельных состояний второй группы при нагрузке 155,11 кН, а разрушение наступает при 232,32 кН ($M=214,89$ кН·м) вследствие

раздробления бетона в сжатой зоне. Полученные зависимости определены с целью сопоставления перехода от модели к натурной конструкции на основе теории подобия.

5. На основании полученных экспериментальных данных построены усреднённое аппроксимирующее зависимости между изгибающим моментом и радиусом кривизны натуральных железобетонных балок, что позволяет выполнить сопоставление их жёсткостных характеристик с модельными конструкциями.

6. Экспериментальным путём установлены закономерности трещинообразования натуральных железобетонных балок от действия вертикальных нагрузок с целью их качественного и количественного сопоставления с физической моделью балки.

7. Экспериментальные данные по натурным железобетонным балкам служат эталонной базой для верификации результатов моделирования и подтверждают правильность выбранной методики физического моделирования.

ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ МОДЕЛЬНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ТЕОРИИ ПОДОБИЯ

3.1. Основные положения методики физического моделирования железобетонных балок

Исследование напряжённо–деформированного состояния натуральных железобетонных конструкций представляет собой сложный и ресурсоёмкий процесс, требующий значительных трудовых, материальных и технических затрат. Проведение натуральных испытаний, как правило, связано с необходимостью применения крупногабаритного оборудования, высокой стоимостью материалов и длительными сроками выполнения работ. В связи с этим особую актуальность приобретают методы физического моделирования, основанные на применении физических моделей, в которых сохраняются ключевые геометрические и физико–механические характеристики исследуемых конструкций. Такой подход реализуется на основе положений теории подобия, обеспечивающей количественное соответствие между параметрами модели и натурального объекта [43, 44, 45].

Физическое моделирование железобетонных конструкций является эффективным инструментом исследования их напряжённо–деформированного состояния, трещиностойкости и предельной несущей способности. Этот метод позволяет воспроизводить условия работы натуральных элементов в лабораторных условиях и получать экспериментальные данные, которые могут быть использованы для проверки расчётных моделей и прогнозирования поведения конструкций при различных режимах нагружения.

Методика физического моделирования базируется на положениях теории подобия и размерного анализа, что обеспечивает корректный переход от результатов модельных экспериментов к характеристикам натуральных конструкций. В её основе лежит соблюдение следующих принципов:

–**геометрическое подобие** – сохранение пропорций между размерами натурной балки и её модели;

–подобие нагрузок и граничных условий – воспроизведение действующих сил и закреплений в масштабе, соответствующем натурной схеме работы;

–подобие свойств материалов – подбор бетона и арматуры для модели с физико–механическими характеристиками, удовлетворяющими условиям подобия;

–учёт масштабного эффекта – введение поправочных коэффициентов и использование безразмерных критериев для корректного сопоставления результатов модельных и натуральных испытаний.

Применение методики предполагает последовательность этапов: выбор объекта исследования, определение коэффициента подобия, подбор материалов, изготовление модели, задание схемы нагружения и граничных условий, проведение испытаний и последующую обработку экспериментальных данных. Каждый из этих этапов играет ключевую роль в обеспечении достоверности полученных результатов и их применимости для анализа работы натуральных конструкций.

Несмотря на широкое применение лабораторных испытаний железобетонных конструкций, в ряде опубликованных исследований недостаточно внимания уделяется строгому соблюдению условий подобия, что может снижать достоверность результатов и ограничивать возможности переноса выводов на реальные конструкции. В связи с этим в данной работе основное внимание уделено анализу и теоретическому обоснованию условий геометрического, физического и механического подобия, необходимых для корректного масштабирования результатов моделирования.

Таким образом, методика физического моделирования железобетонных конструкций представляет собой системный подход, включающий в себя принципы геометрического, силового и физико–механического подобия, учёт масштабного эффекта и использование принципов теории подобия.

3.1.1. Выбор масштаба и материалы при моделировании железобетонных конструкций

Выбор масштаба и модельного материала является одним из ключевых этапов физического моделирования железобетонных конструкций. Масштаб определяет соотношение между геометрическими параметрами натурной конструкции и его физической модели, от чего напрямую зависит напряжённо–деформированного состояния и возможность соблюдения условий геометрического, физического и механического подобия.

Следует подчеркнуть, что при уменьшении размеров модели существенно возрастают требования к точности её изготовления, однородности применяемых материалов, а также к обязательному учёту масштабного эффекта, заключающегося в закономерном изменении прочностных характеристик с уменьшением характерных размеров элементов.

Для достоверного исследования напряжённо–деформированного состояния железобетонных конструкций принципиальное значение имеет не только правильно выбранный масштаб, но и рациональный подбор модельного материала. Используемые материалы должны максимально приближаться к бетону натурной конструкции по основным физико–механическим свойствам и обеспечивать воспроизведение характерных закономерностей его деформирования вплоть до стадии разрушения.

Выбор масштаба модели определяется совокупностью факторов, от которых зависит корректность и достоверность получаемых результатов. К числу наиболее значимых относятся:

–**физико–механические свойства модельного материала**, учитываемые в зависимости от исследовательской задачи и требуемой степени соответствия натурному бетону и арматуре;

–**технологичность изготовления модели**, включающая простоту воспроизведения геометрии и соблюдение технологических требований при формообразовании и армировании;

–**методика приложения нагрузки**, зависящая от возможностей имеющейся испытательной базы, измерительной аппаратуры и приборного обеспечения;

–**экономические факторы**, включающие стоимость изготовления модели, доступность выбранных материалов и возможность их повторного применения;

–**временные затраты**, связанные с подготовкой, изготовлением и проведением испытаний;

–**условия подобия материалов**, предполагающие максимально возможную тождественность физико–механических характеристик модельного и натурального бетона, а также арматуры.

Следует подчеркнуть, что выбор масштаба является важным решением между требованиями теории подобия и практическими возможностями лабораторных исследований. Правильное определение масштаба обеспечивает надёжность переноса полученных результатов на натурные конструкции и минимизирует искажения, вызванные масштабным эффектом.

Выбор модельного материала во многом определяется целью эксперимента, необходимостью воспроизведения деформационных характеристик и трещиностойкости, а также технологическими возможностями лабораторного изготовления. На практике применяются как традиционные цементно–песчаные растворы и мелкозернистые бетоны, так и гипсовые составы, полимерные материалы, оргстекло и специальные композиты. Каждый из материалов обладает собственными ограничениями и областью применимости, что требует критического выбора в зависимости от задач исследования.

В таблице 3.1 приведены основные материалы, используемые в практике физического моделирования железобетонных конструкций, с указанием области их применения и характерных недостатков [44].

Таблица 3.1. Материалы при моделировании железобетонных конструкций

Наименование материалов	Применяемость	Недостатки
Органическое стекло	Применяется при исследовании упругой работы конструкций и позволяет эффективно визуализировать распределение напряжений методом фотоупругости	Не позволяет наблюдать развитие трещин, обладает ограниченной прочностью и хрупкостью, а минимальная толщина (0,8–1мм) не всегда обеспечивает воспроизведение тонкостенных элементов в полном геометрическом подобии
Чистый гипс и гипс с добавками	Используется для изучения процессов трещинообразования и хрупкого разрушения, а также удобен для проведения серийных лабораторных испытаний благодаря быстрому твердению	Высокая чувствительность к влажности и снижение прочности при длительном хранении.
Цементно–песчаные растворы	Применяются для моделирования свойств бетона вплоть до стадии разрушения и обеспечивают возможность изготовления моделей малого масштаба	Требуют строгого контроля состава, режима приготовления и условий твердения и возможна усадка
Микробетон	Используется при моделировании тонкостенных и малоразмерных элементов и позволяет достичь высокой степени однородности материала	При нарушении состава возможно искажение физико–механических характеристик, а также повышенные требования к качеству заполнителей
Мелкозернистый бетон	Применяется для исследования напряжённо–деформированного состояния и трещиностойкости до стадии разрушения и является наиболее близким по свойствам к натурному бетону	Повышенная трудоёмкость изготовления, необходимость тщательного подбора состава и строгого соблюдения технологических условий

Таким образом, выбор модельного материала определяется целями исследования и требованиями к моделированию работы конструкции. Каждый материал имеет как преимущества, так и ограничения, что требует обоснованного анализа и учёта масштабного эффекта для обеспечения достоверности экспериментальных результатов.

3.1.2. Масштабный эффект при физическом моделировании железобетонных конструкций

Одним из существенных факторов, влияющих на характер и механизм хрупкого разрушения бетонных элементов, является масштабный эффект. Данное явление, известное на протяжении длительного времени, остаётся недостаточно изученным в инженерной практике и проявляется в закономерном снижении прочностных характеристик образцов и элементов конструкций при увеличении их характерных поперечных размеров. По результатам многолетних экспериментальных исследований количественные значения коэффициентов масштабного эффекта были официально закреплены в нормативных документах.

В межгосударственном стандарте ГОСТ 10180–2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам» [26] приведены регламентированные значения масштабных коэффициентов для образцов различных размеров (таблица 4), используемые при пересчёте результатов испытаний на стандартные условия. Следует отметить, что указанные значения носят усреднённый характер и предназначены для общего применения. В реальных условиях величина коэффициента масштабного эффекта может изменяться в зависимости от вида бетона (тяжёлый, мелкозернистый, лёгкий и др.), его плотности, класса по прочности, вида и крупности заполнителя, технологии приготовления смеси, условий твердения, а также равномерности прогрева и влажностного режима в процессе формирования прочности.

Экспериментально установлено, что при уменьшении размеров геометрически подобных образцов, изготовленных из одного и того же материала, их прочность возрастает. Явление наиболее выражено для хрупких и неоднородных материалов и известно, как масштабный эффект. Оно частично

противоречит основной теореме о подобии твёрдых тел, что требует его более детального рассмотрения.

Существует несколько теоретических толкований явления упрочнения материала при уменьшении размеров образцов [53]. Гриффитс [129] и Йенкель [130] полагали, что определяющее значение имеют силы поверхностного натяжения, действующие на поверхность образца, при этом наименьшей прочностью должны обладать цилиндрические образцы, поскольку у них отношение периметра к площади поперечного сечения минимально. Однако опыты с образцами эллиптического сечения показали отсутствие их превосходства по прочности над цилиндрическими.

А. П. Александров и С. Н. Журков [3] предложили статистическую гипотезу, согласно которой упрочнение тонких образцов обусловлено снижением вероятности появления опасных поверхностных дефектов. Т. А. Конторова [61] установила, что уменьшение диаметра цилиндрических образцов в восемь раз приводит к росту прочности примерно в десять раз, тогда как увеличение их длины в 300 раз снижает прочность лишь на 50 %. Это позволило связать эффект с уменьшением вероятности возникновения трещин Гриффитса, ориентированных перпендикулярно оси растяжения.

Г. В. Ужиг [116], исследуя образцы с выточками, предположил, что масштабный эффект обусловлен отсутствием подобия напряжённого состояния в зоне концентраторов напряжений. Для обеспечения подобия по прочности, по его мнению, необходимо уравнивать максимальные напряжения и градиенты напряжений в натурном образце и модели.

Б. И. Иголкин [43], развивая положения кинетической теории прочности материалов (В. Р. Регель, В. М. Фридман, М. И. Щербань), связал упрочнение с интенсивностью развития дефектов, которая возрастает при снижении скорости деформации, характерной для образцов большего размера. В более поздних исследованиях В. З. Васильева и С. Ю. Каптелина [49] физико–механическая природа упрочнения тонких нитей и нитевидных кристаллов была объяснена особенностями зарождения и роста микротрещин в материалах малого диаметра,

что также подтверждает статистическую зависимость прочности от размеров образца.

Следует отметить, что все приведённые гипотезы носят феноменологический характер. Статистические подходы, хотя и описывают масштабную зависимость прочности, не раскрывают её физико–механическую природу в полном объёме.

Наиболее распространённое толкование масштабного эффекта основывается на статистической теории прочности хрупких материалов. Суть данной теории заключается в следующем.

Материал хрупкого типа по своей природе является структурно неоднородным. Наряду с зёрнами средней прочности в его составе присутствуют как более слабые, так и более прочные зёрна. Вклад прочных зёрен в повышение общей прочности образца незначителен и, как правило, может быть проигнорирован. Более того, такие зёрна нередко способствуют преждевременному зарождению микротрещин вследствие формирования локальных неоднородных полей напряжений, что обусловлено их большей жёсткостью по сравнению с окружающей матрицей. Аналогичным образом локальные концентрации напряжений создаются и в зонах, содержащих более слабые зёрна, поскольку они обычно обладают меньшей жёсткостью.

Слабые зёрна непосредственно снижают прочность образца пропорционально их доле в поперечном сечении. При увеличении размеров образца возрастает вероятность наличия в его объёме зёрен с существенными отклонениями от средних значений прочности и жёсткости, что и приводит к закономерному снижению прочности материала в целом.

Установление количественной зависимости прочности образца как функции распределения его структурной неоднородности представляет собой одну из наиболее сложных задач механики сплошных сред, даже в случае статической постановки. В связи с этим при построении статистической теории прочности исследований вынуждены опираться на ряд упрощающих предпосылок [38, 62, 100, 101, 118, 132]. Для отдельных видов напряжённых

состояний образцов удалось получить удовлетворительное согласие расчётных данных с результатами эксперимента.

Естественным следствием статистической теории прочности является не только снижение прочности образца с увеличением его размера. Поскольку количество зёрен в меньшем образце меньше, чем в большем, вероятность случайных отклонений в их распределении выше. В результате при параллельных испытаниях партий малых и крупных образцов для малых образцов, как правило, фиксируются более высокие средние значения прочности, однако и разброс результатов относительно среднего значения оказывается большим. Указанное явление подтверждается экспериментальными данными [81-83].

Таким образом, отклонение от условий подобия проявляется не только в динамическом, но и в статическом смысле. С увеличением размеров образцов, то есть с ростом количества составляющих их зёрен, статистические отклонения от среднего значения прочности асимптотически уменьшаются. Поэтому при работе с достаточно крупными образцами масштабный эффект выражен слабо. Вероятно, именно по этой причине некоторые исследователи отрицают его существование. Следует учитывать, что понятие «крупный образец» является относительным и во многом определяется соотношением между размерами зёрен и размерами самого образца: чем мельче зерно, тем быстрее снижается разброс прочности с увеличением размеров образца.

С развитием пластических свойств материала масштабный эффект уменьшается, поскольку неравномерность распределения напряжений выравнивается. Несмотря на наличие различных версий статистических теорий, несомненно, что масштабный эффект в той или иной степени является следствием структурной неоднородности материала, подчиняющейся статистическим закономерностям.

Данное обстоятельство объясняет, почему требование основной теоремы о подобии, применительно к отдельным оригиналам и моделям, а также вытекающее из неё условие статической тождественности ансамблей оригиналов и моделей, не выполняются в случае проявления масштабного эффекта. В рамках

простого подобия основная теорема справедлива лишь при условии, что соотношения между тензорами напряжений и деформаций в сходственных точках оригинала и модели идентичны. Для неоднородных материалов это означает необходимость моделирования различных типов зёрен при том же геометрическом коэффициенте подобия. Более общее формулирование звучит так: структуры модели и оригинала должны быть геометрически подобны. На практике выполнение данного условия в большинстве случаев невозможно.

Таким образом, масштабный эффект, обусловленный указанными факторами, в ряде случаев следует рассматривать скорее, как недостаток методики испытаний, нежели как фундаментальное препятствие для корректного моделирования. При этом он может быть порождён и особенностями технологии изготовления оригиналов и моделей. Здесь возможны два варианта:

–технология изготовления и обработки оригиналов и моделей одинакова, однако результаты её применения различаются в зависимости от соотношения между размерами образца и модели;

–технология изготовления отличается (вынужденно или преднамеренно) в зависимости от размеров образцов.

В обоих случаях масштабный эффект следует трактовать в более широком смысле, так как указанные причины могут приводить как к повышению, так и к снижению прочности при уменьшении размеров образца. К числу технологически обусловленных проявлений масштабного эффекта можно отнести различия в условиях твердения малых и крупных бетонных образцов, а также различия в их термических режимах [60, 62, 63].

Итак, масштабный эффект существует. Он наиболее ярко проявляется при хрупком разрушении, причём его природа многообразна и сложна. Масштабный эффект является искажением, точнее, фактором, создающим помехи в моделировании твёрдых деформируемых тел, поэтому он не может игнорироваться при проведении экспериментальных исследований на моделях.

С увеличением размеров образца по отношению к размерам его «дефектов» масштабный эффект стремится к некоторому предельному

значению. Таким образом, при испытаниях образцов различных, но достаточно больших размеров масштабный эффект может быть практически незаметен. Этот эффект также снижается уже при относительно малых пластических деформациях.

3.1.3. Размерный анализ и критерии подобия в задачах моделирования железобетонных балок

Для корректного переноса результатов физического моделирования на натурные железобетонные конструкции необходимо строгое соблюдение условий геометрического, физического и механического подобия. Геометрическое подобие заключается в сохранении масштабных соотношений между всеми линейными размерами модели и прототипа. Физическое подобие достигается соответствием физико–механических характеристик применяемых материалов (прежде всего бетона и арматуры) либо использованием эквивалентных заменителей. Механическое подобие обеспечивается выполнением безразмерных критериев подобия, включающих отношения сил, напряжений, деформаций и прогибов. В условиях статических испытаний особое значение имеет сохранение пропорциональности между внешними нагрузками и реакциями в моделях и натуральных образцах [16, 47, 48, 117, 126-131].

Согласно основным содержаниям разделов 1.2.4 и 1.2.5 первой главы, теоретические положения π -теоремы и классификации критериев подобия позволяют сформулировать единые основы моделирования железобетонных конструкций. Установлено, что корректность перехода от модели к натурному объекту обеспечивается при строгом соблюдении геометрического, физического и механического подобия, а также при учёте масштабных коэффициентов для напряжений, деформаций и нагрузок. Эти положения образуют методологическую базу для проведения экспериментальных исследований и последующей верификации результатов [68, 73, 85, 92].

1. Модель и натурная конструкция должны быть геометрически подобными, что предполагает соблюдение одинакового коэффициента масштабирования (k_L) по всем линейным направлениям. Это означает, что

отношения соответствующих размеров модели и прототипа (длины, высоты, ширины) должны быть постоянными, обеспечивая полное геометрическое соответствие между объектами [85]:

$$b_n = k_L \cdot b_m, h_n = k_L \cdot h_m, L_n = k_L \cdot L_m. \quad (3.1)$$

При соблюдении геометрического подобия масштабирование площадей и объёмов определяется степенной зависимостью от линейного коэффициента подобия.

Для площадей соотношение выражается:

$$A_n = k_L^2 \cdot A_m. \quad (3.2)$$

Для объёмов:

$$V_n = k_L^3 \cdot V_m. \quad (3.3)$$

2. Для более точной оценки напряжённо–деформированного состояния железобетонных конструкций предполагается, что относительные деформации и коэффициент Пуассона в модели и натурной конструкции должны быть одинаковыми. Это условие означает, что материалы, применяемые в модели, должны обладать физико–механическими характеристиками, максимально приближенными к свойствам материалов натурной конструкции [73, 85, 92]:

$$\varepsilon_n = \varepsilon_m = \varepsilon. \quad (3.4)$$

$$\mu_n = \mu_m = \mu. \quad (3.5)$$

3. В случае, если модель и натурная конструкция изготовлены из материалов с различными модулями упругости, применяется коэффициент масштабирования напряжений. Данный коэффициент отражает соотношение между модулями упругости материалов модели и натурального образца и позволяет обеспечить механическое подобие при расчёте и анализе результатов испытаний. Его использование необходимо для корректного пересчёта напряжений и деформаций, возникающих в модели, с учётом различий в физико–механических свойствах применяемых материалов. Данный коэффициент может быть определён с использованием методов размерного анализа, которые позволяют установить соотношения между параметрами модели и натурной конструкции на основе безразмерных величин. Применение таких методов способствует более

обоснованному и точному расчёту масштабных коэффициентов при моделировании [85]:

$$\sigma_n = \varepsilon_n \cdot E_n, \quad \sigma_m = \varepsilon_m \cdot E_m, \quad (3.6)$$

Из выражения (3.6) с учетом (3.4) получим следующие зависимости:

$$\varepsilon_n = \frac{\sigma_n}{E_n}, \quad \varepsilon_m = \frac{\sigma_m}{E_m}, \quad \frac{E_n}{E_m} = \frac{\sigma_n}{\sigma_m} = k_\sigma, \quad (3.7)$$

$$k_\sigma = \frac{E_n}{E_m}, \quad (3.8)$$

$$\sigma_n = k_\sigma \sigma_m. \quad (3.9)$$

4. Коэффициенты сосредоточенной и равномерно распределённой силы для модели и натурной конструкции зависят как от коэффициента масштабирования геометрических размеров, так и от коэффициента масштабирования напряжений. Учет этих факторов необходим для обеспечения силового подобия при физическом моделировании и корректного переноса результатов на натурные условия [85]:

$$\frac{E_n \cdot L_n^2}{P_n} = \frac{E_m \cdot L_m^2}{P_m}, \quad \frac{P_n}{P_m} = \frac{E_n \cdot L_n^2}{E_m \cdot L_m^2}, \quad \frac{P_n}{P_m} = \frac{E_n}{E_m} \cdot \left(\frac{L_n}{L_m} \right)^2. \quad (3.10)$$

Из выражения (3.10) с учетом (3.1) и (3.8) получим следующее уравнение для сосредоточенных сил:

$$P_n = P_m \cdot k_\sigma \cdot k_L^2, \quad (3.11)$$

$$\frac{E_n \cdot L_n}{q_n} = \frac{E_m \cdot L_m}{q_m}, \quad \frac{q_n}{q_m} = \frac{E_n \cdot L_n}{E_m \cdot L_m}. \quad (3.12)$$

откуда получим равномерно-распределённую нагрузку для натуре

$$q_n = k_\sigma \cdot k_L \cdot q_m \quad (3.13)$$

5. Одним из недостатков железобетонных конструкций является их значительный собственный вес, поэтому при физическом моделировании соотношение плотностей материалов натурной конструкции и модели определяется через коэффициенты масштабирования длины и напряжений. Это позволяет обеспечить соответствие весовой нагрузки и корректно учитывать влияние силы тяжести в условиях моделирования [85]:

$$\rho_n = \frac{m_n}{V_n}, \quad \rho_m = \frac{m_m}{V_m}, \quad \frac{\rho_n}{\rho_m} = \frac{m_n \cdot V_m}{m_m \cdot V_n}. \quad (3.14)$$

Заменяв величину массы на сосредоточенную нагрузку и исходя из соображений одинаковости размерностей единиц измерения, получим следующее выражение [85]:

$$\frac{\rho_n}{\rho_m} = \frac{P_n \cdot V_m}{P_m \cdot V_n}, \quad V_n = k_L^3 \cdot V_m, \quad \frac{P_n}{P_m} = k_\sigma \cdot k_L^2. \quad (3.15)$$

Из выражения (3.15) с учетом (3.3) и (3.11), получим следующее уравнение для моделирования плотности материалов модели и натурной конструкции:

$$\rho_n = k_\sigma \cdot \frac{\rho_m}{k_L}. \quad (3.16)$$

6. Коэффициенты изгибающих моментов зависят от коэффициента масштабирования геометрических размеров, а также от коэффициента масштабирования напряжений. Эти зависимости играют ключевую роль при моделировании поведения стержневых элементов под действием изгибающих нагрузок [85]:

$$M_n = P_n \cdot L_n, \quad M_m = P_m \cdot L_m \quad (3.17)$$

Затем из выражения (3.17) с учетом (3.1), получим следующее уравнение:

$$M_n = P_n \cdot L_m \cdot k_L, \quad L_m = \frac{M_n}{P_n \cdot k_L}, \quad L_m = \frac{M_m}{P_m} \quad (3.18)$$

$$\frac{M_n}{P_n \cdot k_L} = \frac{M_m}{P_m}, \quad M_n = \frac{P_n \cdot k_L}{P_m} \cdot M_m \quad (3.19)$$

Исходя из выражения (13.11), получим следующее уравнение для моделирования изгибающих моментов для модели и натурной конструкции:

$$M_n = k_\sigma \cdot k_L^3 \cdot M_m \quad (3.20)$$

7. Коэффициент масштабирования прогибов стержневых элементов зависит от коэффициента масштабирования модели. Учет этого влияния необходим для корректной передачи деформационных характеристик с модели на натурную конструкцию при соблюдении выражений (3.1), (3.8) и (3.20) [85]:

$$f_n = S_n \cdot L_n^2 \cdot \frac{M_x^n}{E_b^n \cdot I_x^n}, \quad f_m = S_m \cdot L_m^2 \cdot \frac{M_x^m}{E_b^m \cdot I_x^m}, \quad (3.21)$$

$$\frac{f_n}{f_m} = \frac{S_n}{S_m} \cdot \left(\frac{L_n}{L_m}\right)^2 \cdot \frac{M_x^H}{M_x^M} \cdot \frac{E_b^M \cdot I_x^M}{E_b^H \cdot I_x^H}; \quad \frac{L_n}{L_m} = k_L; \quad \frac{M_n}{M_m} = k_\sigma \cdot k_L^3; \quad \frac{E_b^M}{E_b^H} = \frac{1}{k_\sigma}; \quad (3.22)$$

$$\frac{I_x^M}{I_x^H} = \frac{I_x^M}{k_L^4 \cdot I_x^M} = \frac{1}{k_L^4},$$

$$\frac{f_n}{f_m} = k_L^2 \cdot k_\sigma \cdot k_L^3 \cdot \frac{1}{k_\sigma} \cdot \frac{1}{k_L^4}, \quad (3.23)$$

$$f_n = k_L \cdot f_m, \quad (3.24)$$

–где коэффициенты S_n , S_m , принимаемые в зависимости от расчетной схемы элемента при соблюдении требований пункта (1) будет одинаковым как для модели, так и для натуре.

Каждая модельная величина преобразуется в натурную с учётом соответствующего коэффициента подобия, определяемого на основе размерного анализа и условий физического моделирования. Основные зависимости, применяемые при моделировании стержневых конструкций, представлены в таблице 3.2.

Таблица 3.2. - Формулы перехода от параметров модели к натурным значениям с учётом коэффициентов подобия [85]

Наименование моделируемых параметров	Формулы перехода от модели к натуре с учетом соответствующих коэффициентов подобия
Линейные размеры	$b_n = k_L \cdot b_m, h_n = k_L \cdot h_m, L_n = k_L \cdot L_m$
Площадь	$A_n = k_L^2 \cdot A_m$
Объём	$V_n = k_L^3 \cdot V_m$
Плотность	$\rho_n = k_\sigma \cdot \frac{\rho_m}{k_L}$
Сосредоточенные силы	$P_n = k_\sigma \cdot k_L^2 \cdot P_m$
Распределённая нагрузка	$q_n = k_\sigma \cdot k_L \cdot q_m$
Изгибающие моменты	$M_n = k_\sigma \cdot k_L^3 \cdot M_m$
Напряжения	$\sigma_n = k_\sigma \sigma_m, k_\sigma = \frac{E_n}{E_m}$
Прогибы	$f_n = k_L \cdot f_m$
k_L – коэффициент подобия линейных размеров (коэффициент масштабирования), $k_\sigma = \frac{E_n}{E_m}$ – коэффициент моделирования напряжений (коэффициент подобия по напряжениям).	

3.2. Цель, задачи и методика экспериментального исследования моделей железобетонных балок

Целью экспериментального исследования модели железобетонной балки является получение достоверных данных о напряжённо–деформированном состоянии и трещиностойкости конструкции в уменьшенном масштабе, а также проверка применимости условий геометрического, физического и механического подобия для последующего переноса результатов на натурный конструкции. Испытания модели направлены на изучение закономерностей работы балки на различных стадиях нагружения – от упругой до предельного состояния.

В рамках поставленной цели были определены следующие задачи исследования:

- обоснование выбора масштаба моделирования и подбор модельных материалов, эквивалентных бетону и арматуре натурной конструкции;
- разработка конструктивного решения и технологии изготовления модели железобетонной балки;
- проведение испытаний модели с регистрацией прогибов, деформаций, трещинообразования и разрушения;
- анализ полученных экспериментальных данных и их сопоставление с расчётными значениями;
- оценка корректности переноса результатов модельных испытаний на натурную конструкцию с использованием критериев подобия.

3.3. Выбор масштаба моделирования, подбор состава бетона и рабочей арматуры для модельных конструкций

Выбор масштаба моделирования. Геометрический масштаб моделей железобетонных балок определялся с учётом двух основных условий: максимально возможного – для обеспечения размещения конструкций в испытательном зале и создания корректных условий нагружения, а также минимально допустимого – для возможности установки и работы контрольно–

измерительной аппаратуры на элементах. Эксперимент проводился на трёх моделях балки, изготовленных из материалов с одинаковыми физико-механическими характеристиками. Такой подход позволил повысить достоверность результатов, снизить влияние случайных факторов и обеспечить корректность переноса полученных данных на натурной конструкции [44].

Подбор состава бетона для модельных конструкций. Изучение литературы показало, что при испытаниях железобетонных конструкций на этапе упругой работы рекомендуется использовать материалы из гипса, пластика и цементного раствора. Как известно, бетон – анизотропный искусственно – каменный материал, состоящий из щебня, песка, цемента и воды количество каждого из которых в составе бетона изменяет его напряженно-деформированное состояние [8, 9]. Полная стадия работа бетона под нагрузкой характеризуется модулем упругости и коэффициента поперечной деформации бетона (коэффициента Пуассона) [10, 44].

Для оценки работоспособности натуральных конструкций на должном уровне важно провести подбор и анализ материалов, применяемых в модели, и определить степень соответствия при одинаковых коэффициентах подобия [64].

Подбор состав бетона модельных конструкции выполнено согласно [104], и руководству по подбору состава тяжелого бетона [97]. Состав бетона включает следующие компоненты: цемент марки М500, песок фракции 2,5–5 мм, щебень фракции 5–10 мм и вода [64].

Согласно [104] базовая норма расхода цемента для бетонных и железобетонных конструкций марки М500 для бетона класс В20 с учетом переходного коэффициента 0,88 от марки цемента от М400 на М500 составляет 281,6кг, а водоцементное отношение необходимо принять $C/V \approx (320 \cdot 0,88 \cdot 1,08) / 230 = 1,3223$.

1. Согласно таблице 21, [104] расход портландцемента марки М400 на 1 м³ бетона класса В20 составляет 320 кг/м³.

2. Расход воды на 1 м³ бетона класса В20, по табл.14 руководству по подбору состава тяжелого бетона [97] при осадке конуса 12–16см и крупности

щебня до 10мм составляет 230 л/м³.

Установив значение водоцементного отношения (Ц/В) для бетона класса В20 при условиях нормального твердения, равное 1,3223 проводим расчет состава на 1м³ бетона:

А) По таблице 14 [97] принимаем расход воды В=230 л/м³.

Б) Определяем расход цемента:

$$C_{\text{цемент}} = 230 \times 1,3223 = 304,13 \text{ кг} / \text{м}^3 \quad (3.25)$$

В) Определяем расход заполнителей в бетоне:

$$Ш_{\text{щебень}} + П_{\text{песок}} = \gamma_b - (C + B) = 2500 - (304,13 + 230) = 1965,87 \text{ кг} / \text{м}^3 \quad (3.26)$$

где γ_b —плотности чистого тяжелого бетона без учета арматуры $\gamma_b=2500$ кг/м³.

Г) По таблице 21 [97] принимаем значение r, по линейной интерполяции при крупности щебня 10 мм и расход цемента – 300 кг/м³, r=0,43, при расходе цемента 400 кг/м³, r=0,4. Согласно результатом расчета по формуле (1) коэффициент r принимаем равное 0,4288.

$$П = (Ш + П) \times r = 1965,87 \times 0,4288 = 842,96 \text{ кг} / \text{м}^3 \quad (3.27)$$

Д) Рассчитываем содержание щебня в бетоне как разность массы заполнителей и массы песка:

$$Ш = (Ш + П) - П = 1965,87 - 842,96 = 1122,91 \text{ кг} / \text{м}^3 \quad (3.28)$$

Е) Записываем номинальный состав бетона (на сухих заполнителях) в уплотненном состоянии на 1 м³ в таблице 3.3:

Таблица 3.3. – Расход материалов для бетона класса В20 на 1м³

Наименование компонентов бетона на 1м ³			
Цемент М500, кг	Песок, кг	Щебень, кг	Вода, л
304,13	842,96	1122,91	230

Несмотря на достигнутый прогресс в конструктивном проектировании, многие аспекты, касающиеся свойств строительных материалов. Поведение конструктивного бетона в различных условиях окружающей среды до сих пор

исследовано не в полной мере. Взаимосвязь между напряжением и деформацией чаще всего определяется на основе кратковременных одноосных испытаний, тогда как материалы в реальных конструкциях испытывают сложную зависимость, изменяющуюся со временем, и подвергаются множеству видов деформаций и резким колебаниям напряжений.

О тождественности материалов в механическом смысле и критериях тождественности приведены в работе [81], наиболее достоверный путь, при современном уровне знаний, является установление тождественности материалов в механическом смысле на основе прямого эксперимента. Два материал считается тождественным в механическом смысле, если для изготовленных из них любых одинаковых опытных образцов, при любом заданном законе загрузки, соотношения между деформациями и напряжениями остаются одинаковыми.

Результаты существующего большого количества теоретических исследований в области моделирования строительных конструкций, полученные на основе разнообразных исходных предпосылок, могут быть применены к решению практических задач лишь при условии установления минимального количества механических признаков материала, указывающих на возможность применения теории подобия с достаточной точностью. Например, для корректного применения теории упругости достаточно знать модуль упругости, коэффициент Пуассона и предел пропорциональности.

А. Г. Назаров подчёркивает: «Трудно ожидать существования материалов в механическом смысле в точности подобных для загрузки по любому закону. Определение подобия материалов следует рассматривать как полезную абстракцию, необходимую для создания теоретических основ подобия. Чем точнее заданный материал удовлетворяет условиям подобия, тем точнее будут результаты экспериментальных работ по моделированию» [81]. Из этого следует, что полное соответствие свойств материалов модели и натурального образца практически недостижимо, а условие подобия должно рассматриваться как приближённое. Следовательно, при физическом моделировании

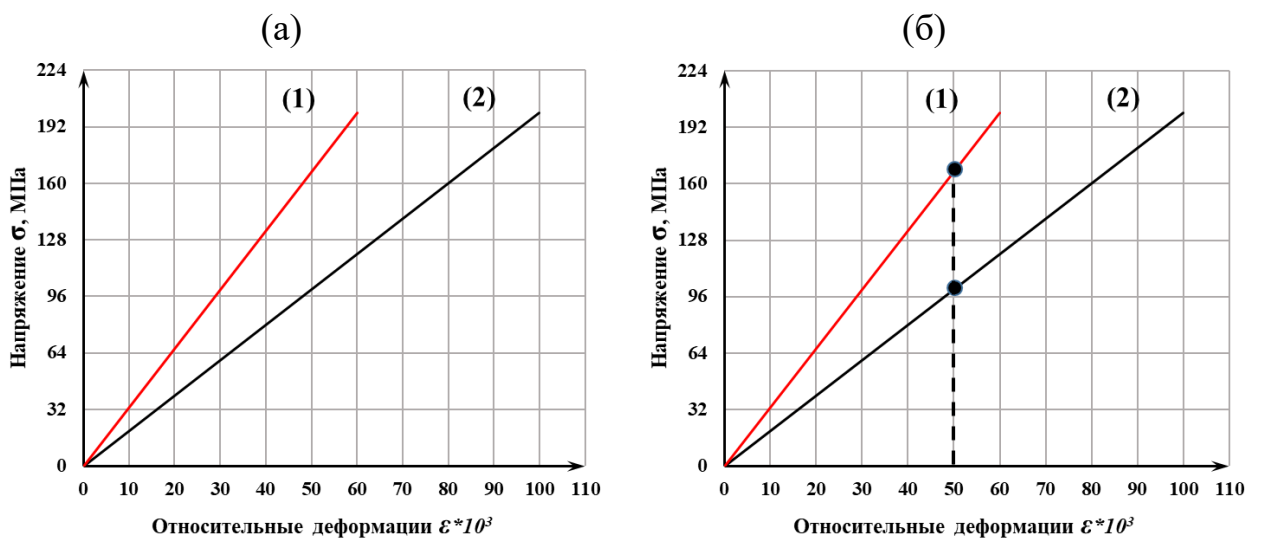
железобетонных конструкций решающее значение имеет правильный выбор характеристик, обеспечивающих эквивалентность их напряжённо-деформированного состояния.

На рисунке 3.1 представлены графики зависимости напряжений от деформаций материалов натурной и модельной конструкций. На графиках обозначение (1) соответствует натурному образцу, а (2) – модельному.

Случай, а (рис. 3.1, а) характеризует ситуацию, при которой линии «напряжение – деформация» для обоих материалов имеют различный наклон и характер распределения. Это свидетельствует о несоответствии модулей упругости и различии предельных состояний, что приводит к нарушению условий подобия по критериям напряжённости и деформативности.

Случай б (рис. 3.1, б) отражает ситуацию, когда деформации материалов модели и натурной конструкции принимаются одинаковыми. При таком условии реализуется частный вариант подобия, соответствующий выполнению выражений (2) и (3), что обеспечивает соблюдение подобия по критериям напряжённости между модельной и натурной конструкциями.

Используя закон Гука и выполнив необходимые преобразования, получаем коэффициент подобия по напряжениям $k_\sigma = \frac{E_n}{E_m}$, приведённый в выражении (3.8).



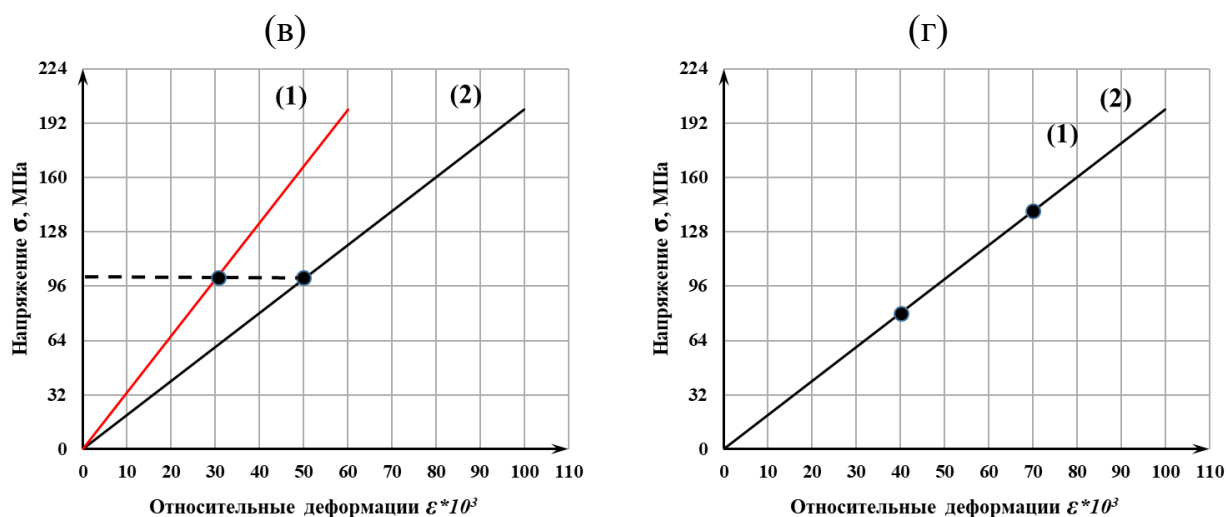


Рисунок 3.1. Графики зависимости напряжений от деформаций материалов натурной (1) и модельной (2) конструкций

Случай в (рис. 3.1, в) характеризует ситуацию, при которой напряжения в материалах модели и натурной конструкции находятся на одном уровне, в то время как деформации различаются. Такое соотношение отражает разницу в модулях упругости материалов и указывает на то, что при равных напряжениях деформации пропорциональны отношению модулей упругости. В этом случае реализуется частный вариант подобия по критериям деформативности, при котором сохраняется эквивалентность силового состояния, но нарушается подобие по деформационным характеристикам:

$$\sigma_n = \sigma_m, \quad \sigma_n = E_n \varepsilon_n, \quad \sigma_m = E_m \varepsilon_m, \quad \frac{\sigma_n}{\sigma_m} = \frac{E_n \varepsilon_n}{E_m \varepsilon_m}, \quad \frac{\varepsilon_n}{\varepsilon_m} = \frac{E_m}{E_n} = k_\varepsilon, \quad (3.29)$$

Исходя из выражения (3.29), получен коэффициент подобия по деформациям в следующем виде:

$$k_\varepsilon = \frac{E_m}{E_n}, \quad (3.30)$$

$$\varepsilon_n = k_\varepsilon \varepsilon_m. \quad (3.31)$$

Случай г (рис. 3.1, г) соответствует ситуации, когда напряжения и деформации для материалов модели и натурной конструкции находятся на одном уровне. Такое предположение при подборе материалов и проведении экспериментальных исследований железобетонных конструкций на моделях является практически недостижимым, поскольку в этом случае коэффициенты

подобия по напряжениям и деформациям принимаются равными единице, что соответствует простому подобию:

$$k_{\sigma} = \frac{E_n}{E_m}, E_n = E_m, k_{\sigma} = 1. \quad (3.32)$$

$$k_{\varepsilon} = \frac{E_m}{E_n}, E_n = E_m, k_{\varepsilon} = 1 \quad (3.33)$$

Анализ случаев б и в (рис. 3.1) зависимости напряжений от деформаций материалов натурной и модельной конструкций показывает, что коэффициенты подобия по напряжениям и деформациям находятся в обратной пропорциональной зависимости.

$$k_{\sigma} = \frac{1}{k_{\varepsilon}}. \quad (3.34)$$

Следует отметить, что применение коэффициентов подобия по напряжениям и деформациям при переходе и оценке напряжённо–деформированного состояния натуральных конструкций по результатам испытаний их физических моделей теоретически обосновано. Анализ научной литературы показал, что переход от результатов напряжённо–деформированного состояния физической модели конструкции к натурной конструкции зависит от параметров перехода и осуществляется с использованием указанных коэффициентов подобия. Однако в экспериментах, связанных с изгибаемыми стержневыми элементами, данные коэффициенты, являющиеся ключевыми параметрами перехода, не получили достаточного экспериментального обоснования и практического применения.

Подбор рабочей арматуры для модельных конструкций. При физическом моделировании железобетонных конструкций ключевое значение имеет корректный выбор и назначение рабочей арматуры в модели. Существенное влияние на совместную работу бетона и арматуры оказывает толщина защитного слоя бетона, величина которого определяется крупностью заполнителя. В условиях применения модельного материала обеспечить полное соблюдение геометрического подобия по данному параметру не представляется возможным.

В связи с этим подбор площади рабочих арматурных стержней для модельной балки выполнен с использованием программного комплекса ЛИРА–САПР 2022. При построении расчётной схемы принято допущение, что физико–механические характеристики бетона и арматуры в модели и натурной конструкции идентичны. В таком случае коэффициент подобия по напряжениям принимается равным единице, что позволяет сосредоточиться на сохранении относительной площади армирования и обеспечить корректность масштабного перехода при проектировании модельной железобетонной балки.

В качестве эталонной конструкции принята натурная железобетонная балка, размеры и расчётная схема которой соответствуют объекту экспериментальных исследований, выполненных и изложенных во второй главе диссертации.

Сосредоточенные силы, приложенные к модели балки, назначены в сходственных точках в соответствии с принципом геометрического подобия. При этом соблюдается условие силового подобия, которое определяется выражением (3.11).

Расчётная схема и результаты вычислений по определению площади рабочей арматуры эталонной балки, выполненные в программном комплексе, ЛИРА-САПР 2022, представлены на рисунке 3.2.

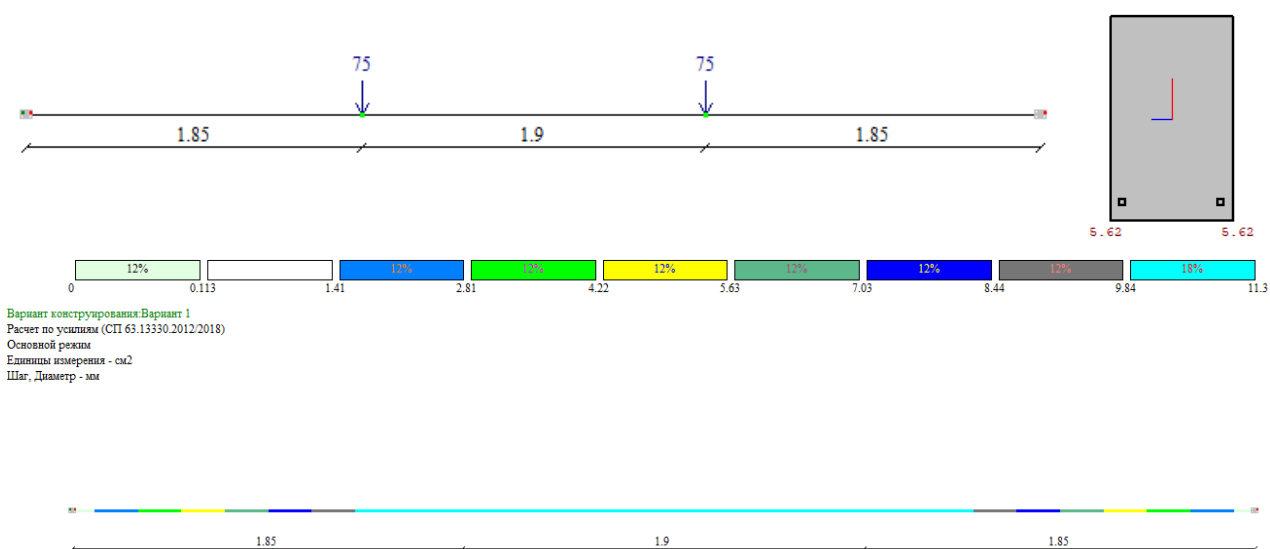


Рисунок 3.2. Результаты расчета эталонной балки в ПК ЛИРА–САПР 2022

Сводные результаты поэтапного моделирования, выполненного с целью определения площади рабочей арматуры, приведены в таблице 3.4. График зависимости площади рабочей арматуры от масштаба моделирования представлен на рисунке 3.3.

Таблица 3.4. - Результаты расчёта рабочей арматуры с использованием программного комплекса ЛИРА–САПР 2022 при поэтапном моделировании

Материал модели и натурной конструкции идентичны бетон класс В25, арматура А500					
Масштаб	Расчетная длина балки, мм	Сечения балки b, h (мм)	Действующая нагрузка F, кН	Защитный слой бетона, мм	Площадь рабочей арматуры A_s , cm^2
1	5600	300x500	150	43	11.24
1.5	3730	200x333	66.67	40	5.06
2	2800	150x250	37.50	30	2.88
2.5	2240	120x200	24.00	28	1.92
3	1870	100x167	16.67	25	1.3
3.5	1600	86x143	12.24	20	0.84
4	1400	75x125	9.38	20	0.74

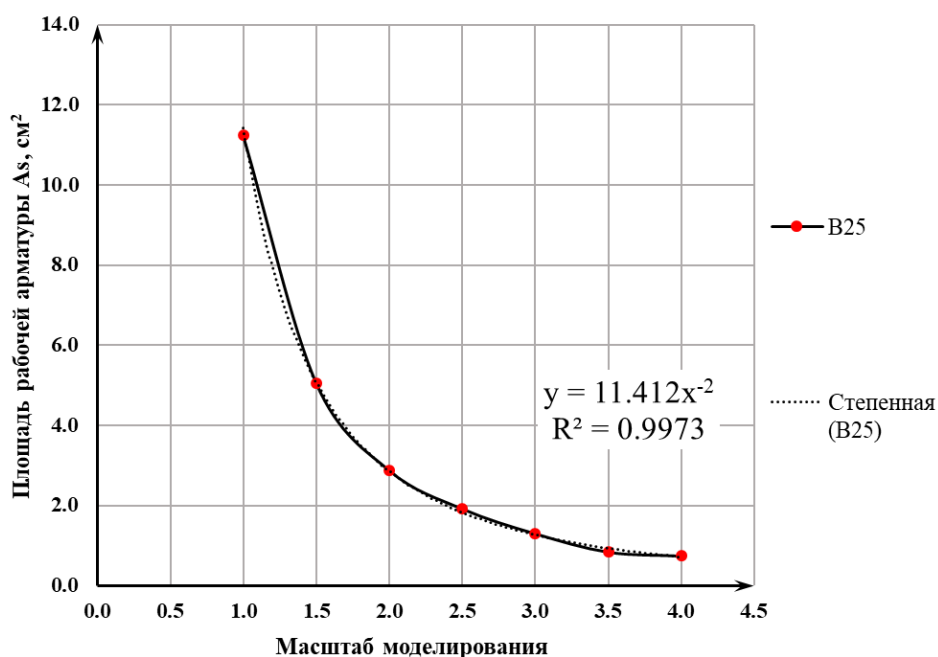


Рисунок 3.3. График зависимости площади рабочей арматуры от масштаба моделирования

Анализ графика зависимости площади рабочей арматуры от масштаба моделирования и соответствующего аппроксимирующего уравнения показывает [60], что данная зависимость близка к закону обратной пропорциональности:

$$A_s^M = A_s^n \cdot \frac{1}{m^2}, \quad (3.35)$$

где m —масштаб моделирования, A_s^M — площадь рабочей арматуры модельной конструкции, A_s^n — площадь рабочей арматуры натурной конструкции.

Полученная зависимость подтверждает принцип моделирования площадей, приведённый в выражении (3.2), при соблюдении масштабирования площадей в зависимости от пункта 1 параграфа 3.1.3.

Исходя из выражения (3.35) и фактической площадью рабочей арматуры натурной железобетонной балки $A_s^n = 942.6 \text{ мм}^2$, площадь арматуры для модели железобетонной балки в масштабе 1:4 составляет:

$$A_s^M = 942.6 \cdot \frac{1}{4^2} = 58.91 \text{ мм}^2. \quad (3.36)$$

Полученное значение соответствует площади одного стержня диаметром около 8,7мм, либо может быть реализовано комбинацией двух стержней диаметром $\varnothing 6 \text{ мм}$ ($2 \times 28,27 = 56,54 \text{ мм}^2$), что меньше расчётной величины.

Применение арматуры диаметром 6мм, обладающей гладкой поверхностью, не обеспечивает надёжного сцепления с бетоном в модельной конструкции. Кроме того, при физическом моделировании необходимо учитывать влияние масштабного эффекта, структурной неоднородности, ползучести и нелинейного характера деформирования бетона, а также невозможность реализации защитного слоя бетона в полном соответствии с принципами геометрического подобия. Указанные факторы в совокупности не позволяют обеспечить требуемую корректность работы конструкции при использовании арматуры малого диаметра.

В связи с этим для модельной железобетонной балки было принято конструктивное решение использовать один арматурный стержень диаметром 10мм, площадь поперечного сечения которого составляет $A_s^M = 78,3 \text{ мм}^2$.

Следует отметить, что выбор арматуры диаметром 10мм обусловлен наличием данного размера в стандартном сортаменте арматурных стержней класса А500 в соответствии с требованиями ГОСТ 34028–2016 [31], что обеспечивает возможность практической реализации модельной конструкции и соблюдение нормативных параметров прочности и сцепления с бетоном.

3.4. Изготовление и испытание контрольных образцов для оценки прочностных и деформационных характеристик материалов модели

Испытание контрольных образцов бетона. Согласно основным содержаниям раздела 3.1.2 «Масштабный эффект при физическом моделировании железобетонных конструкций», экспериментально установлено, что при уменьшении размеров геометрически подобных образцов, изготовленных из одного и того же материала, их прочность возрастает. Данное явление наиболее выражено для хрупких и неоднородных материалов и известно как масштабный эффект. Оно частично противоречит основной теореме о подобии твёрдых тел, согласно которой при соблюдении геометрического, физического и механического подобия результаты модельных и натуральных испытаний должны совпадать.

Исходя из этого положения, контрольные образцы для модельной и натурной конструкции были предусмотрены одинакового размера. Такой подход позволяет в общем виде снизить влияние масштабного эффекта и обеспечивает корректность последующего сопоставления физико–механических характеристик материалов.

Принятое решение об изготовлении контрольных образцов одинакового размера позволяет в дальнейшем использовать результаты испытаний в качестве исходной базы для сопоставления напряжённо–деформированного состояния

модели и натурной балки, а также для проверки соблюдения условий подобия при масштабном переходе.

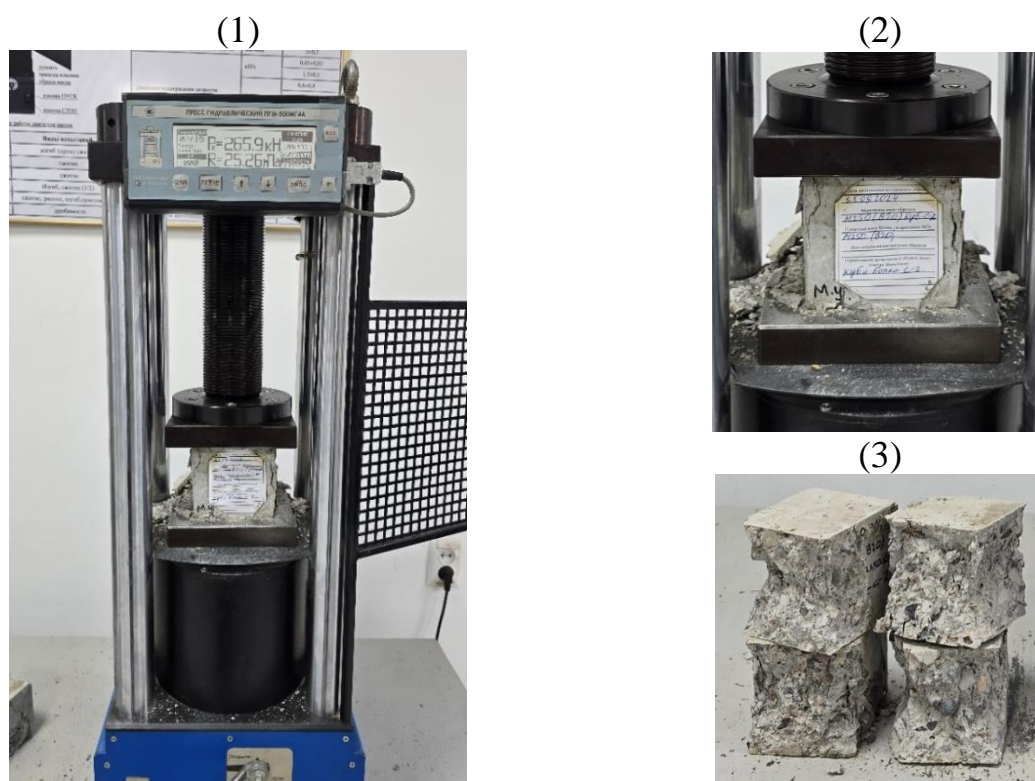
Для определения прочностных и деформативных характеристик бетона, использованного при изготовлении опытного образца балки, были изготовлены из того же материала бетона контрольные образцы: кубики с ребром 100мм для оценки прочности на сжатие и призмы размером 100x100x400мм для определения модуля упругости, коэффициента Пуассона и предельных деформаций. Всего было изготовлено 6 кубиков и 3 призмы. Уплотнение бетонной смеси выполнялось в соответствии с требованиями межгосударственного стандарта ГОСТ 10180–2012 [26]. Бетонные образцы были изготовлены из бетона рабочего состава и выдерживались в тех же условиях твердения, что и опытный образец железобетонной балки [64].

Испытания образцов кубиков и арматурных стержней проводились перед основными испытаниями конструкции с целью предварительной оценки физико–механических характеристик бетона и арматуры. Они проводились в лаборатории «Строительные материалы, изделия и конструкции» Государственного унитарного предприятия «Научно–исследовательский институт «Строительство и архитектура». Лаборатория соответствует требованиям национальной системы сертификации Республики Таджикистан по испытательным лабораториям согласно [34]. Данная лаборатория аккредитована и зарегистрирована в государственном реестре национальной системы сертификации Республики Таджикистан от 29 августа 2023 года за № ТЈ 762.37100.02.055–2023.

Порядок испытания и схема разрушения бетонных кубов приведены на рисунке 3.4, а результаты испытаний бетонных кубов, приведённые к базовым значениям, представлены в таблице 3.5 [64].

Таблица 3.5. – Результаты испытаний образцов кубов

№	Масса, г	Размеры кубика $a \times b \times h$, мм	Разрушающая нагрузка, кН	$\alpha=0,95$	Прочность R, МПа	Класс бетона
1	2282	100x100x100	281.5	267.4	26.74	В20
2	2258	100x100x100	282.5	268.4	26.84	
3	2298	100x100x100	287.1	272.7	27.27	
4	2256	100x100x100	265.9	252.6	25.26	
Среднее значение прочности, МПа					26.52	
Среднее значение прочности, кг/см ²					270.3	
Средняя плотность, кг/см ³					2273.5	



1–гидравлический пресс марки ПГМ–500МГ4А, 2– разрушения бетонных кубов в момент проведения эксперимента, 3– характер разрушения серии 4–х бетонных кубов

Рисунок 3.4. Испытание бетонных кубов

После определения фактического класса прочности выбранного бетона были проведены статические испытания бетонных призм для определения призмочной прочности, предельных деформаций, модуля упругости и коэффициента Пуассона. На боковую грань каждой бетонной призмы были установлены механические и электронные датчики измерения деформации с ценой деления 0.001мм и тензорезисторы. Тензорезисторы приклеены с помощью клея типа Akfix–705. Место приклейки тензорезисторы обработаны

наждачной бумагой и ацетоном. Испытания проводились статическим нагружением в соответствии с [29] в научно–производственной лаборатории кафедры «Промышленное и гражданское строительство» Таджикского технического университета имени академика М.С.Осими [64].

В соответствии с требованиями пункта 4.1 [99] призмленную прочность, модуль упругости и коэффициент Пуассона следует определить на образцах–призмах квадратного сечения или цилиндрах круглого сечения с отношением высоты к ширине (диаметру), равным 4. При этом ширина или диаметр может составлять 70, 100, 150, 200 или 300 мм. Базовый размер образца –150×150×600 мм.

Для измерения деформаций следует применять индикаторы по [41], обеспечивающие измерение деформаций с точностью не ниже 0.001мм. Допускается использовать проводниковые тензорезисторы по [28], наклеиваемые на поверхность бетона. При проведении испытаний образец нагружают ступенями по 10% его прочности, с выдержкой по 4–5 минут на каждой ступени и по завершении каждой выдержки проводятся измерения деформаций.

Модуль упругости E_b для каждого образца при уровне нагрузки – 30 % от разрушающей определяется по формуле (3.37):

$$E_b = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_{1y}} \quad (3.37)$$

где $\sigma_1 = F_1 / A$ – приращение напряжения от условного нуля до уровня внешней нагрузки, равной 30% от разрушающей;

F_1 – соответствующее приращение внешней нагрузки;

ε_{1y} – приращение относительной продольной деформации образца, соответствующие уровню нагрузки $F_1 = 0.3 \cdot F_p$.

Стенд для испытания бетонной призмы с указанием приборов и датчиков представлен на рисунке 3.6 [64].

Поскольку при испытании призм механические приборы фиксировали данные за 1–2 ступени нагружения до их разрушения, замер предельной деформации в момент разрушения был невозможен. Для её определения применялся приближённый метод графической экстраполяции, при котором

кривая деформирования, построенная по последнему замеру, плавно продолжалась до достижения напряжения, соответствующего разрушению.

Значения результаты испытаний образцов бетонных призм приведены в таблице 3.6.

Таблица 3.6. - Результаты испытаний образцов бетонных призм

№	Масса, г	Размеры призм $a \times b \times h$, мм	Разрушающая нагрузка, кН	$\alpha=0.95$	Прочность R_b , МПа
1	9195	100x100x400	194.47	184.74	18.47
2	9053	100x100x400	200.47	190.44	19.04
3	9305	100x100x400	202.96	192.81	19.28
Среднее значение призмной прочности, МПа					18.93
Среднее значение призмной прочности, кг/см ²					192.97
Средняя плотность, кг/см ³					2296.08
Среднее значение отношение R_b / R					0.714

На рисунке 3.5 представлены диаграммы деформирования трёх образцов бетонных призм (П-1, П-2 и П-3), аппроксимированные с использованием полиномиальной функции [60], основанной на экспериментальных данных.

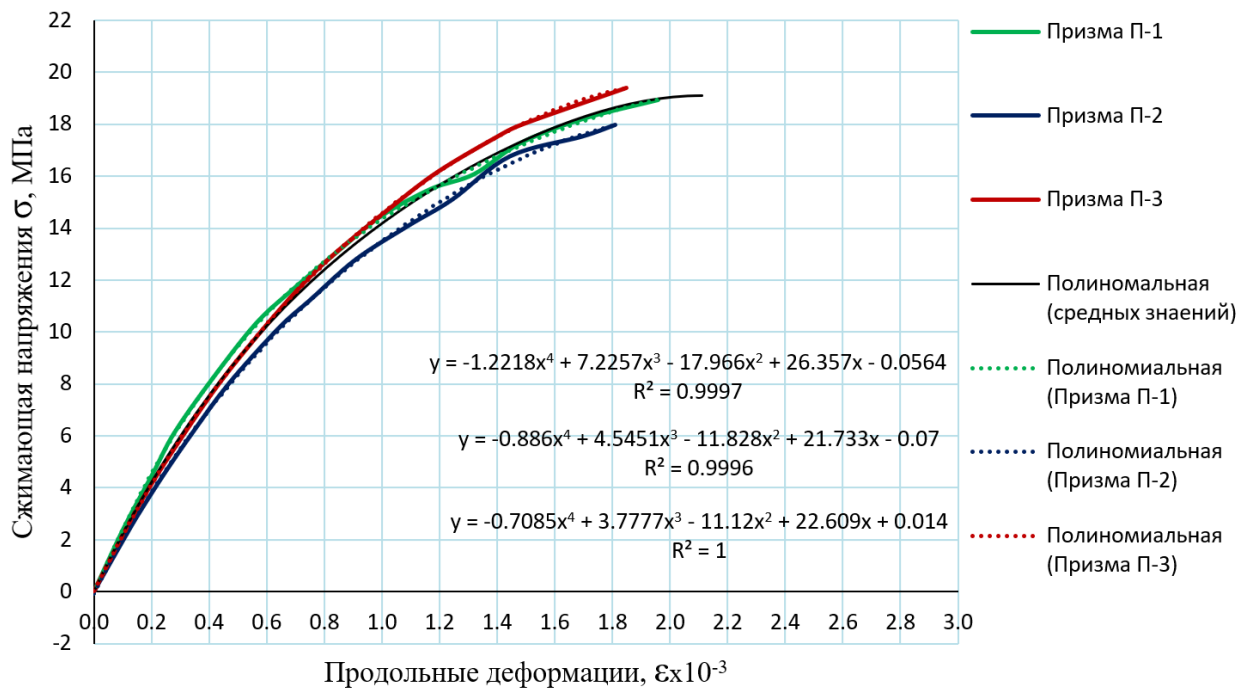
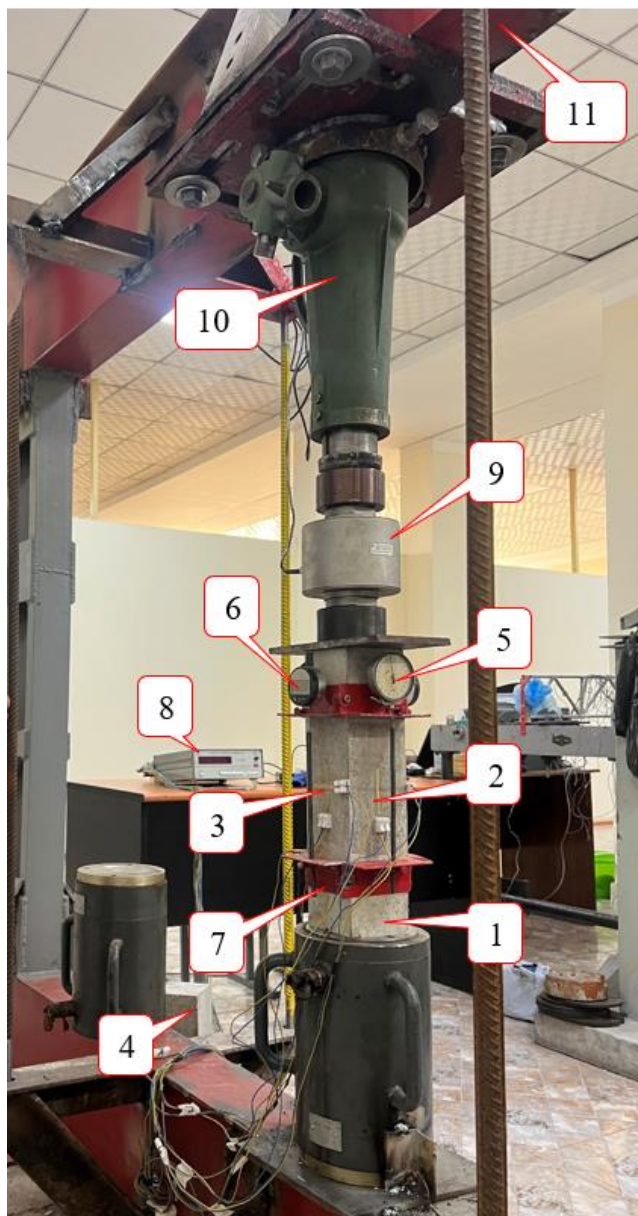


Рисунок 3.5. Диаграмма деформирования бетонной призмы П-1, П-2 и П-3 с аппроксимирующими уравнениями



8 – ИДЦ-1 (измеритель деформаций цифровой)



9 – электронный динамометр маркой ДМС-1000/5-1МГ4



5,6 – механический и электронный измеритель деформации с ценой деления 0.001мм

1 – бетонная призма размером 100x100x400 мм, 2, 3 – тензорезисторы для измерения фибровых продольных и поперечных деформаций типа ПКБ с базой 50мм, 4 – призма с наклеенной компенсационной тензорезистор, 5 – механический измеритель деформации с ценой деления 0.001мм, 6 – электронный измеритель деформации с ценой деления 0.001мм, 7 – разработанная металлическая рамка для измерения продольной деформаций бетонной призмы, 8 – ИДЦ-1 (измеритель деформаций цифровой), 9 – электронный динамометр маркой ДМС-1000/5-1МГ4, 10 – винтовой механический домкрат грузоподъёмностью 50 т, 11 – стенд для испытания строительных конструкций.

Рисунок 3.6. Стенд для испытания бетонной призмы

Усреднённая диаграмма деформирования, отображающая средние значения для бетонных призм, представлена на рисунке 3.7 [64, 114].

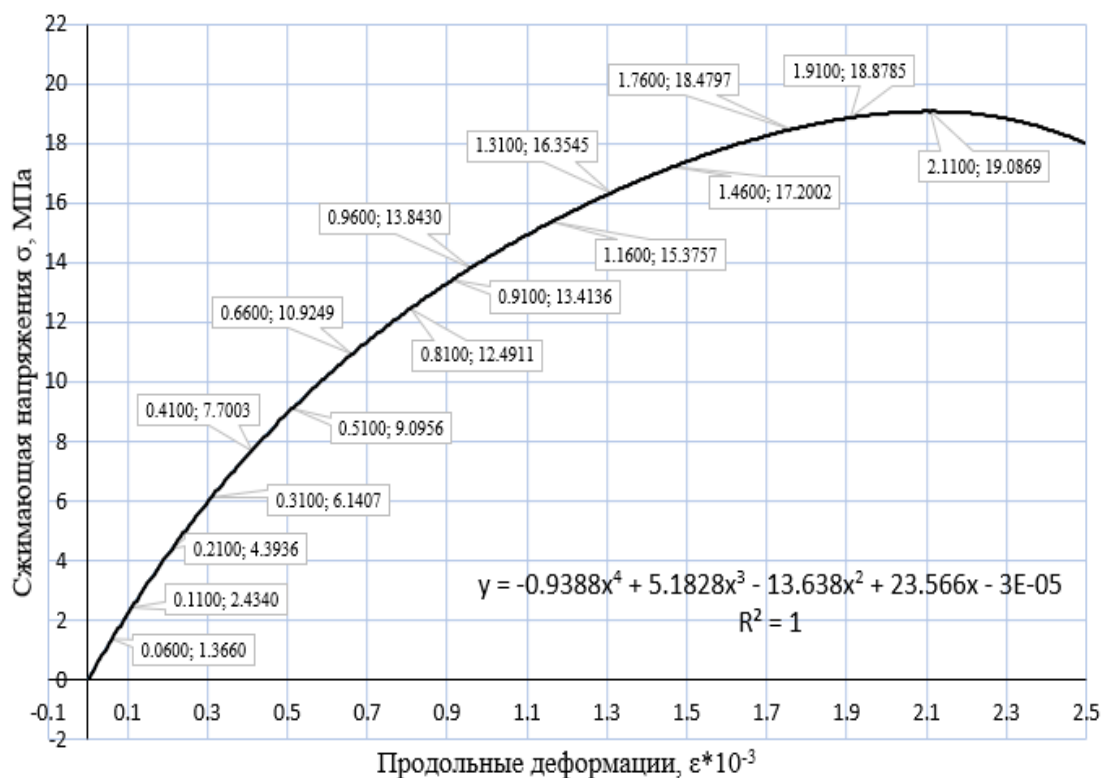


Рисунок 3.7. Диаграмма деформирования усреднённых значений для бетонных призм П–1, П–2 и П–3, представленных с использованием усреднённых аппроксимирующих уравнений

Экспериментальные значения модулей упругости, коэффициента Пуассона и предельных относительных деформаций, определённые с использованием описанной выше методики [29], представлены в таблице 3.7.

Таблица 3.7. - Физико–механические свойства подобранного бетона

Наименование	Показатель
Среднее значение кубиковой прочности, МПа	26.52
Среднее значение призмной прочности, МПа	18.93
Среднее значение модуль деформации $E_b \cdot 10^3$, МПа	20.35
Среднее значение предельных относительных деформаций $\epsilon_{пр}$, отн. ед	$2.11 \cdot 10^{-3}$
Среднее значение коэффициент Пуассона μ	0.18

Из таблицы 3.7 следует, что подобранный бетон, согласно классификации, представленной в таблице 18 [103] и приложение IV [9], относится к группе Б мелкозернистых бетонов естественного твердения.

Состав бетона для модельных железобетонных балок был подобран с учётом требований физического моделирования и соблюдения принципа механического подобия. Подбор осуществлялся таким образом, чтобы прочностные и деформационные характеристики модельного бетона находились в определённом соотношении с параметрами бетона, применяемого в натурных конструкциях. Это обеспечивает правильность моделирования напряжённо-деформированного состояния в процессе испытаний и повышает достоверность переноса результатов с модели на натурные балки [44, 125].

Испытание контрольных образцов рабочей арматуры. Для определения физико-механических характеристик арматуры, используемой в модели железобетонных балках, было отобрано по три образца арматуры длиной 380мм [125].

Методика и порядок испытания арматурных стержней на растяжение выполнялись в соответствии с требованиями ГОСТ 12004–81 [27]. Технические требования к арматурным стержням соответствуют ГОСТ 34028–2016 [31].

Результаты испытаний рабочей арматуры модели железобетонных балок на растяжение представлены в табл. 3.8. Испытательная машина, а также диаграмма усреднённых значений механических характеристик арматурных стержней при растяжении приведены на рис. 3.8 [125].

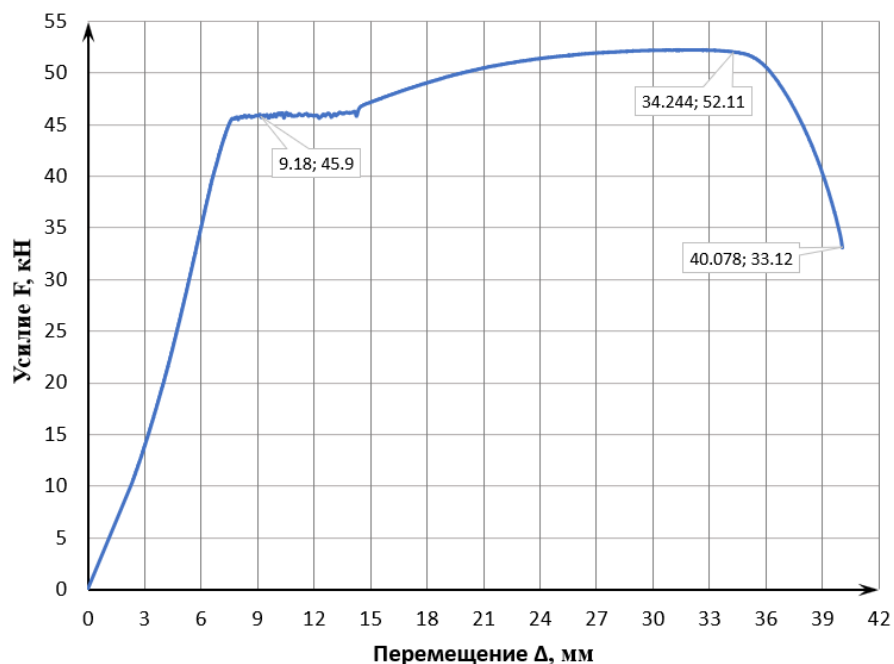
Таблица 3.8. – Характеристики рабочей арматуры моделей железобетонных балок

№	Диаметр, мм	Площадь сечения (мм ²)	Нагрузка текучести, кН	Разрушающая нагрузка, кН	Предел текучести, МПа	Предел прочности, МПа
1	10	78.3	45.42	52.17	580.08	666.28
2	10	78.3	45.63	52.29	582.76	667.82
3	10	78.3	45.81	52.32	585.06	668.20
Среднее значение предела текучести, МПа						582.63
Среднее значение предела прочности, МПа						667.43
Модуль деформации E_s , Н/мм ²						$2 \cdot 10^5$

1)



2)



1 – разрывная машина модификации РМГ–300МГ4, 2– диаграмма растяжения с усреднёнными значениями механических характеристик рабочих арматурных стержней.

Рисунок 3.8. Испытание образцов рабочей арматуры на растяжение

В соответствии с техническими требованиями, представленными в таблице 7 ГОСТ 34028–2016 [31], в конструкции модельных железобетонных балок применена рабочая арматура класса А500. Выбор данного класса обусловлен его соответствием арматуре, используемой в натуральных конструкциях, что обеспечивает соблюдение принципа механического подобия. Класс А500 характеризуется повышенной прочностью, достаточной пластичностью и стабильными упругими свойствами, что гарантирует надёжность и трещиностойкость как модельных, так и натуральных железобетонных элементов.

Сопоставление физико–механических характеристик арматуры натурной железобетонной балки и подобранной арматуры в модели железобетонной балки представлено в таблице 3.9 [125].

Таблица 3.9. - Физико–механические характеристики арматуры натурной и модельной железобетонных балок

Наименование параметров	Физико–механические характеристик арматуры натурной ЖБ балки	Физико–механические характеристик арматуры модели ЖБ балки	Отношение параметров
Диаметр, мм	20	10	—
Площадь сечения (мм ²)	942.6	78.3	12.04
Среднее значение предела текучести, МПа	589.3	582.63	1.01
Среднее значение предела прочности, МПа	695.4	667.43	1.04
Модуль деформации E_s , Н/мм ²	$2 \cdot 10^5$	$2 \cdot 10^5$	1

Анализ результатов подбора рабочей арматуры (табл. 2) для модели железобетонной балки показывает, что при соблюдении критерия подобия по площади и подборе арматурных стержней по параметрам прочностных характеристик, близким к арматуре натурной конструкции, коэффициенты подобия по напряжениям и деформациям при переходе от модели к натуре могут не учитываться (принимаются равными единице).

3.5. Методика проведения испытаний модельных изгибаемых железобетонных балок

Экспериментальные исследования железобетонных конструкций в натурном виде, особенно в условиях лабораторных испытаний, требуют значительных затрат времени, материальных ресурсов и пространства, что делает их экономически нецелесообразными [61,74]. В связи с этим, использование масштабных моделей является более эффективным и практичным решением. Применение моделей позволяет исследовать поведение конструкций от упругой стадии до стадии разрушения, а также анализировать их напряжённо–деформированное состояние без необходимости проведения полномасштабных испытаний [125].

Моделирование железобетонных конструкций для оценки их несущей способности и деформационных характеристик остаётся актуальной задачей в области строительной механики. Применение методов теории подобия и размерного анализа способствует прогнозированию поведения конструкций в различных режимах эксплуатации [10,14].

Нелинейное физическое моделирование предоставляет возможность получения информации о предельном состоянии натурной конструкции на основе анализа стадии разрушения экспериментальной модели.

В рамках данной работы исследуется поведение железобетонных балок на моделях, охватывая весь спектр возможных стадий их работы – от упругой стадии до стадии разрушения. Это позволяет не только анализировать начальные деформации и трещинообразование, но и оценить механизмы разрушения конструкций при максимальных нагрузках.

Описание конструкции. Испытания моделей железобетонной балки проводились в соответствии со схемой испытания натурной балки и с соблюдением основных принципов физического моделирования, обеспечивающих геометрическое и силовое подобие [125].

Физическая модель железобетонной балки в масштабе 1:4 была изготовлена с учётом соблюдения критериев подобия, применяемых при статических испытаниях моделей железобетонных конструкций. Материал физической модели был подобран из мелкозернистого бетона с классом прочности В20. В растянутой зоне балка армирована рабочей арматурой периодического профиля $\emptyset 10A500$. В сжатой зоне для формирования плоского арматурного каркаса применена конструктивная продольная арматура в виде одного стержня $\emptyset 6A240$. Для обеспечения пространственной жёсткости каркаса и соединения продольных стержней в растянутой и сжатой зонах использованы поперечные хомуты из арматуры диаметром $\emptyset 4$ мм класса А240. Анкеровка рабочей арматуры была обеспечена за счёт приваривания на её торцах поперечных анкерных пластин размерами $20 \times 50 \times 5$ мм. Такое конструктивное решение позволило эффективно передать усилия от арматуры в бетон и

предотвратить выскальзывание арматурных стержней из тела балки в процессе испытаний [125].

Процесс бетонирования модели осуществлялся в горизонтальном положении в заранее подготовленную опалубку. Укладка бетонной смеси производилась послойно с тщательным вибрированием, обеспечивающим уплотнение и удаление воздушных включений. После бетонирования модели выдерживались в опалубке в течение 3 суток, затем были извлечены и оставлены на естественном твердении до достижения проектной прочности бетона.

Схема армирования, арматурные каркасы, этап подготовки опалубки и монтажа арматуры, процесс подготовки и подбора фракционного состава бетонной смеси, а также модели железобетонных балок с соответствующими контрольными образцами после бетонирования представлены на рисунках 3.9 - 3.12.

Представленные рисунки отражают последовательность основных технологических этапов изготовления модельных образцов, выполненных с соблюдением требований теории подобия и методики экспериментальных исследований [125].

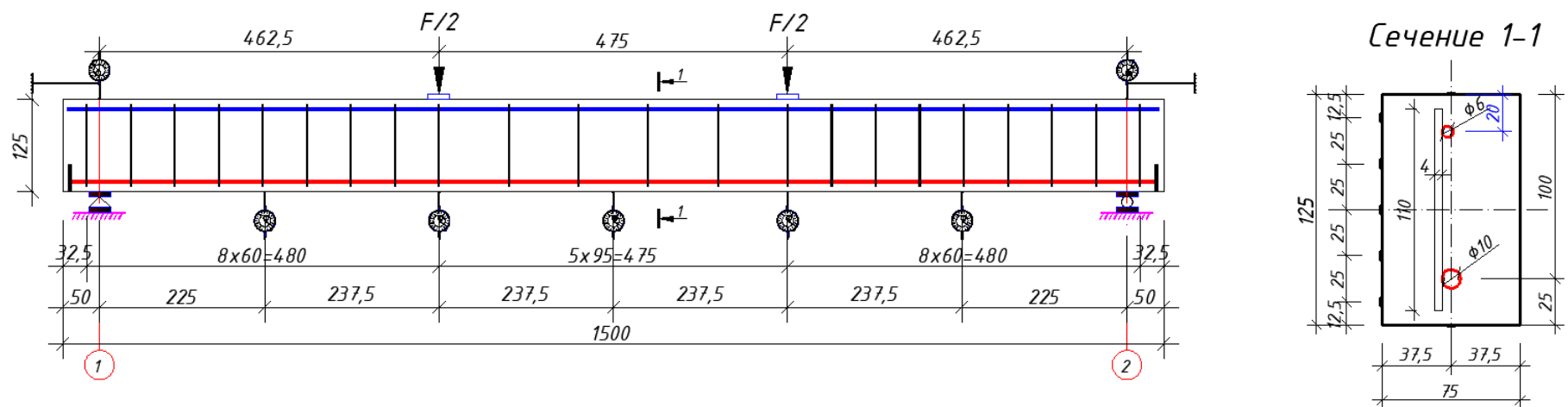


Рисунок 3.9. Расчётная схема модельных железобетонных балок с армированием

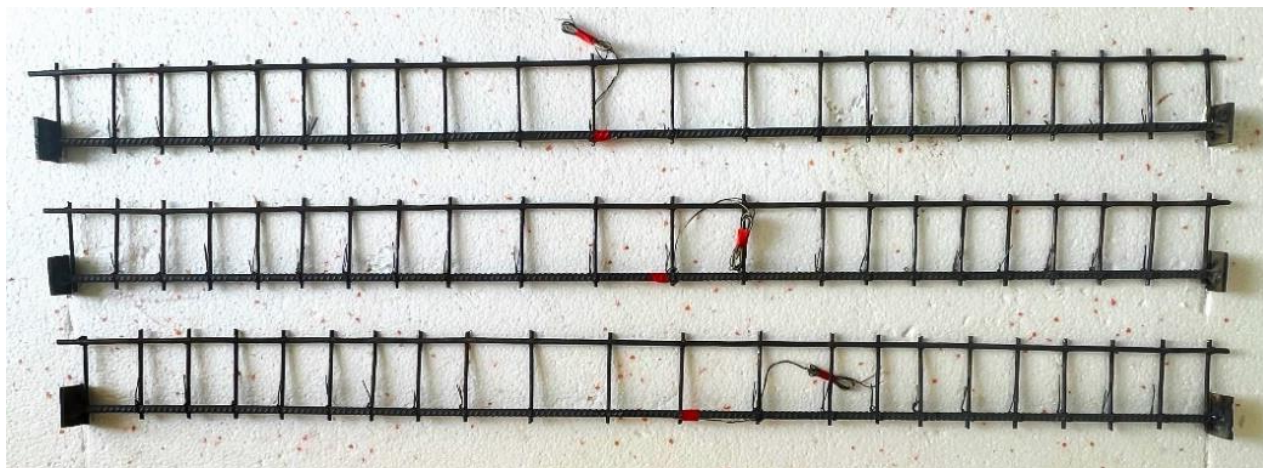


Рисунок 3.10. Арматурный каркас моделей железобетонных балок



Рисунок 3.11. Этап подготовки опалубки и монтажа арматурных каркасов



Рисунок 3.12. Подготовка и подбор фракций бетонной смеси для изготовления моделей железобетонных балок



Рисунок 3.13. Модели железобетонных балок и соответствующие контрольные образцы в состоянии после бетонирования

Испытания моделей. Исследование физической модели железобетонной балки проводится в соответствии с теорией подобия и размерности, что позволяет установить соотношения между натурными и модельными образцами, а также определить коэффициенты перехода от модельных испытаний к натурным конструкциям [1, 17, 74, 79, 80, 99, 125].

Испытания проведены на трёх однопролётной железобетонной балке с ненапрягаемой арматурой, нагруженной двумя сосредоточенными силами, симметрично расположенными относительно её середины на расстоянии 237,5мм. Нагружение балки осуществляется с использованием механического винтового домкрата TOR–50. Передача нагрузки от домкрата на балку производится через систему распределительных траверс, выполненных из балочного двутавра №20Б1 (L=690мм) по ГОСТ 26020–83 [30], что обеспечивает равномерное распределение нагрузки на две сосредоточенные силы [125].

Для определения прогибов использованы прогибомеры часового типа ИЧ–50 как в пролёте, так и на опорах, что позволяет учитывать влияние возможной осадки опор и получать более точные данные о деформировании балки в процессе нагружения.

Измерение ширины раскрытия трещин осуществлялось с применением специального измерительного устройства, оснащённого индикаторами часового типа, жёстко закреплёнными на поверхности модели железобетонной балки. Прибор обеспечивал высокую точность регистрации деформаций благодаря цене деления 0,001мм, что позволяло фиксировать параметры трещинообразования в процессе нагружения модели. Распределение относительных деформаций по высоте сечения в середине пролёта и в зоне приложения нагрузки оценивалось с применением тензорезисторов типа ПКБ с базой 50мм. Для регистрации относительных деформаций использовался цифровой измеритель деформации ИДЦ–1 [125].

На обратной стороне балки, по высоте сечения в средней зоне, были установлены индикаторы часового типа с ценой деления 0,001мм на базе 100мм. Они располагались в нижней и верхней зонах с отступом 12.5мм от грани

элемента, что позволило зафиксировать деформационные характеристики конструкции в этих областях.

В таблице 3.10 приведены характеристики экспериментальных образцов модельных железобетонных балок. Представленные данные охватывают основные геометрические, прочностные и конструктивные параметры, что обеспечивает их сопоставимость с натурными образцами и корректность анализа напряжённо–деформированного состояния.

Таблица 3.10. - Серии и характеристики основных экспериментальных образцов модельных железобетонных балок

№	Основные характеристики		Шифр образца		
			БМ-1	БМ-2	БМ-3
1	Полная длина балки	L , мм	6000/4=1500		
2	Расчетная длина балки	L_0 , мм	5800/4=1400		
3	Ширина сечения	b , мм	300/4=75		
4	Высота сечения	h , мм	500/4=125		
5	Площадь бетонного сечения	A_b , см ²	1500/4 ² =93.75		
6	Защитный слой бетона нижней арматуры	a , мм	25		
7	Защитный слой бетона верхней арматуры	a' , мм	20		
8	Кубиковая прочность бетона	R_b , МПа	26.52		
9	Призменная прочность бетона	$R_{b,n}$, МПа	18.93		
10	Начальный модуль деформации бетона	$E_b \cdot 10^3$, МПа	20.35		
11	Предел текучести рабочей арматуры	R_{sy} , МПа	582.63		
12	Предел прочности рабочей арматуры	R_{su} , МПа	667.43		
13	Модуль деформации рабочей арматурных стержней	$E_s \cdot 10^3$, МПа	200		
14	Площадь рабочей нижней арматурных стержней	A_s , см ²	0.783		
15	Площадь конструктивных верхних арматурных стержней	A'_s , см ²	0.283		
16	Процент армирования	μ_s / μ'_s , %	0.83/0.30		

В рамках реализации поставленной цели осуществлялся контроль ключевых параметров работы модельных балок: прогибов в пяти контрольных точках пролётной зоны; деформаций поперечных сечений в зоне чистого изгиба; параметров трещинообразования (момент возникновения, раскрытие и развитие трещин); характера и механизма разрушения; разрушающей нагрузки; моментов и нагрузок, соответствующих началу трещинообразования, а также их предельных значений, определённых в соответствии с требованиями строительных норм и правил; динамики изменения радиуса кривизны балки на всех стадиях нагружения, позволяющей оценить пространственную форму её деформации.

На рисунках 3.14, 3.21 и 3.28, соответствующих модельным железобетонным балкам серий БМ–1, БМ–2 и БМ–3 [125], последовательно показаны основные этапы подготовки экспериментальных образцов к испытаниям, включая установку измерительной аппаратуры, монтаж силового оборудования и выполнение необходимых подготовительных мероприятий, а также процесс испытаний.

Результаты испытаний модельных железобетонных балок серий БМ–1, БМ–2 и БМ–3 приведены в Приложении 1 на таблицах 4, 5 и 6. Для повышения информативности анализа и выявления закономерностей работы конструкций данные, представленные в таблицах, были дополнительно обработаны и визуализированы в виде диаграмм (рис.3.15–3.20, рис.3.22–3.27, рис.3.29–3.34). Графическое представление результатов позволило анализировать характер работы модельных балок на различных стадиях нагружения и выявить ключевые изменения их напряжённо–деформированного состояния относительно натурной железобетонной балки.

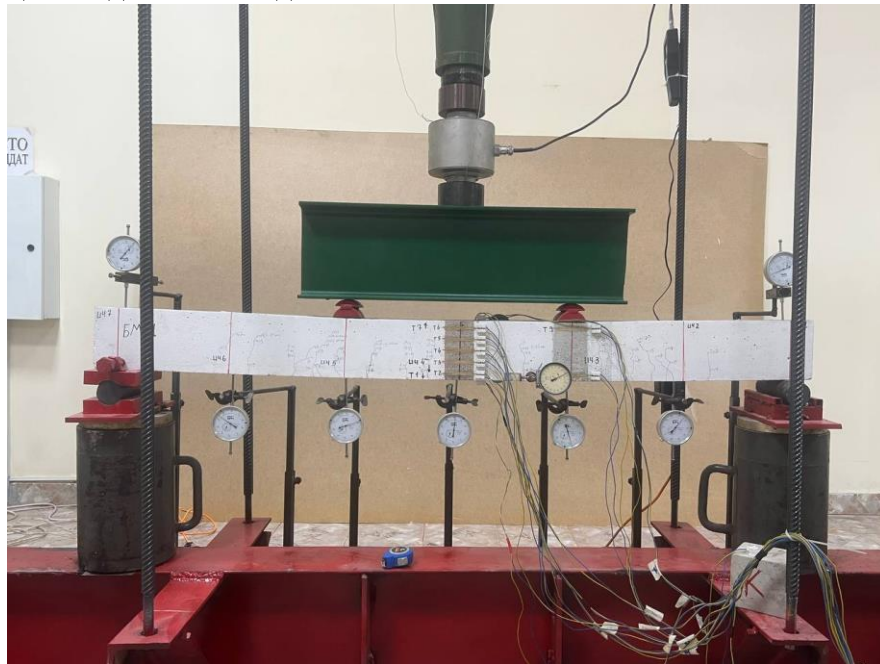
Схема испытательного стенда и расположение измерительных приборов приведены в Приложении 1, рис. 2 [125].

3.6. Результаты испытаний экспериментальных модельных железобетонных балок БМ 1–3

Результаты испытаний модельной железобетонной балки БМ–1 приведены в Приложении 1, табл. 4. Графические зависимости основных параметров напряжённо-деформированного состояния представлены на рис. 3.15–3.20.



Процесс подготовки модели железобетонной балки БМ–1 к испытаниям



Модельная железобетонная балка БМ–1 в процессе проведения испытаний



Процесс измерения ширины раскрытия трещин

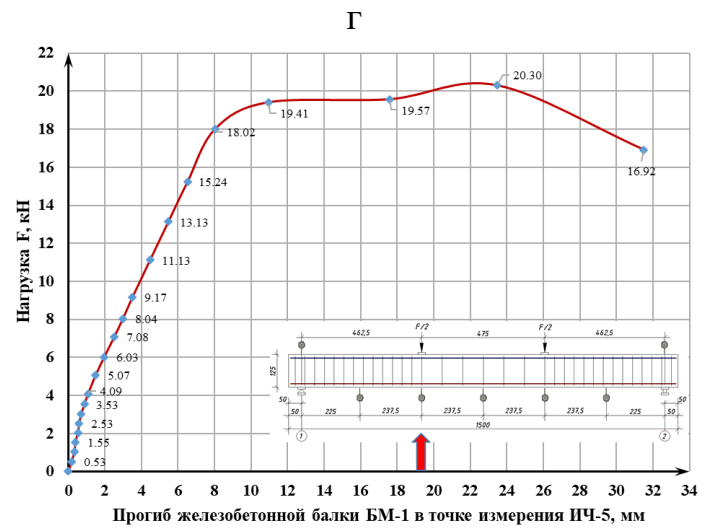
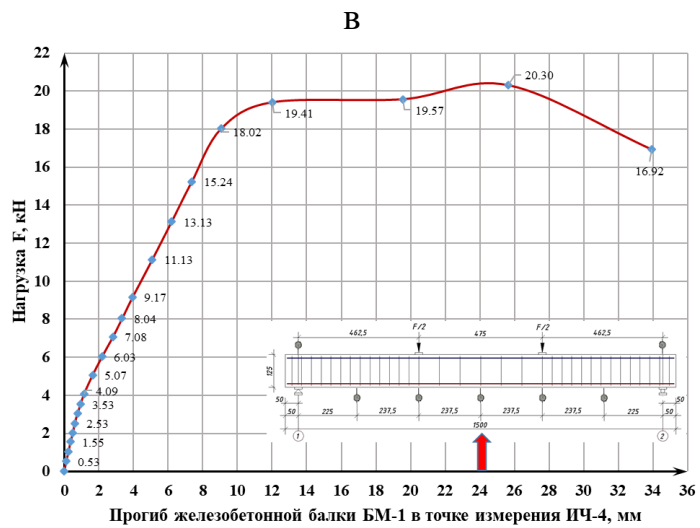
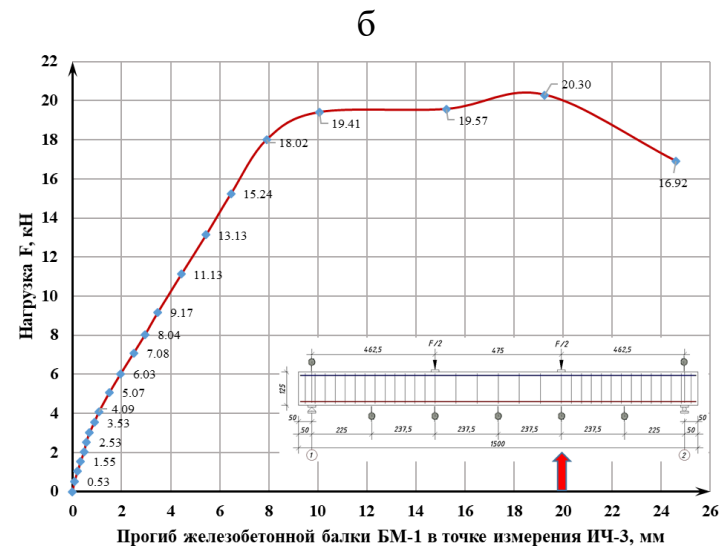
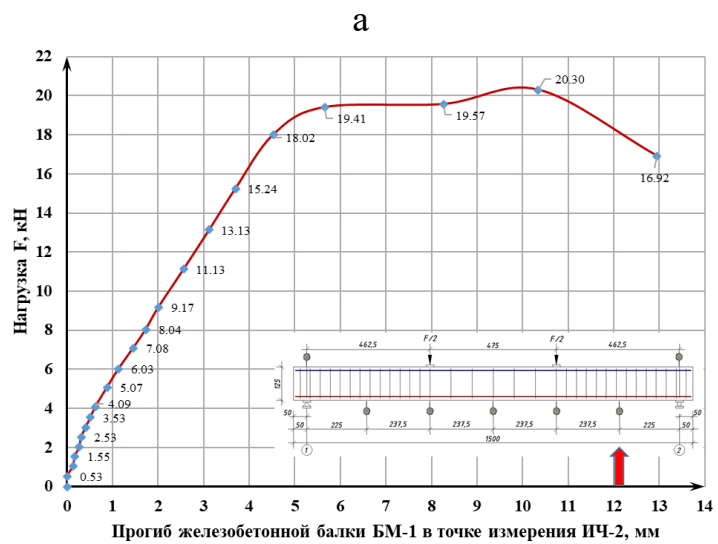


Нормальные трещины в зоне чистого изгиба



Разрушение сжатой зоны бетона

Рисунок 3.14. Фотография проведения испытаний модельной железобетонной балки БМ–1



а– ИЧ–2, б– ИЧ–3, в– ИЧ–4, г–ИЧ–5

Рисунок 3.15. Графики зависимости прогиба от нагрузки

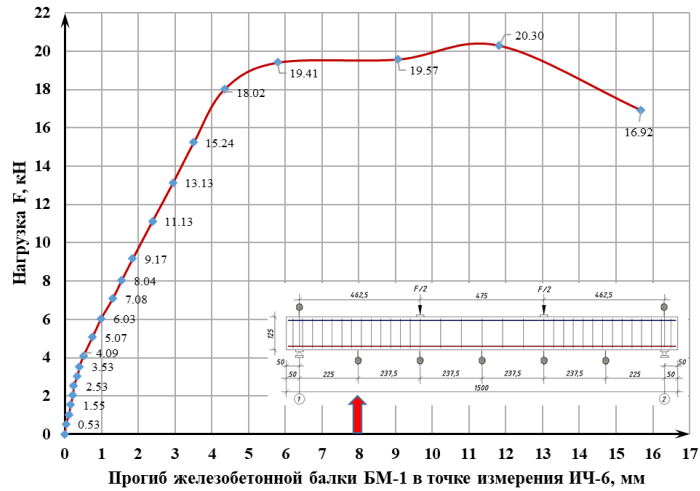


Рисунок 3.16. График зависимости прогиба от нагрузки в характерной точке ИЧ-6

а

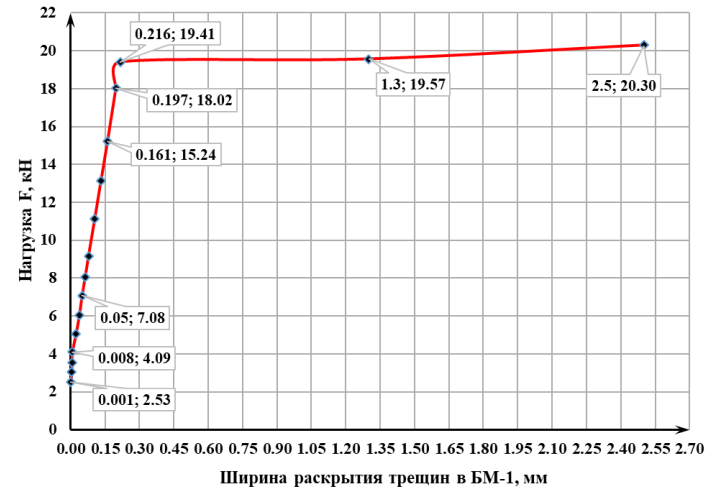
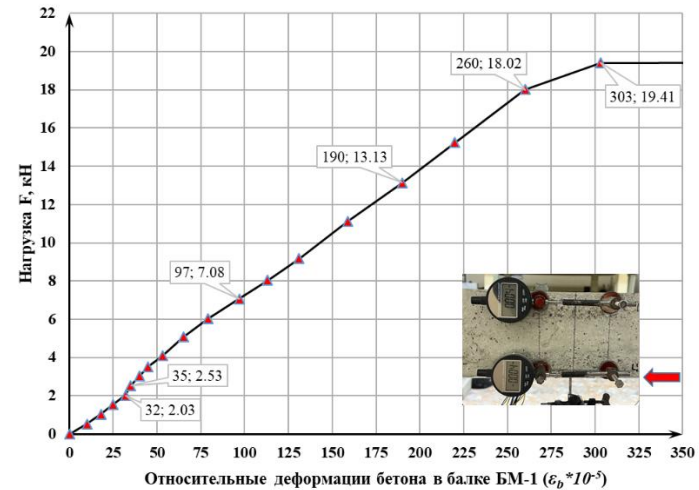
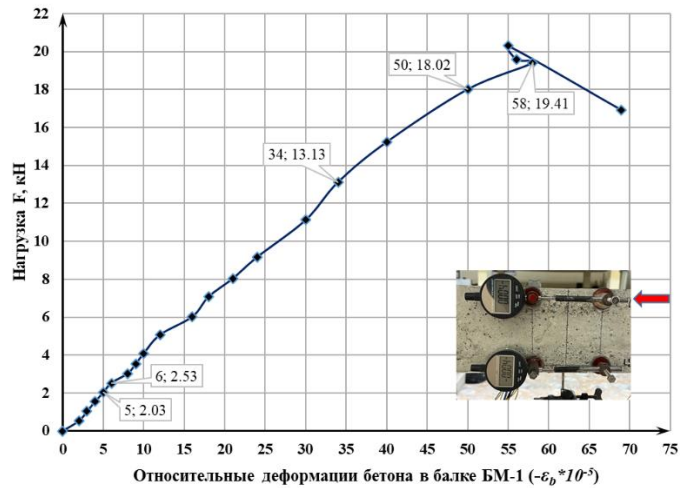


Рисунок 3.17. График зависимости ширина раскрытия трещин от нагрузки

б



а– верхняя зона, б–нижняя зона

Рисунок 3.18. Графики зависимости относительных деформаций от нагрузки

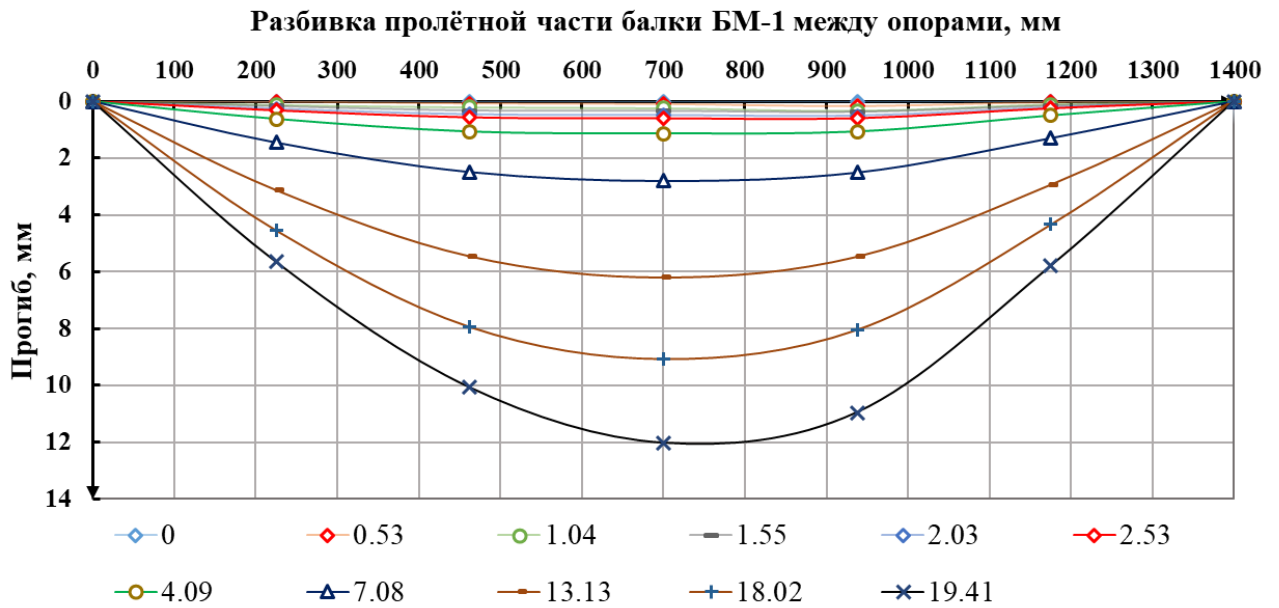


Рисунок 3.19. График деформирования модели железобетонной балки БМ-1

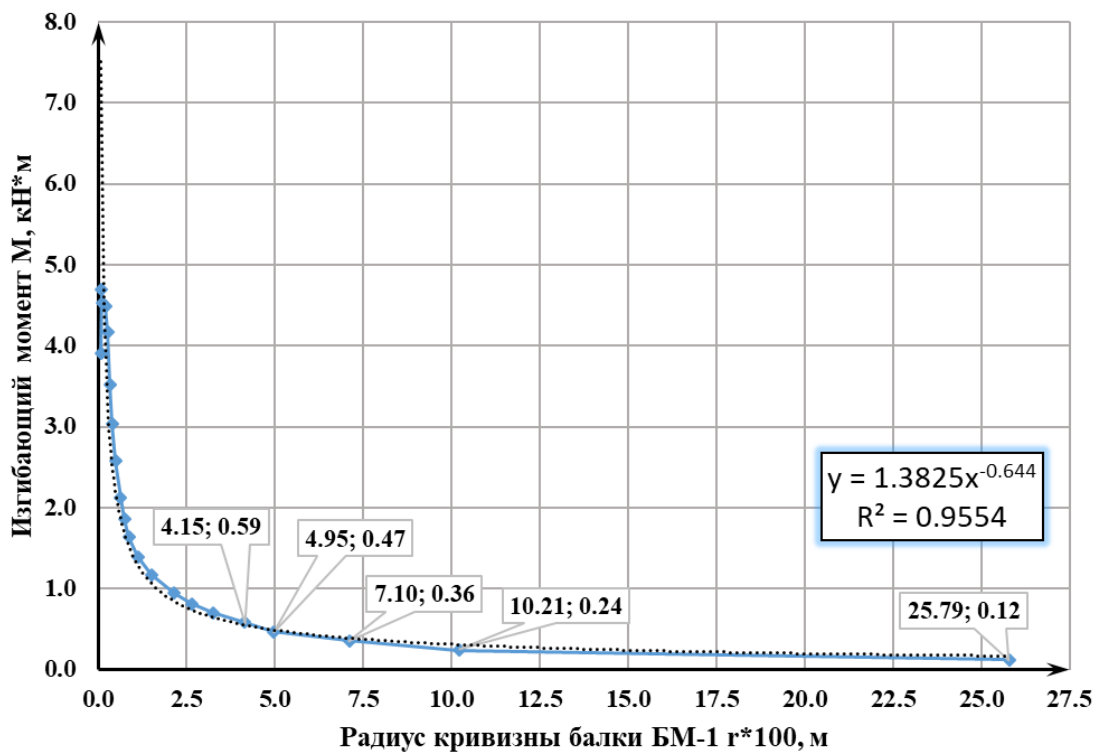
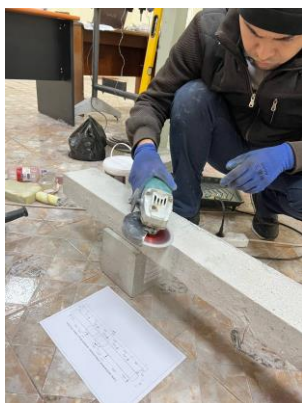


Рисунок 3.20. График зависимости изгибающего момента от радиуса кривизны

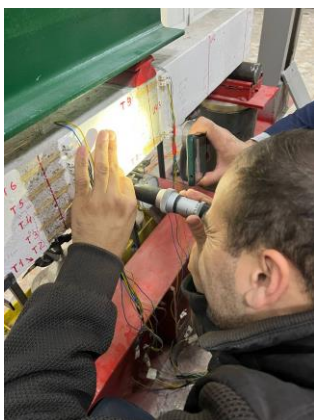
Результаты испытаний модельной железобетонной балки БМ-2 приведены в Приложении 1, табл. 5. Графические зависимости основных параметров напряжённо-деформированного состояния представлены на рис. 3.22–3.27.



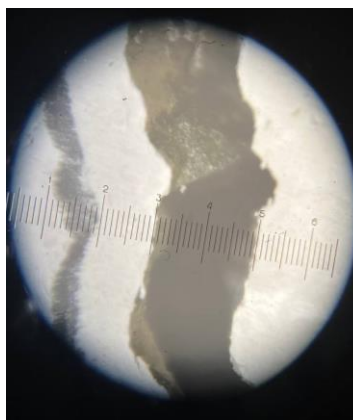
Процесс подготовки модели железобетонной балки БМ-2 к испытаниям



Модельная железобетонная балка БМ-2 в процессе проведения испытаний



Процесс измерения ширины раскрытия трещин

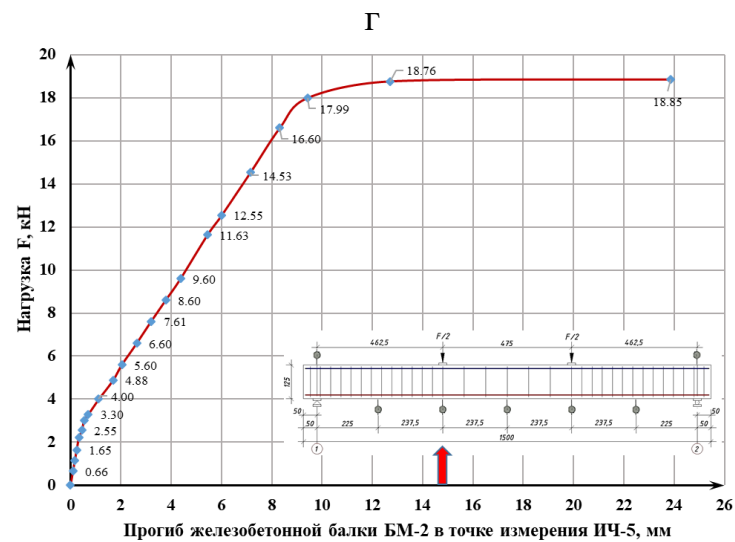
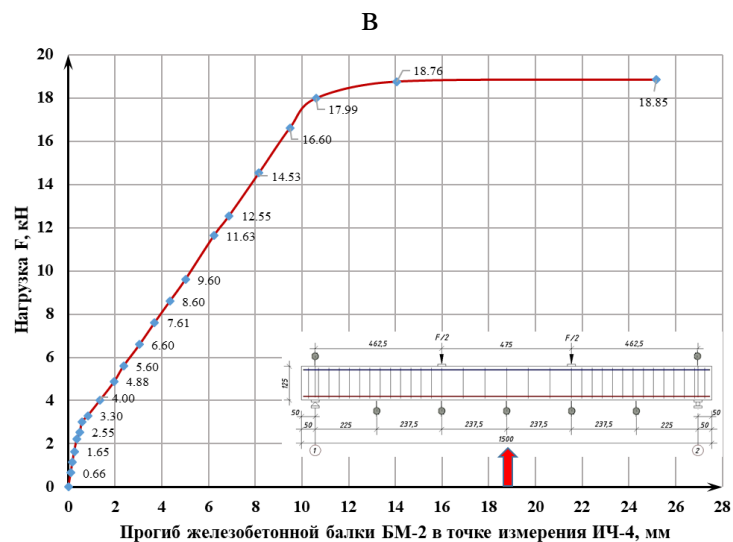
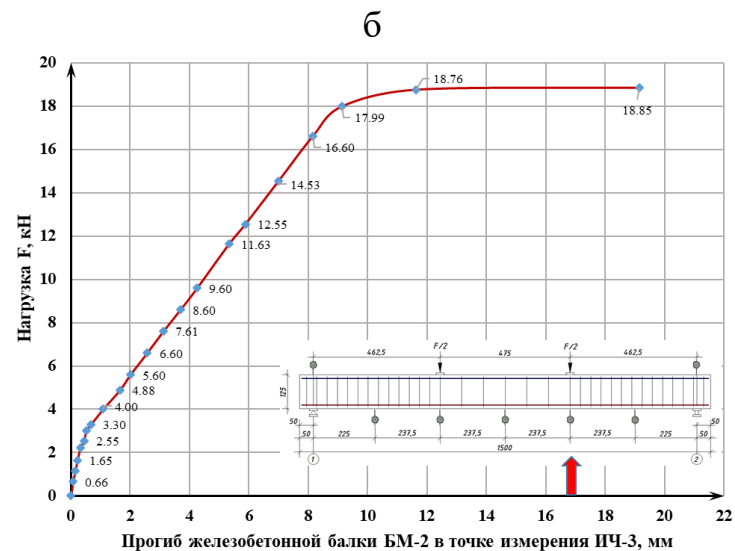
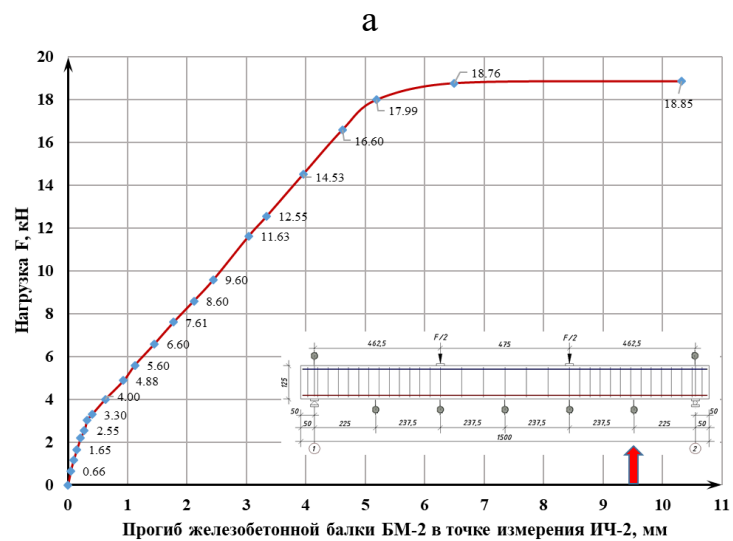


Нормальные трещины в зоне чистого изгиба



Разрушение сжатой зоны бетона

Рисунок 3.21. Фотография проведения испытаний модельной железобетонной балки БМ-2



а– ИЧ–2, б– ИЧ–3, в– ИЧ–4, г–ИЧ–5
Рисунок 3.22. Графики зависимости прогиба от нагрузки

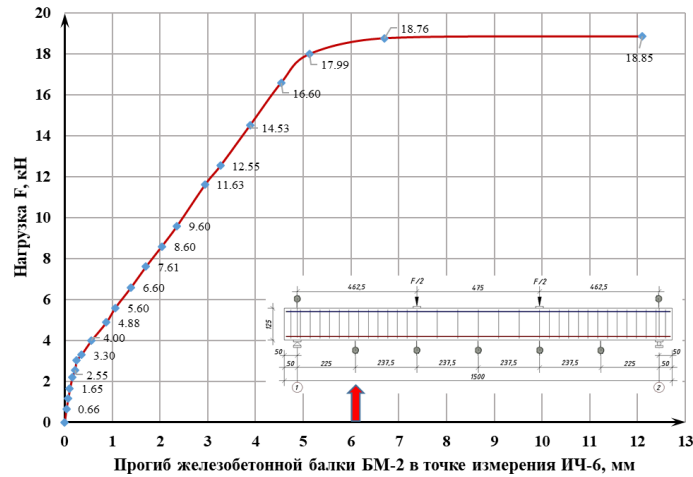


Рисунок 3.23. График зависимости прогиба от нагрузки в характерной точке ИЧ-6

а

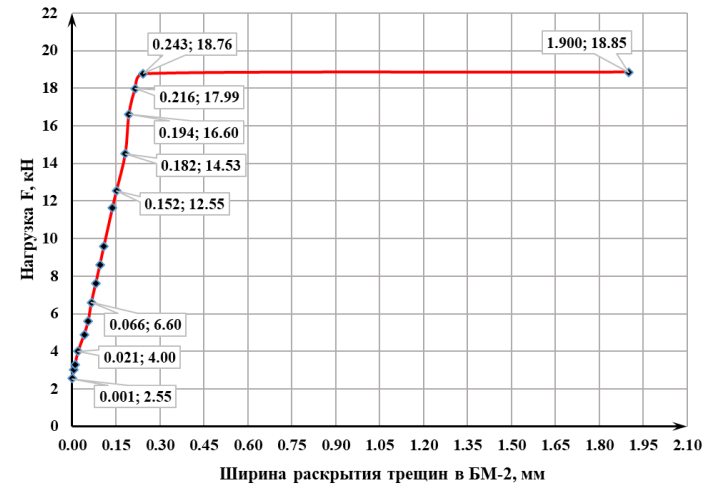
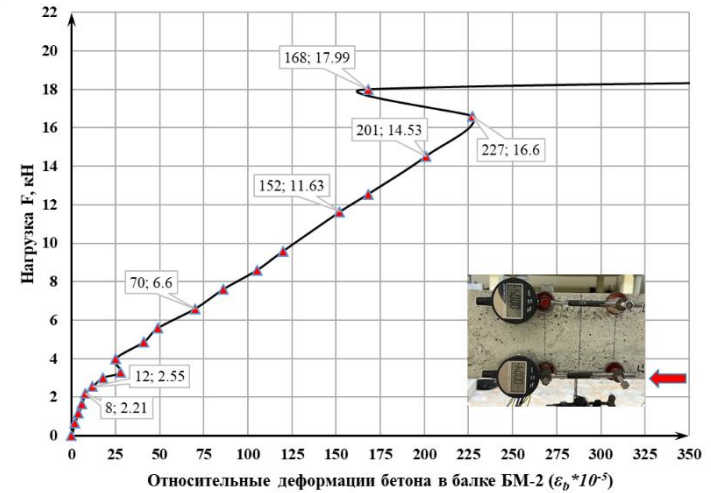
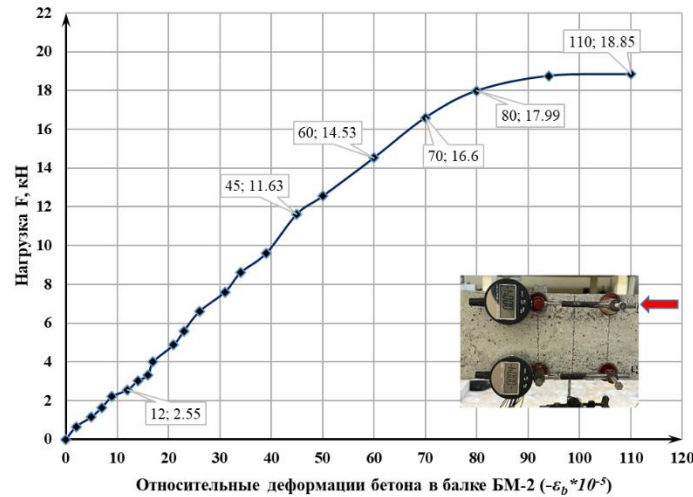


Рисунок 3.24. График зависимости ширина раскрытия трещин от нагрузки

б



а– верхняя зона, б–нижняя зона

Рисунок 3.25. Графики зависимости относительных деформаций от нагрузки

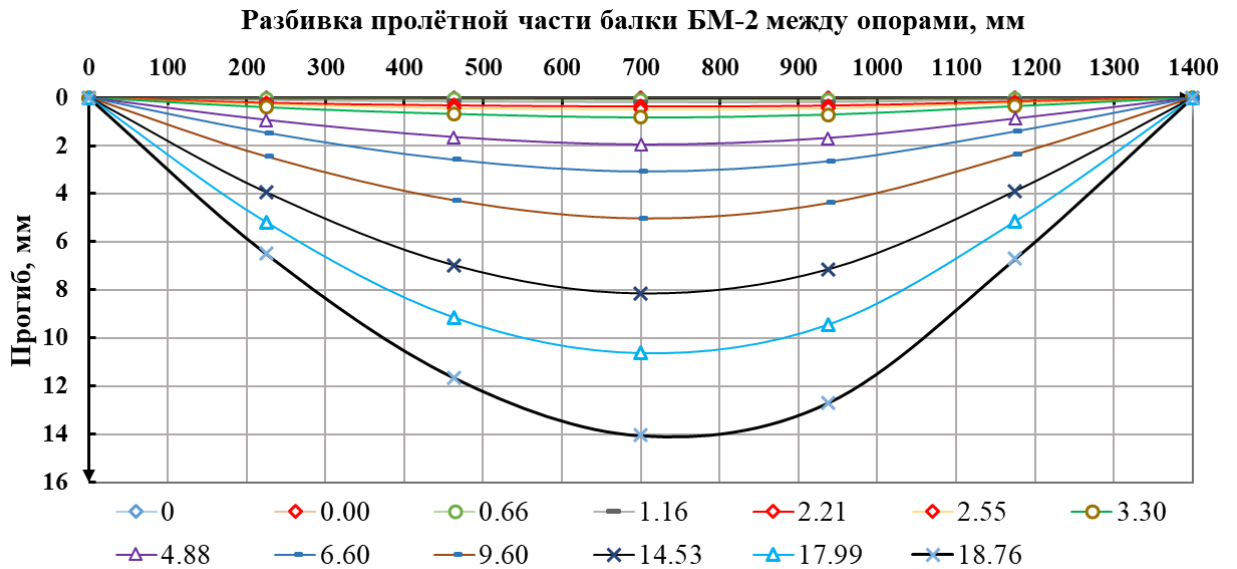


Рисунок 3.26. График деформирования модели железобетонной балки БМ-2

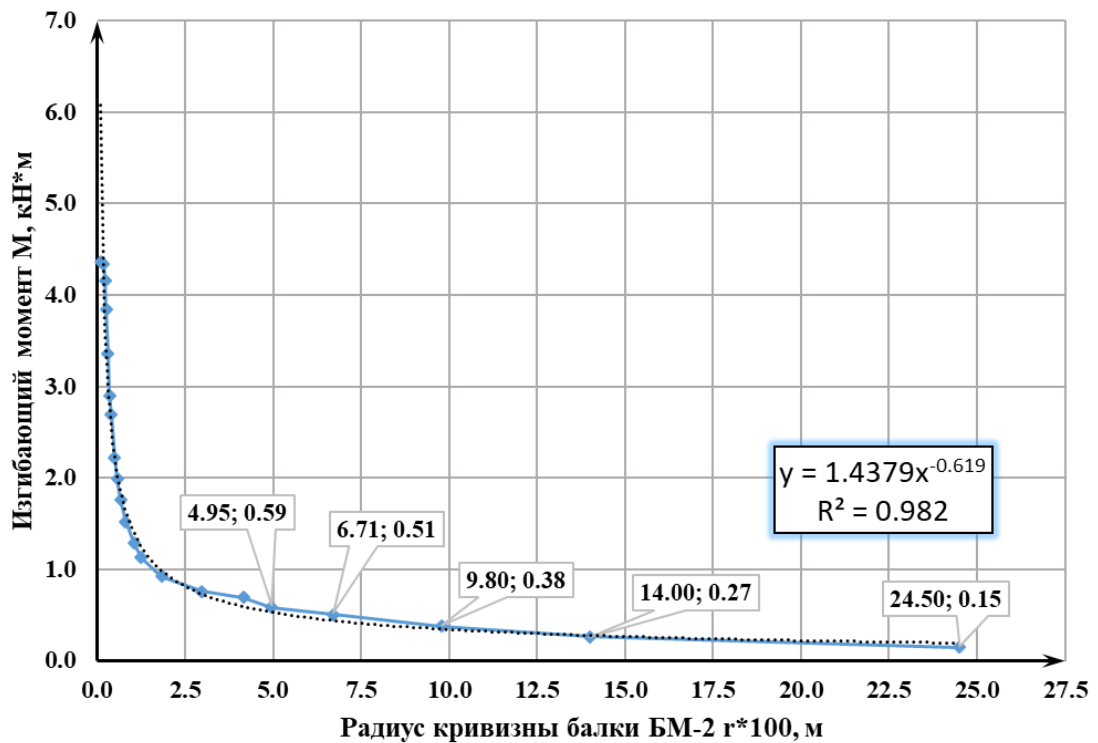
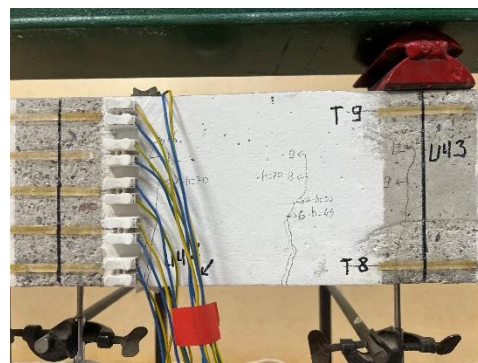


Рисунок 3.27. График зависимости изгибающего момента от радиуса кривизны

Результаты испытаний модельной железобетонной балки БМ-3 приведены в Приложении 1, табл.5. Графические зависимости основных параметров напряжённо-деформированного состояния представлены на рис. 3.29–3.34.



Процесс подготовки модели железобетонной балки БМ-3 к испытаниям



Модельная железобетонная балка БМ-3 в процессе проведения испытаний



Процесс измерения деформаций бетона

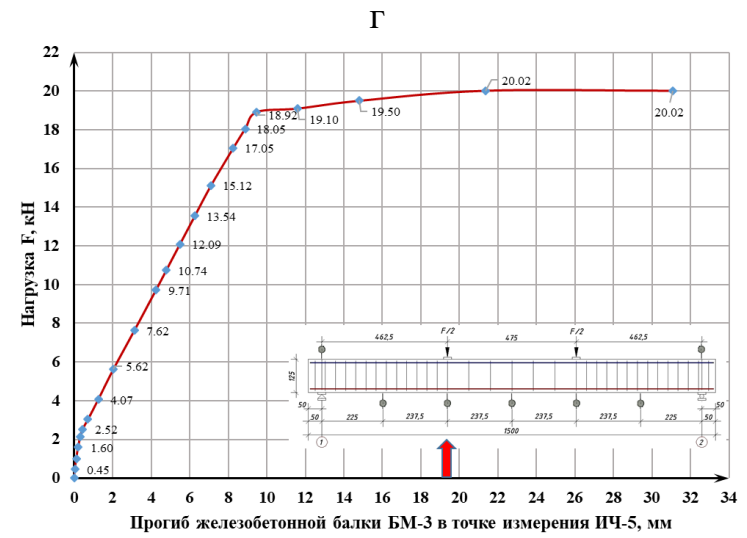
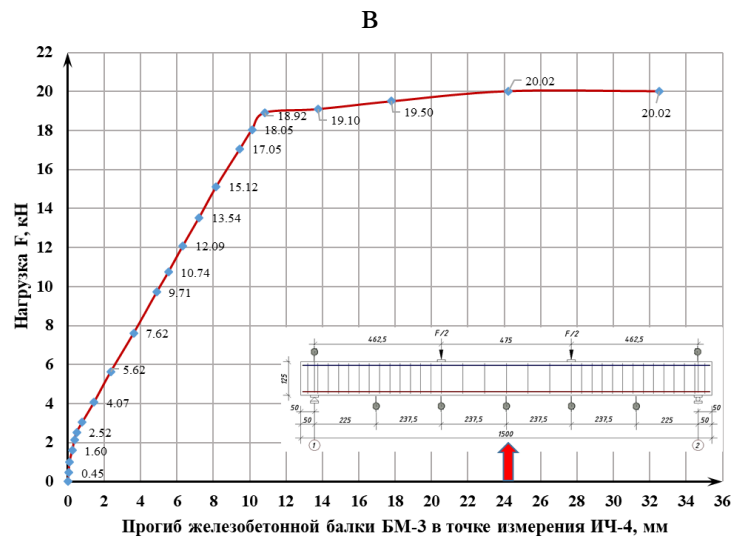
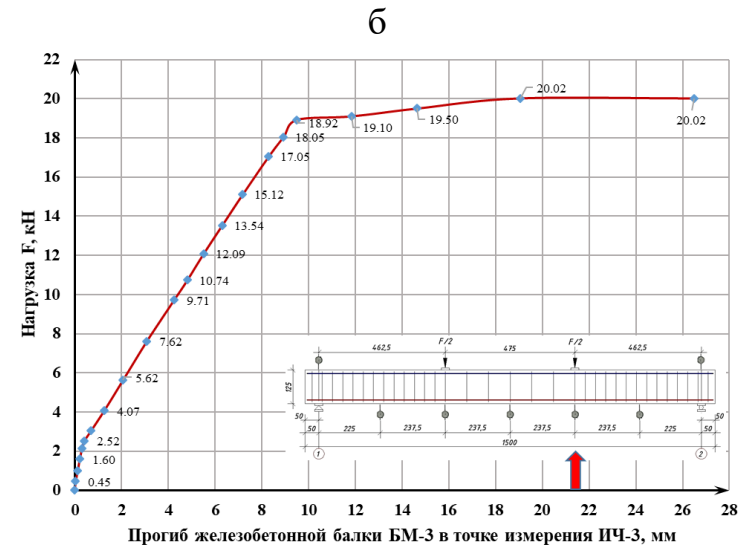
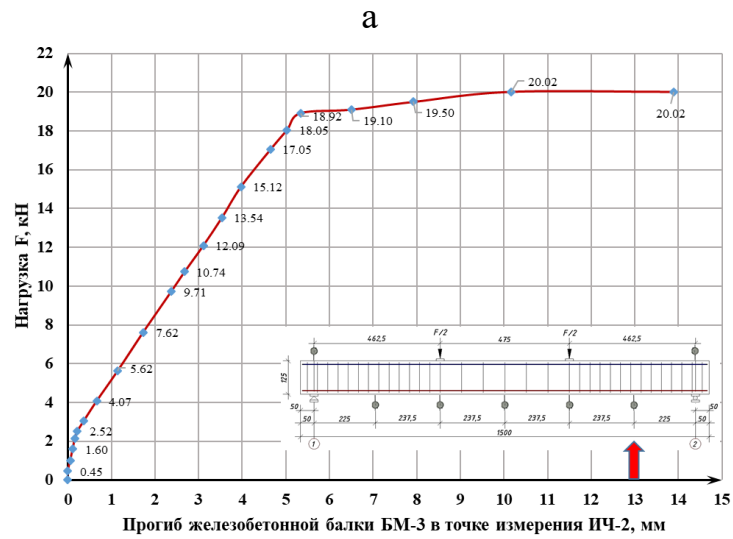


Нормальные трещины в зоне чистого изгиба



Разрушение сжатой зоны бетона

Рисунок 3.28. Фотография проведения испытаний модельной железобетонной балки БМ-3



а– ИЧ-2, б– ИЧ-3, в– ИЧ-4, г–ИЧ-5
Рисунок 3.29. Графики зависимости прогиба от нагрузки

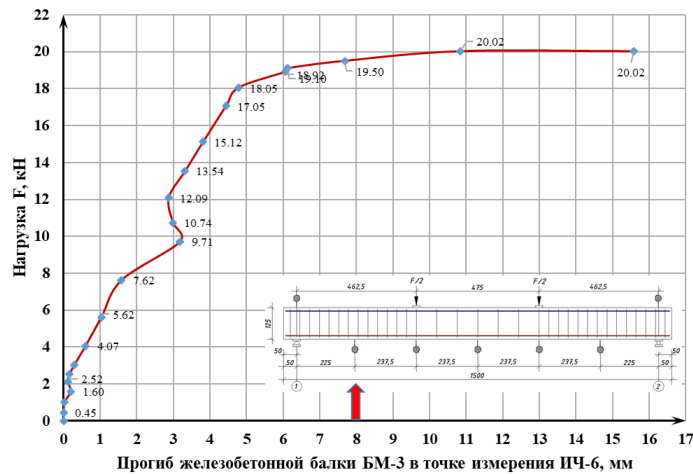


Рисунок 3.30. График зависимости прогиба от нагрузки в характерной точке ИЧ-6

а

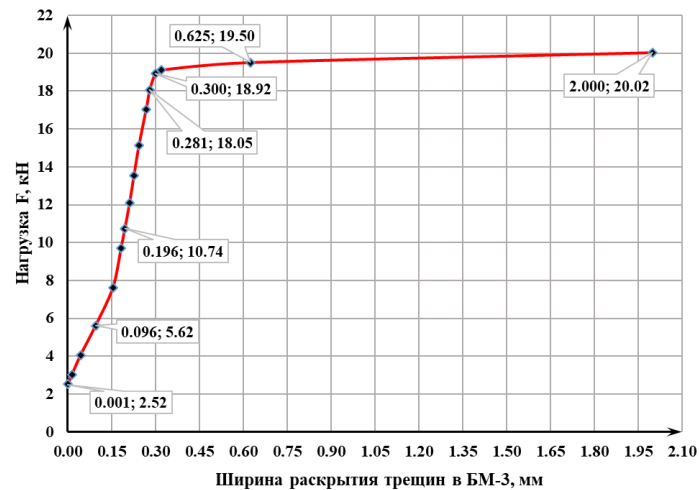
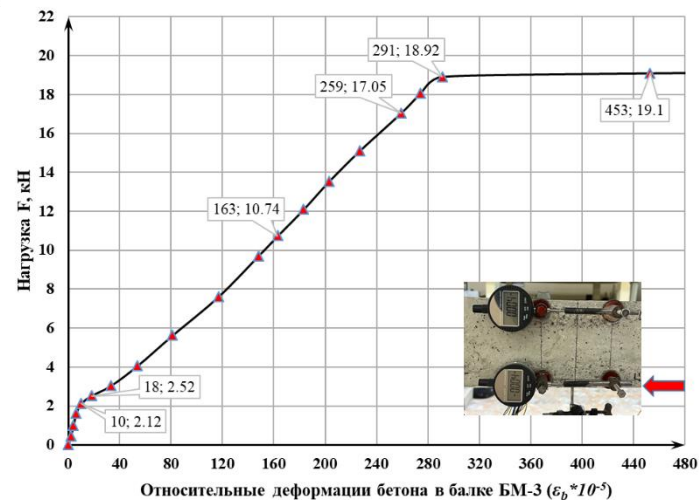
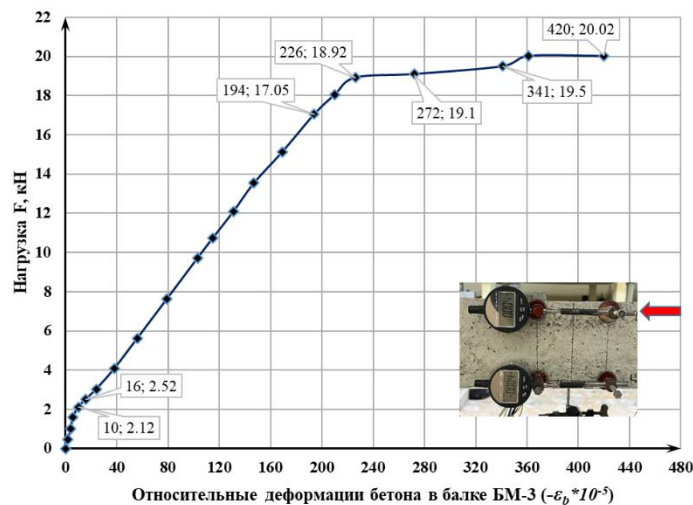


Рисунок 3.31. График зависимости ширина раскрытия трещин от нагрузки

б



а– верхняя зона, б–нижняя зона

Рисунок 3.32. Графики зависимости относительных деформаций от нагрузки

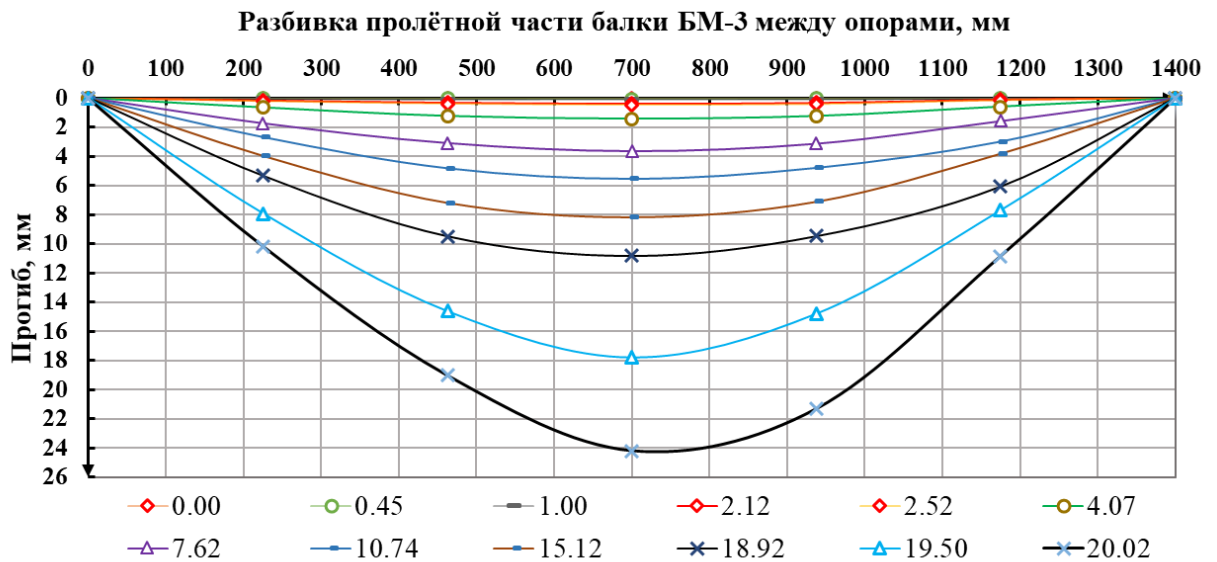


Рисунок 3.33. График деформирования модели железобетонной балки БМ-3

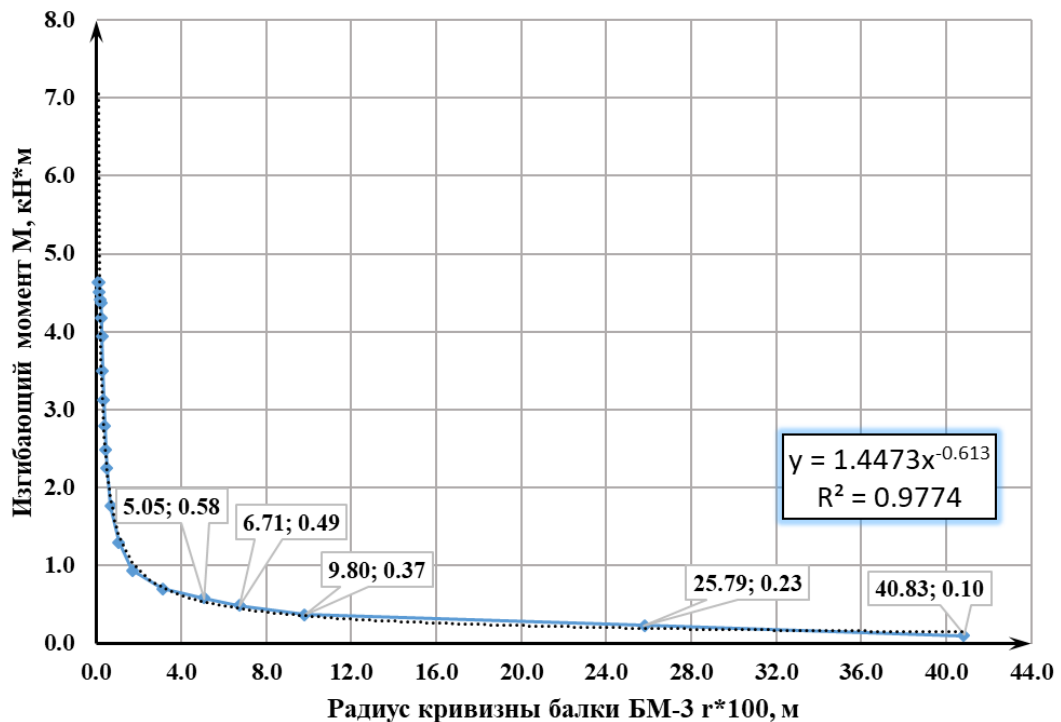


Рисунок 3.34. График зависимости изгибающего момента от радиуса кривизны

В ходе экспериментальных исследований моделей железобетонных балок установлено, что процесс трещинообразования во всех трёх образцах характеризовался близкой пространственной конфигурацией, сходной ориентацией трещин и одинаковой последовательностью их раскрытия на различных стадиях нагружения. Для наглядного представления характерных особенностей данного процесса на рис.3.35 приведена типовая схема

трещинообразования модельной железобетонной балки БМ-3 в пределах участков, геометрически подобных соответствующим зонам натурной железобетонной балки (1...6), указанной на рисунке 2.24.

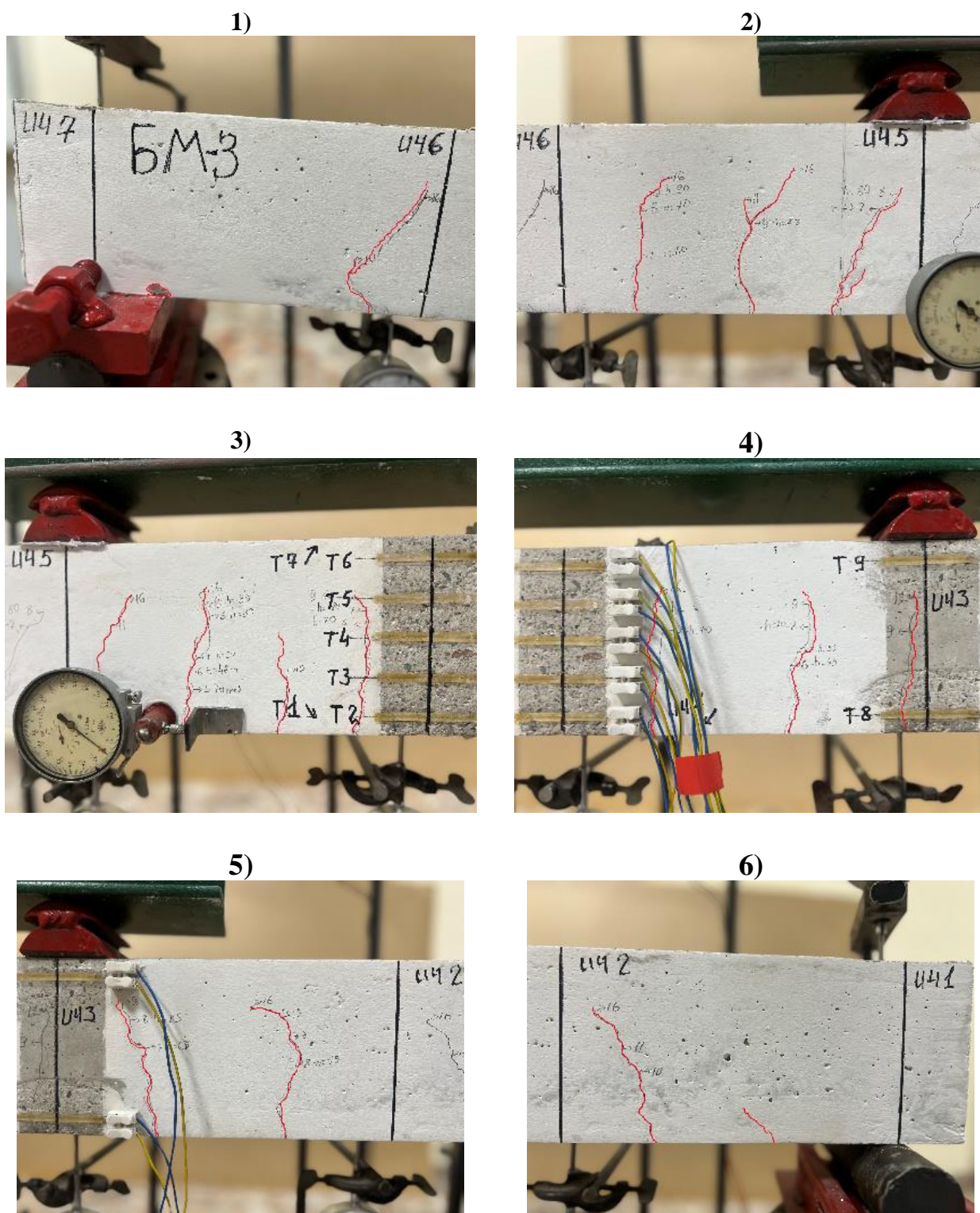


Рисунок 3.35. Характер трещинообразования в модели железобетонной балке БМ-3

3.7. Анализ результатов экспериментальных исследований моделей железобетонных балок

При проведении экспериментальных исследований моделей железобетонных балок основное внимание было уделено изучению их напряжённо–деформированного состояния, развитию прогибов и трещинообразования, а также определению предельных параметров работы конструкции. Целью эксперимента являлось получение достоверных данных, необходимых для обоснования и подтверждения возможности переноса результатов, полученных при испытаниях физических моделей, на натурные железобетонные конструкции на основы теории подобия и установленными константами подобия.

Анализ экспериментальных графиков деформирования модельных железобетонных балок (рис. 2.15, 2.22 и 2.29) показал, что деформации в характерных точках ИЧ–2 и ИЧ–3 проявляют симметрию относительно точек ИЧ–5 и ИЧ–6 и характеризуются близкими значениями. Установленная закономерность свидетельствует о равномерности работы пролётной зоны балки и позволяет ограничить анализ меньшим числом контрольных точек без снижения достоверности результатов. На основании выявленной закономерности для последующего сравнения с модельными данными в качестве основных контрольных точек были выбраны ИЧ–2, ИЧ–3 и ИЧ–4.

В связи с установленным эффектом неравномерной работы конструкции деформации в характерных точках определялись по усреднённым значениям, что обеспечило снижение влияния локальных отклонений, связанных с неоднородностью бетона, и повысило надёжность полученных результатов при оценке напряжённо–деформированного состояния балки.

Установлено, что развитие деформаций имеет стадийный характер, включающий: упругую работу до момента образования первых трещин, стадию их раскрытия, стадию интенсивного развития пластических деформаций и стадию разрушения. Каждая из этой стадии описываются соответствующими аппроксимирующими уравнениями [60], что даёт возможность не только

количественно охарактеризовать напряжённо–деформированное состояние конструкции, но и обеспечить возможность сопоставления с натурными результатами в пределах участков, что существенно повышает достоверность прогнозирования работы железобетонных элементов.

На рис. 3.36–3.38 приведены зависимости прогибов модельной железобетонной балки от нагрузки в характерных точках ИЧ–2, ИЧ–3 и ИЧ–4. Они включают экспериментальные данные, полученные при испытаниях трёх балок, а также усреднённые значения, отражающие общие закономерности процесса деформирования. Усреднённые зависимости вместе с аппроксимирующими уравнениями [60], описывающими работу конструкции на отдельных стадиях нагружения, представлены в табл. 3.14.

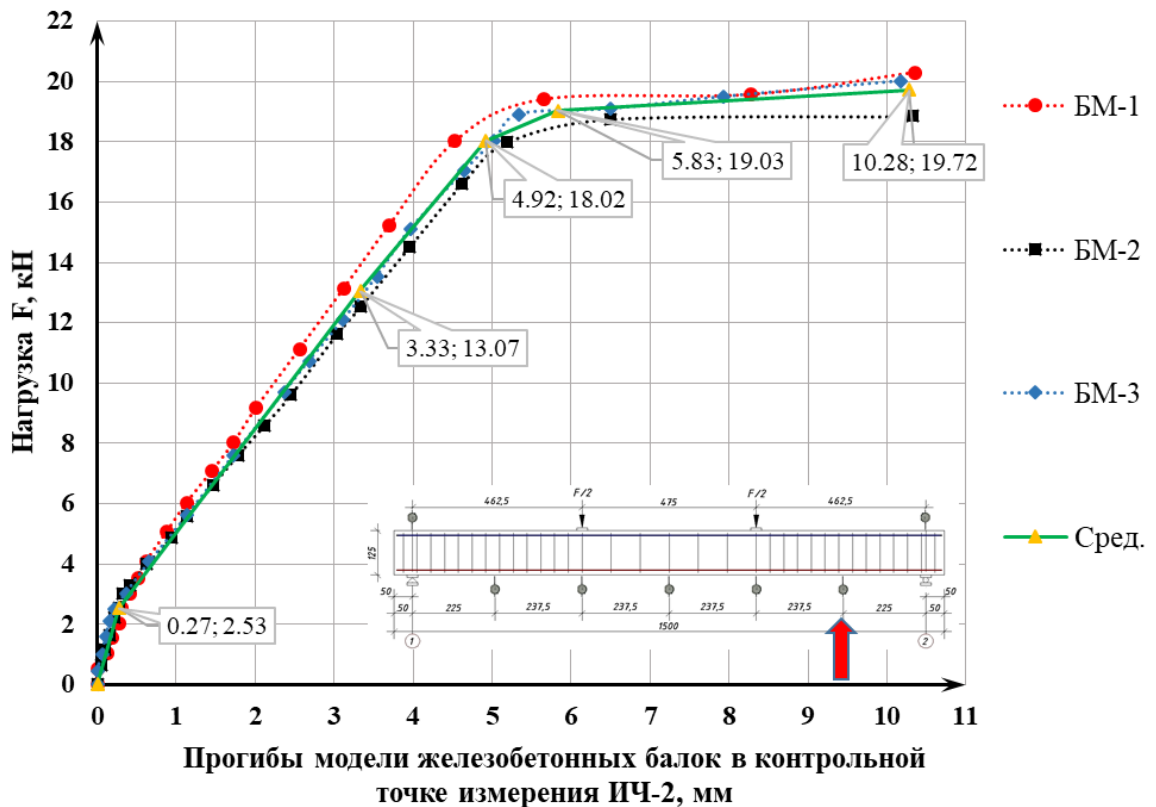


Рисунок 3.36. График зависимости нагрузки от прогиба модели железобетонной балки в точке ИЧ–2

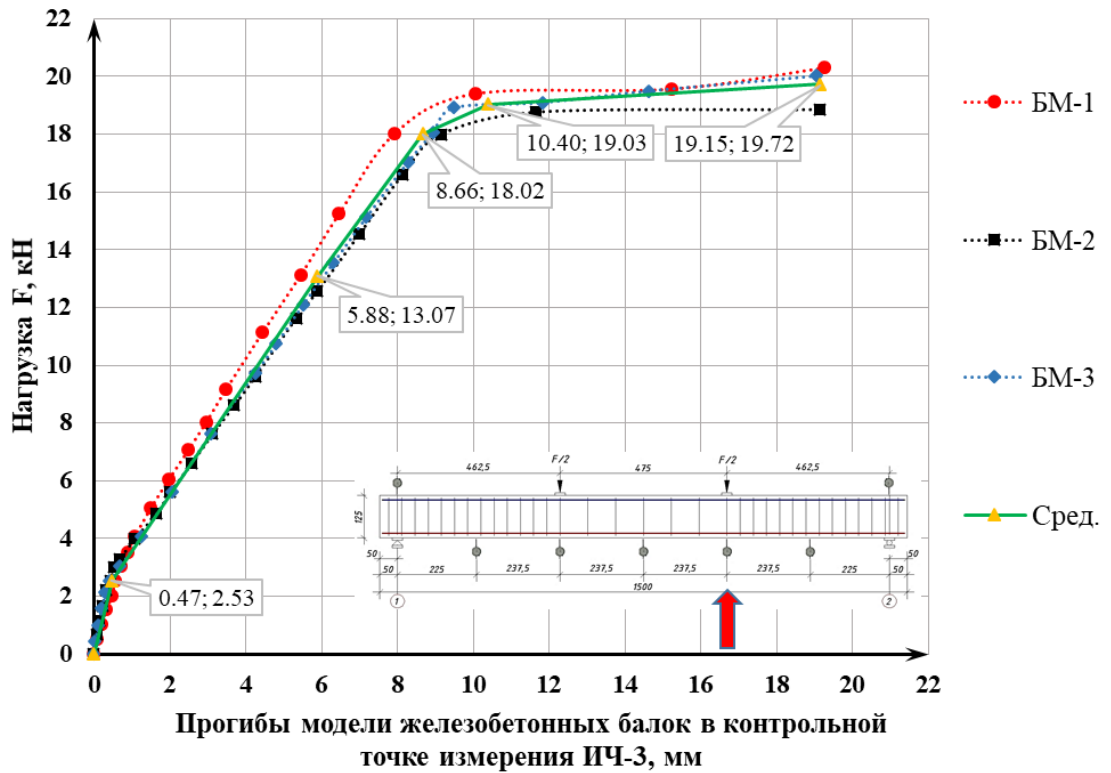


Рисунок 3.37. График зависимости нагрузки от прогиба модели железобетонной балки в точке ИЧ-3

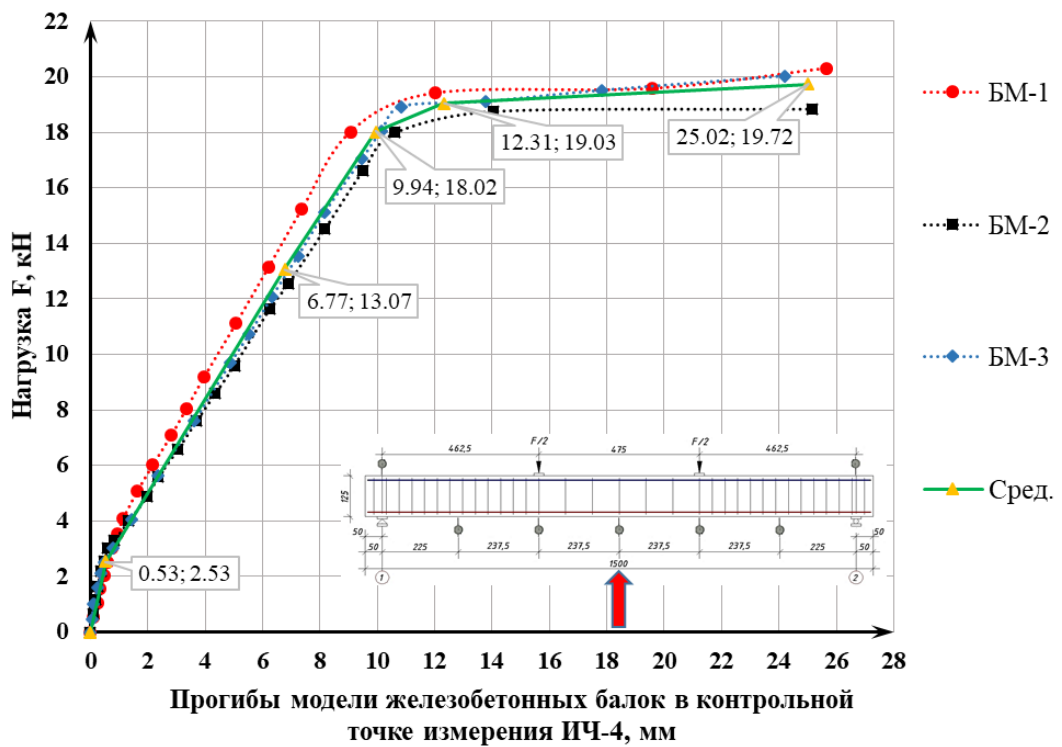


Рисунок 3.38. График зависимости нагрузки от прогиба модели железобетонной балки в точке ИЧ-4

Таблица 3.14. - Результаты усреднённых значений зависимости нагрузки от прогиба модельных железобетонных балок с аппроксимирующими уравнениями в пределах участка

№ эт.	Контрольные точки	Нагрузка на балку F, кН	Прогиб в контрольной точке f, мм	Уравнения аппроксимации (по участкам)	Точность
1	ИЧ-2	0	0	$y = 9.3827x$	$R^2 = 1$
2		2.53	0.27		
3		13.07	3.33	$y = 3.4407x + 1.6043$	$R^2 = 1$
4		18.02	4.92	$y = 3.1242x + 2.6593$	$R^2 = 1$
5		19.03	5.83	$y = 1.1058x + 12.583$	$R^2 = 1$
6		19.72	10.28	$y = 0.1558x + 18.122$	$R^2 = 1$
1	ИЧ-3	0	0	$y = 5.4286x$	$R^2 = 1$
2		2.53	0.47		
3		13.07	5.83	$y = 1.947x + 1.6247$	$R^2 = 1$
4		18.02	8.66	$y = 1.7772x + 2.6231$	$R^2 = 1$
5		19.03	10.40	$y = 0.5816x + 12.982$	$R^2 = 1$
6		19.72	19.15	$y = 0.0793x + 18.206$	$R^2 = 1$
1	ИЧ-4	0	0	$y = 4.8101x$	$R^2 = 1$
2		2.53	0.53		
3		13.07	6.77	$y = 1.6873x + 1.6447$	$R^2 = 1$
4		18.02	9.94	$y = 1.5621x + 2.4927$	$R^2 = 1$
5		19.03	12.31	$y = 0.4262x + 13.784$	$R^2 = 1$
6		19.72	25.02	$y = 0.0546x + 18.358$	$R^2 = 1$

На рис. 3.39 представлена зависимость ширины раскрытия трещин от нагрузки для модельных железобетонных балок. Полученная зависимость используется для оценки трещиностойкости модельных элементов и анализа их работы по второй группе предельных состояний. Усреднённые значения зависимости «ширина раскрытия трещин-нагрузка» для модельных железобетонных балок с соответствующими аппроксимирующими уравнениями приведены в табл. 3.15.

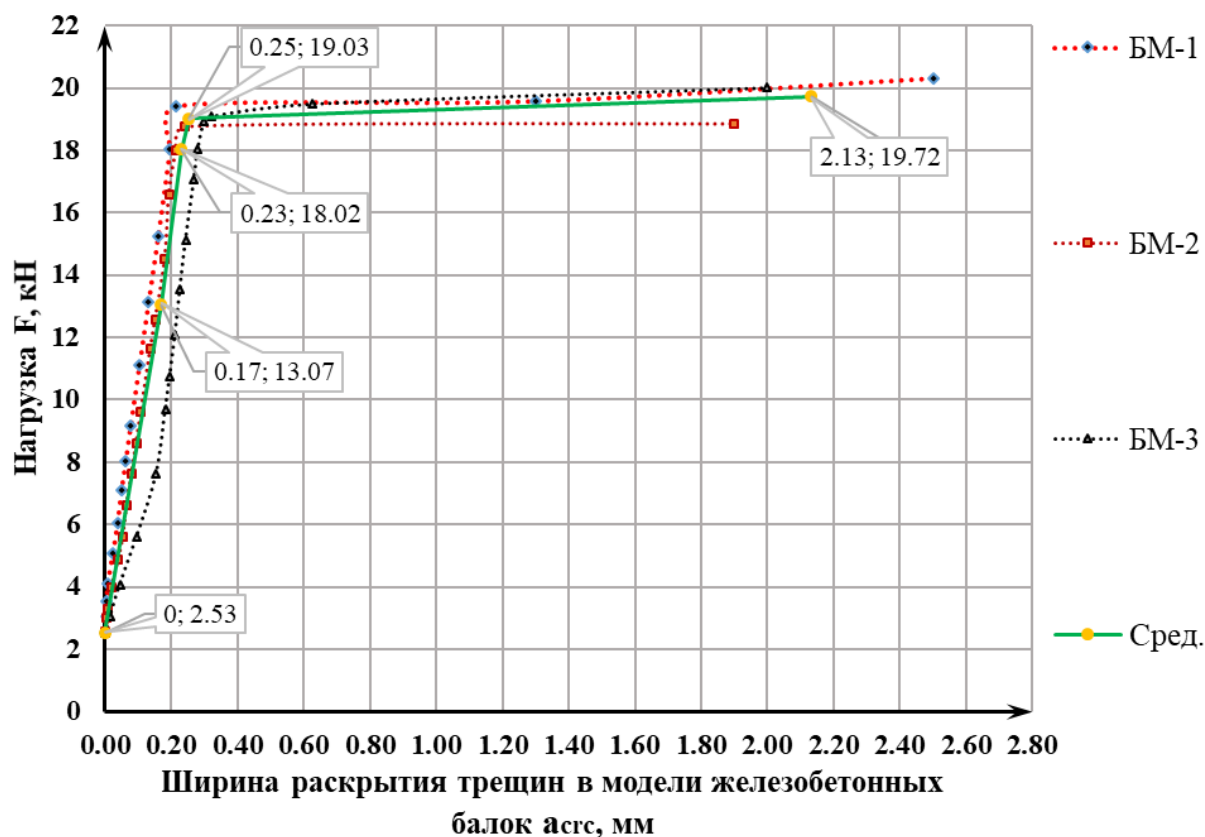


Рисунок 3.39. График зависимости ширины раскрытия трещин от нагрузки модели железобетонных балок

Таблица 3.15. - Результаты усреднённых значений зависимости ширина раскрытия трещин от нагрузки модельных железобетонных балок с аппроксимирующими уравнениями в пределах участка

№ эт.	Нагрузка на балку F, кН	Ширина раскрытия трещин $a_{срс}$, мм	Уравнения аппроксимации в пределах участка	Точность
1	0	0	_____	_____
2	2.53	0	$y = 61.879x + 2.5333$	$R^2 = 1$
3	13.07	0.17	$y = 81.093x - 0.7395$	$R^2 = 1$
4	18.02	0.23	$y = 46.615x + 7.2363$	$R^2 = 1$
5	19.03	0.25	$y = 0.3687x + 18.937$	$R^2 = 1$
6	19.72	2.13		

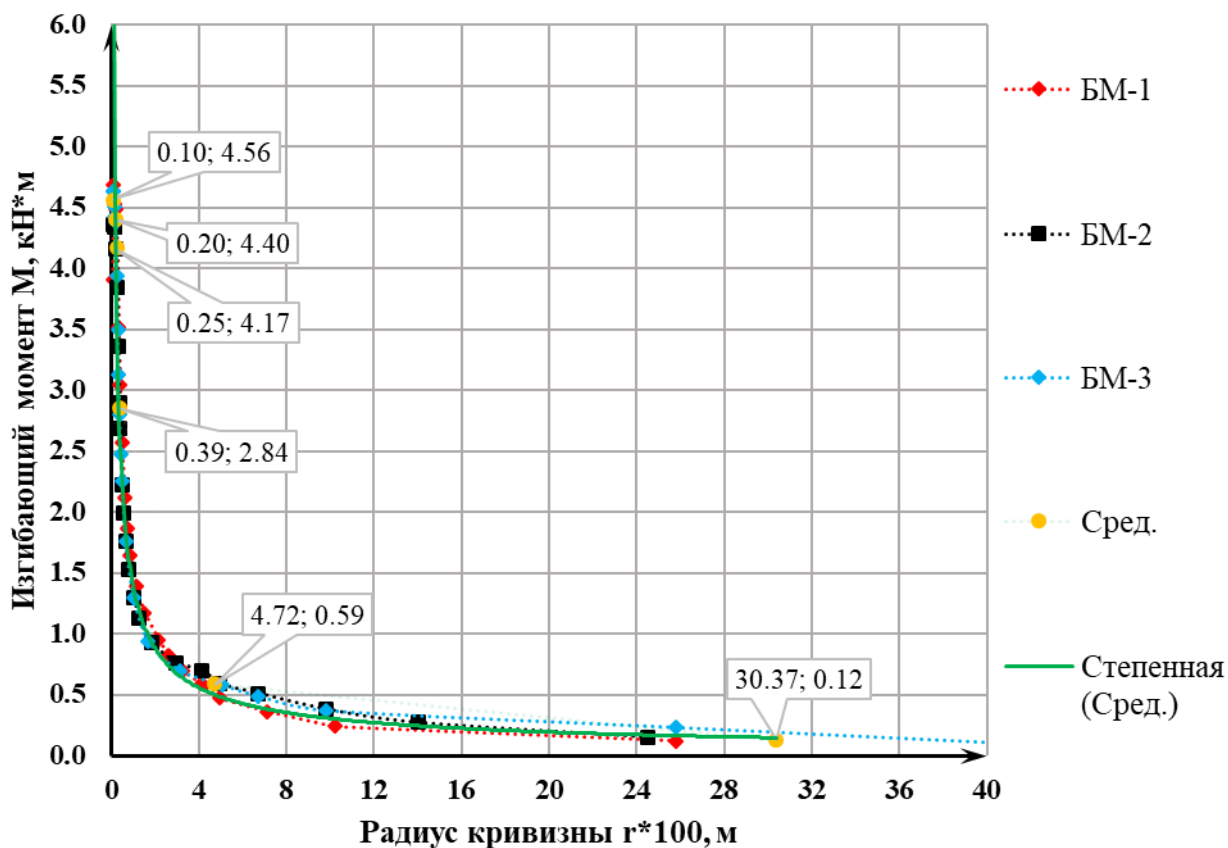


Рисунок 3.40. Усреднённые зависимости изгибающего момента от радиуса кривизны модели железобетонных балок

Таблица 3.16. - Результаты усреднённых значений изгибающего момента от радиуса кривизны натуральных железобетонных балок с аппроксимирующими уравнениями

№ эт.	Нагрузка на балку F , кН	Максимальный изгибающий момент M , кН*м	Радиус кривизны балки r , м	Уравнения аппроксимации для средних значений	Точность
1	0.55	0.12	3037	$y = 29.38x^{-0.662}$ где $x=r$ (м), $y=M$ (кН*м).	$R^2 = 0.9805$
2	2.53	0.59	472		
3	13.07	3,02	39		
4	18.02	4.17	25		
5	19.03	4.40	20		
6	19.27	4.56	10		

Зависимость нагрузки от относительных деформаций бетона в сжатой и растянутой зоне серии железобетонных балок БМ-1, БМ-2 и БМ-3 приведён на рисунках 45 и 46.

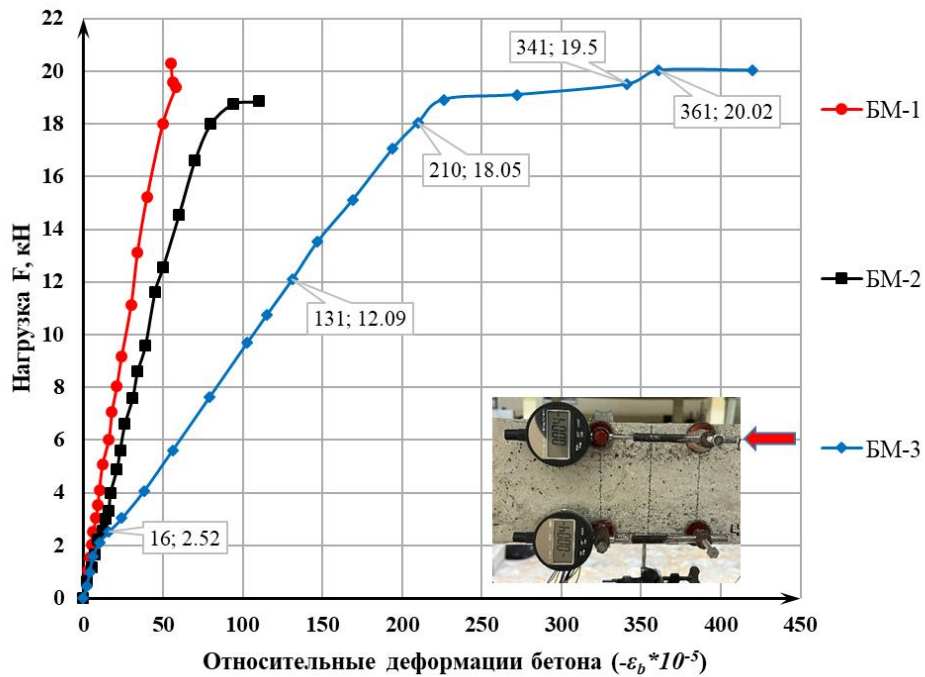


Рисунок 3.41. Зависимость нагрузки от относительных деформаций бетона в сжатой зоне серии натуральных железобетонных балок

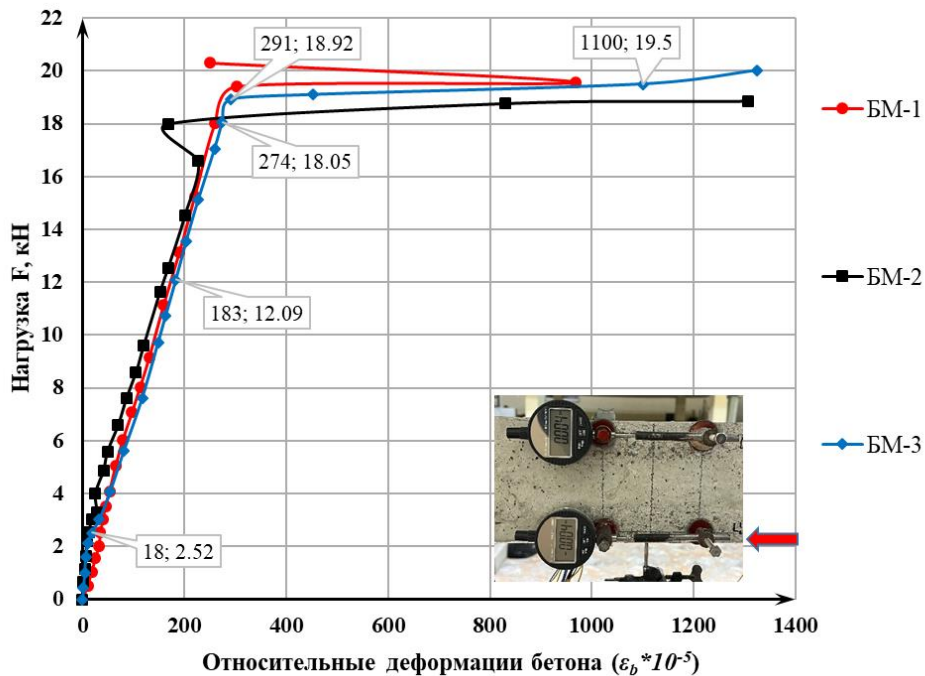


Рисунок 3.42. Зависимость нагрузки от относительных деформаций бетона в растянутой зоне серии натуральных железобетонных балок

3.8. Методика перехода от усреднённых экспериментальных данных физической модели к параметрам натурной железобетонной балки

Переход от измеренных на модели параметров к соответствующим величинам натурной конструкции в сходственных точках в рамках детерминистической теории подобия производится однозначно на основе констант подобия. Он представляет собой строгой функциональной зависимости между параметрами модели и натуре при сохранении геометрического и силового подобия.

Для каждой физической величины – геометрической, силовой, деформационной – вводится свой константа подобия k_i обеспечивающий прямое преобразование результатов физического эксперимента от модели в масштаб натурного объекта [84].

Для обеспечения корректного сопоставления результатов физического моделирования железобетонной балки с использованием теории подобия выполнен переход от полученных на модели усреднённых экспериментальных данных к значениям, соответствующим натурной железобетонной балке, принятой в качестве эталонной конструкции. Такой подход позволяет установить количественные и качественные соотношения между параметрами работы модели и натуре, обеспечивает достоверность перехода и правильности применения критериев механического подобия.

Поскольку натурная железобетонная балка принята в качестве эталонного прототипа, наиболее полно отражающего реальные условия нагружения и деформирования несущих конструкций, статические испытания были проведены с целью верификации корректности масштабного перехода от физических моделей к натурному конструкции.

Сравнение полученных результатов на физической модели железобетонной балки, с экспериментальными данными натурного образца с использованием законов теории подобия в сходственных точках измерения, обеспечивает количественную проверку корректности моделирования реальных условий работы конструкции и служит основанием для применения методики

физического моделирования адекватным инструментом прогнозирования параметров натурной железобетонной балки.

Верификация корректности масштабного перехода выполнена на основе усреднённых экспериментальных данных трёх идентичных по физико-механическим и геометрическим характеристикам образцов модельной и натурной железобетонных балок. С целью оценки прогнозируемой деформативности натурной железобетонной балки при переходе от параметров физической модели к параметрам натурального элемента в сходственных точках измерения (ИЧ-2, ИЧ-3 и ИЧ-4), с использованием коэффициентов подобия по напряжениям, приведённых в разделах 3.1.3, результаты приведены в табл. 3.17 – 3.19.

Таблица 3.17. - Результаты перехода от точки измерения ИЧ–2 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки

Средняя экспериментальная нагрузка на модельную балку	Эквивалентная нагрузка для натурой балки	Средняя экспериментальная нагрузка на натурную балку	Погрешность по критерию подобия нагрузки	Среднее экспериментальное значение прогиба модели балки	Эквивалентное значение прогиба для натурной балки	Среднее экспериментальное значение прогиба натурной балки	Погрешность по прогибу
F_m , кН	$F_n = k_\sigma \cdot k_L^2 \cdot F_m$, кН	F_n , кН	%	f_m , мм	$f_n = k_L \cdot f_m$, мм	f_n , мм	%
2.53	48.54	35.00	27.89	0.27	1.08	1.34	-24.07
13.07	235.58	155.11	34.16	3.09	12.36	10.62	14.08
18.02	345.70	191.15	44.71	4.92	19.68	13.75	30.13
19.03	365.07	219.61	39.84	5.83	23.32	17.9	23.24
19.72	378.31	232.32	38.59	10.28	41.12	26.61	35.29
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, коэффициент подобия по напряжениям $k_\sigma = \frac{E_n}{E_m} = 1.199$.							

Таблица 3.18. - Результаты перехода от точки измерения ИЧ-3 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки

Средняя экспериментальная нагрузка на модельную балку	Эквивалентная нагрузка для натурой балки	Средняя экспериментальная нагрузка на натурную балку	Погрешность по критерию подобия нагрузки	Среднее экспериментальное значение прогиба модели балки	Эквивалентное значение прогиба для натурной балки	Среднее экспериментальное значение прогиба натурной балки	Погрешность по прогибу
F_m , кН	$F_n = k_\sigma \cdot k_L^2 \cdot F_m$, кН	F_n , кН	%	f_m , мм	$f_n = k_L \cdot f_m$, мм	f_n , мм	%
2.53	48.54	35.00	27.89	0.47	1.88	2.38	-26.60
13.07	235.58	155.11	34.16	5.43	21.72	19.23	11.46
18.02	345.70	191.15	44.71	8.66	34.64	25.04	27.71
19.03	365.07	219.61	39.84	10.40	41.6	32.89	20.94
19.72	378.31	232.32	38.59	19.15	76.6	49.67	35.16
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, коэффициент подобия по напряжениям $k_\sigma = \frac{E_n}{E_m} = 1.199$.							

Таблица 3.19. - Результаты перехода от точки измерения ИЧ-4 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки

Средняя экспериментальная нагрузка на модельную балку	Эквивалентная нагрузка для натурой балки	Средняя экспериментальная нагрузка на натурную балку	Погрешность по критерию подобия нагрузки	Среднее экспериментальное значение прогиба модели балки	Эквивалентное значение прогиба для натурной балки	Среднее экспериментальное значение прогиба натурной балки	Погрешность по прогибу
F_m , кН	$F_n = k_\sigma \cdot k_L^2 \cdot F_m$, кН	F_n , кН	%	f_m , мм	$f_n = k_L \cdot f_m$, мм	f_n , мм	%
2.53	48.54	35.00	27.89	0.53	2.12	2.83	-33.49
13.07	235.58	155.11	34.16	6.26	25.04	22.36	10.70
18.02	345.70	191.15	44.71	9.94	39.76	29.02	27.01
19.03	365.07	219.61	39.84	12.31	49.24	38.55	21.71
19.72	378.31	232.32	38.59	25.02	100.08	61.62	38.43
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, коэффициент подобия по напряжениям $k_\sigma = \frac{E_n}{E_m} = 1.199$.							

Анализ результатов табл. 3.17 – 3.19 показывает, что при масштабном переходе от параметров физической модели к натурному железобетонному балку по критериям силового и деформационного подобия в сходственных точках измерения (ИЧ–2, ИЧ–3 и ИЧ–4) с использованием коэффициентов подобия по напряжениям, приведённых в разделе 3.1.3, наблюдается существенное расхождение между расчётно–теоретическими и экспериментальными значениями. В частности, погрешность по критерию подобия нагрузки в момент трещинообразования достигает +27,89 %, а в момент разрушения +38,59%, что свидетельствует о завышении теоретически прогнозируемых нагрузок относительно фактических экспериментальных данных. Подобное отклонение является принципиально недопустимым при оценке несущей способности железобетонных конструкций.

Переход от значений прогибов физической модели к натурной конструкции показал, что погрешность по критерию подобия прогибов в момент образования трещин составляет –28%, а в момент разрушения возрастает до +36,3%, что свидетельствует о некорректности применения только напряжённого критерия подобия при переходе по жёсткостным параметрам. Полученные результаты указывают на необходимость комбинированного учёта как силовых, так и деформационных критериев подобия при статическом моделировании изгибаемых железобетонных элементов.

В работе Назарова А.Г. [81] приводился определение: «Чем точнее соблюдаются условия подобия между материалами оригинала и модели, а также условия их загрузки, тем точнее будут результаты».

С учётом выявленных расхождений и опираясь на утверждение А.Г. Назарова о необходимости строгого соблюдения не только силовых, но и деформационных условий подобия, дальнейший переход от модели к натурному элементу выполнен с применением коэффициента подобия по деформациям, основанного на теоретически обоснованные разномодульные кривые деформирования (параграф 3.3., рис. 3.1). Результаты масштабного перехода по данному критерию приведены в табл. 3.20 – 3.23.

Таблица 3.20. - Результаты перехода от точки измерения ИЧ–2 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки

Средняя экспериментальная нагрузка на модельную балку	Эквивалентная нагрузка для натурой балки	Средняя экспериментальная нагрузка на натурную балку	Погрешность по критерию подобия нагрузки	Среднее экспериментальное значение прогиба модели балки	Эквивалентное значение прогиба натурной балки	Среднее экспериментальное значение прогиба натурной балки	Погрешность по прогибу
F_m , кН	$F_n = k_\varepsilon \cdot k_L^2 \cdot F_m$, кН	F_n , кН	%	f_m , мм	$f_n = k_L \cdot f_m$, мм	f_n , мм	%
2.53	33.76	35.00	-3.67	0.27	1.08	1.34	-24.07
13.07	163.86	155.11	5.34	3.09	12.36	10.62	14.08
18.02	240.46	191.15	20.51	4.92	19.68	13.75	30.13
19.03	253.94	219.61	13.52	5.83	23.32	17.9	23.24
19.72	263.14	232.32	11.71	10.28	41.12	26.61	35.29
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, коэффициент подобия по деформациям $k_\varepsilon = \frac{E_m}{E_n} = 0.834$.							

Таблица 3.21. - Результаты перехода от точки измерения ИЧ-3 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки

Средняя экспериментальная нагрузка на модельную балку	Эквивалентная нагрузка для натурой балки	Средняя экспериментальная нагрузка на натурную балку	Погрешность по критерию подобия нагрузки	Среднее экспериментальное значение прогиба модели балки	Эквивалентное значение прогиба для натурной балки	Среднее экспериментальное значение прогиба натурной балки	Погрешность по прогибу
F_m , кН	$F_n = k_\varepsilon \cdot k_L^2 \cdot F_m$, кН	F_n , кН	%	f_m , мм	$f_n = k_L \cdot f_m$, мм	f_n , мм	%
2.53	33.76	35.00	-3.67	0.47	1.88	2.38	-26.60
13.07	163.86	155.11	5.34	5.43	21.72	19.23	11.46
18.02	240.46	191.15	20.51	8.66	34.64	25.04	27.71
19.03	253.94	219.61	13.52	10.40	41.6	32.89	20.94
19.72	263.14	232.32	11.71	19.15	76.6	49.67	35.16
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, коэффициент подобия по деформациям $k_\varepsilon = \frac{E_m}{E_n} = 0.834$.							

Таблица 3.22. - Результаты перехода от точки измерения ИЧ-4 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки

Средняя экспериментальная нагрузка на модельную балку	Эквивалентная нагрузка для натурой балки	Средняя экспериментальная нагрузка на натурную балку	Погрешность по критерию подобия нагрузки	Среднее экспериментальное значение прогиба модели балки	Эквивалентное значение прогиба для натурной балки	Среднее экспериментальное значение прогиба натурной балки	Погрешность по прогибу
F_m , кН	$F_n = k_\varepsilon \cdot k_L^2 \cdot F_m$, кН	F_n , кН	%	f_m , мм	$f_n = k_L \cdot f_m$, мм	f_n , мм	%
2.53	33.76	35.00	-3.67	0.53	2.12	2.83	-33.49
13.07	174.4	155.11	11.06	6.26	25.04	22.36	10.70
18.02	240.46	191.15	20.51	9.94	39.76	29.02	27.01
19.03	253.94	219.61	13.52	12.31	49.24	38.55	21.71
19.72	263.14	232.32	11.71	25.02	100.08	61.62	38.43
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, коэффициент подобия по деформациям $k_\varepsilon = \frac{E_m}{E_n} = 0.834$.							

Анализ результатов табл. 3.20–3.23 показывает, что при масштабном переходе от параметров физической модели к натурному железобетонному балку по критериям силового и деформационного подобия в сходственных точках измерения (ИЧ–2, ИЧ–3 и ИЧ–4) с использованием коэффициентов подобия по деформациям, приведённых в параграфе 3.3., достигается допустимое совпадение расчётно–теоретических и экспериментальных данных. В частности, погрешность по критерию подобия нагрузки в момент трещинообразования составляет $-3,67\%$, а в момент разрушения $+11,71\%$, что находится в пределах допустимых значений для корректного масштабного перехода.

Переход от значений прогиба физической модели к натурной конструкции не может быть корректно описан с применением единственного коэффициента масштабирования, поскольку напряжённо–деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов имеет стадийный и разномодульный характер развития. На стадии до образования трещин определяющим является упругое напряжённое состояние, и масштабный переход должен основываться на коэффициенте подобия по напряжениям, обеспечивающем эквивалентность напряжений в сходственных сечениях модели и натуре. После момента трещинообразования, когда в расчётной схеме начинает преобладать нелинейное деформирование и снижение жёсткости растянутой зоны бетона, приоритетным становится коэффициент подобия по деформациям, которые отражает изменяющуюся криволинейную деформационную работу конструкции.

Следовательно, корректная формула масштабного перехода должна учитывать оба указанных коэффициента с учётом стадийности напряжённо–деформированного состояния железобетонного элемента.

С этой целью переход прогиба от точки измерения ИЧ–4 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки выполнен согласно комбинированному критерию подобия, и его результаты приведены в табл. 3.23.

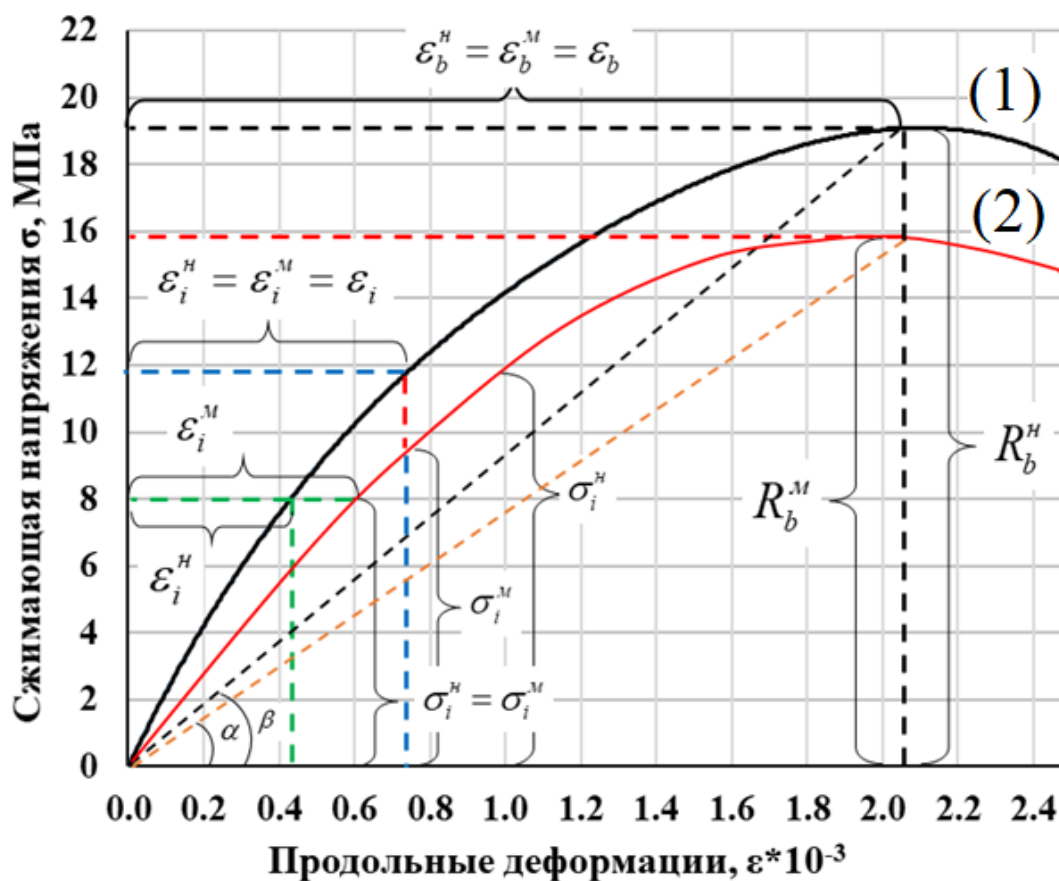
Таблица 3.23. - Результаты перехода прогиба от точки измерения ИЧ–4 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки

Средняя экспериментальная нагрузка на модельную балку	Среднее экспериментальное значение прогиба модели балки	Коэффициент подобия	Эквивалентное значение прогиба для натурной балки	Среднее экспериментальное значение прогиба натурной балки	Погрешность по прогибу
до появления трещин					
F_m , кН	f_m , мм	k_σ	$f_n = k_L \cdot k_\sigma \cdot f_m$, мм	f_n , мм	%
2.53	0.53	1.199	2.54	2.83	-10.18
после появления трещин					
F_m , кН	f_m , мм	k_ε	$f_n = k_L \cdot k_\varepsilon \cdot f_m$, мм	f_n , мм	%
13.07	6.26	0.834	20.88	22.36	-6.60
18.02	9.94	0.834	33.16	29.02	14.27
19.03	12.31	0.834	41.07	38.55	6.53
19.72	25.02	0.834	83.47	61.62	35.45

Характер изменения коэффициентов подобия напрямую определяется стадийностью деформирования бетона. Как следует из графика нелинейного деформирования бетона (рис. 3.43), на начальной стадии нагружения материал работает в пределах упругой области, и значения коэффициентов подобия остаются практически неизменными. Однако после появления первых трещин в изгибаемых элементах деформирование приобретает нелинейный характер, что приводит к снижению жёсткости и ускоренному росту прогибов. Вследствие этого коэффициенты подобия перестают быть постоянными и становятся переменными, изменяясь в зависимости от текущей стадии напряжённо-деформированного состояния конструкции.

По результатам анализа графика нелинейного деформированного работы бетона можно отметить, что прогноз несущей способности натурной железобетонной балки целесообразно выполнять на основе коэффициента,

определяемого отношением призменной прочности бетона модели к призменной прочности бетона натурального элемента. Такой подход обеспечивает более корректный учёт разницы в механических характеристиках материалов и позволяет повысить точность масштабного перехода при оценке предельного состояния конструкции. Результаты оценки предельного состояния с учётом данного коэффициента приведены в табл. 3.24.



1 — кривая деформирования бетона натурной конструкции; 2 — кривая деформирования бетона физической модели.

Рисунок 3.43. Сопоставление нелинейных диаграмм деформирования бетона модели и натурной конструкции

Поскольку эквивалентная нагрузка, полученная по данным физической модели, сравнивается со средним экспериментальным значением нагрузки для натурной балки, установленная погрешность составляет 5,39%. При сопоставлении с результатами непосредственных испытаний натурной железобетонной балки серии БМ–2 данная погрешность дополнительно

уточняется и снижается до 1,00%, что свидетельствует о высокой степени сходимости результатов.

Таблица 3.24. - Результаты оценки предельного состояния натурной железобетонной балки

Средняя экспериментальная разрушающая нагрузка на модельную балку	Коэффициент подобия предельных состояний	Эквивалентная нагрузка для натурой балки	Средняя экспериментальная нагрузка на натурную балку	Погрешность по критерию подобия нагрузки
F_m , кН	$k_u = \frac{R_b^m}{R_b^n}$	$F_n = k_u \cdot k_L^2 \cdot F_m$, кН	F_n , кН	%
19.72	0.776	244.84	232.32	+5.39

Следует отметить, что натурные железобетонные балки не доводились до полного разрушения по соображениям техники безопасности. В связи с этим одной из задач исследования являлось прогнозирование момента разрушения натурной железобетонной балки на основе экспериментальных данных, полученных на физической модели.

Анализ результатов перехода от физической модели к натурной железобетонной балке показал, что каждая стадия работы изгибаемых элементов определяется преобладанием определённого критерия подобия, и использование одного фиксированного коэффициента масштабирования для всего диапазона нагружения является методологически некорректным. В процессе нагружения балка проходит последовательную смену стадий – от упругой до предельного состояния, в каждой из которых физическая природа деформирования различна, а следовательно, требуется дифференцированный подход к выбору коэффициента подобия.

В литературном источнике [1] подробно рассмотрено понятие нелинейного подобия и сформулирована прямая теорема нелинейного подобия, согласно которой: «если два явления нелинейно подобны, то искомые нелинейно относительные величины явлений удовлетворяют тождественным замкнутым системам уравнений, выраженных в нелинейно относительной форме» [81].

Анализ данной теоремы позволяет заключить, что нелинейное подобие между моделью и натурным объектом не может быть обеспечено одним

постоянным коэффициентом, поскольку законы деформирования и распределения напряжений изменяются в зависимости от стадии напряжённо–деформированного состояния конструкции.

В связи с этим в данной работе была поставлена и решена задача экспериментального определения коэффициентов подобия, характеризующих работу конструкции на всех ключевых этапах её напряжённо–деформированного состояния – от упругой стадии до предельного состояния. Такой подход позволяет не только обеспечить корректность масштабного перехода, но и повысить точность прогноза несущей способности и деформативности натуральных железобетонных балок, что имеет практическое значение для инженерного расчёта и экспериментального моделирования.

По результатам исследования предлагается следующий уточнённый коэффициент подобия, учитывающий стадийность деформирования и разномодульное поведение материалов конструкции,

$$k_{um} = \frac{E_m}{E_n} - \frac{F_{crc}^m}{F_{раз.}^m} \cdot \frac{F_i^m}{F_{раз.}^m}, \quad (3.38)$$

где k_{um} – комплексный коэффициент подобия;

E_m – начальный модуль деформации материала модели;

E_n – начальный модуль деформации материала натурной конструкции;

F_{crc}^m – нагрузка, соответствующая моменту образования трещин в модельной балке;

F_i^m – нагрузка на модельную балку на рассматриваемом этапе нагружения;

$F_{раз.}^m$ – разрушающая нагрузка модельной балки.

Таблица 3.25. - Результаты перехода от точки измерения ИЧ–2 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки с учетом комплексный коэффициент k_{um}

Средняя экспериментальная нагрузка на модельную балку	Комплексный коэффициент подобия	Эквивалентная нагрузка для натурой балки	Средняя экспериментальная нагрузка на натурную балку	Погрешность по критерию подобия нагрузки	Среднее экспериментальное значение прогиба модели балки	Эквивалентное значение прогиба для натурной балки	Среднее экспериментальное значение прогиба натурной балки	Погрешность по прогибу
F_M , кН	k_{um}	$F_H = k_{um} \cdot k_L^2 \cdot F_M$, кН	F_H , кН	%	f_M , мм	$f_H = k_L \cdot k_\sigma \cdot f_M$, мм	f_H , мм	%
в момент образования трещин								
2.53	0.818	33.11	35	5.40	0.27	1.29	1.34	-3.36
после образования трещин					f_M , мм	$f_H = k_L \cdot k_{um} \cdot f_M$	f_H , мм	
13.07	0.754	157.68	155.11	-1.66	3.33	10.04	10.62	-5.43
18.02	0.717	206.73	191.15	-8.15	4.92	14.11	13.75	2.62
19.03	0.71	216.18	219.61	1.56	5.83	16.56	17.9	-7.50
19.72	0.706	222.76	232.32	4.12	10.28	29.03	26.61	9.10
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, предлагаемой коэффициент подобия $k_{um} = \frac{E_M}{E_H} - \frac{F_{crc}^M}{F_{раз}^M} \cdot \frac{F_i^M}{F_{раз}^M}$.								

Таблица 3.26. - Результаты перехода от точки измерения ИЧ-3 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки с учетом комплексный коэффициент k_{um}

Средняя экспериментальная нагрузка на модельную балку	Комплексный коэффициент подобия	Эквивалентная нагрузка для натурой балки	Средняя экспериментальная нагрузка на натурную балку	Погрешность по критерию подобия нагрузки	Среднее экспериментальное значение прогиба модели балки	Эквивалентное значение прогиба для натурной балки	Среднее экспериментальное значение прогиба натурной балки	Погрешность по прогибу
F_M , кН	k_{um}	$F_H = k_{um} \cdot k_L^2 \cdot F_M$, кН	F_H , кН	%	f_M , мм	$f_H = k_L \cdot k_{um} \cdot f_M$, мм	f_H , мм	%
в момент образования трещин								
2.53	0.818	33.11	35	5.40	0.47	2.25	2.38	-5.29
после образования трещин					f_M , мм	$f_H = k_L \cdot k_{um} \cdot f_M$	f_H , мм	
13.07	0.754	157.68	155.11	-1.66	5.88	17.73	19.23	-7.78
18.02	0.717	206.73	191.15	-8.15	8.66	24.84	25.04	-0.81
19.03	0.710	216.18	219.61	1.56	10.4	29.54	32.89	-10.20
19.72	0.706	222.76	232.32	4.12	19.15	54.08	49.67	8.88
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, предлагаемой коэффициент подобия $k_{um} = \frac{E_M}{E_H} \cdot \frac{F_{crc}^M}{F_{раз.}^M} \cdot \frac{F_i^M}{F_{раз.}^M}$								

Таблица 3.27. - Результаты перехода от точки измерения ИЧ-4 физической модели к сходственной точке натурной железобетонной балки с учетом комплексный коэффициент k_{um}

Средняя экспериментальная нагрузка на модельную балку	Комплексный коэффициент подобия	Эквивалентная нагрузка для натурой балки	Средняя экспериментальная нагрузка на натурную балку	Погрешность по критерию подобия нагрузки	Среднее экспериментальное значение прогиба модели балки	Эквивалентное значение прогиба для натурной балки	Среднее экспериментальное значение прогиба натурной балки	Погрешность по прогибу
F_M , кН	k_{um}	$F_H = k_{um} \cdot k_L^2 \cdot F_M$, кН	F_H , кН	%	f_M , мм	$f_H = k_L \cdot k_\sigma \cdot f_M$, мм	f_H , мм	%
в момент образования трещин								
2.53	0.818	33.11	35	5.40	0.53	2.54	2.83	-10.18
после образования трещин					f_M , мм	$f_H = k_L \cdot k_{um} \cdot f_M$	f_H , мм	
13.07	0.754	157.68	155.11	-1.66	6.77	20.42	22.36	-8.68
18.02	0.717	206.73	191.15	-8.15	9.94	28.51	29.02	-1.76
19.03	0.710	216.18	219.61	1.56	12.31	34.96	38.55	-9.31
19.72	0.706	222.76	232.32	4.12	25.02	70.66	61.62	14.66
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, предлагаемой коэффициент подобия $k_{um} = \frac{E_M}{E_H} \cdot \frac{F_{crc}^M}{F_{раз.}^M} \cdot \frac{F_i^M}{F_{раз.}^M}$.								

Анализ результатов табл. 3.25–3.27 показал, что при расширенном физическом моделировании применение единого коэффициента подобия на всех стадиях работы изгибаемой конструкции является недостаточным. В частности, в переходной стадии, соответствующей моменту образования трещин, подобие по нагрузке должно определяться с учётом комплексного коэффициента подобия, тогда как прогиб целесообразно рассчитывать по коэффициенту подобия по напряжениям, поскольку напряжённое состояние конструкции в этот момент ещё преимущественно соответствует упругой работе конструкции.

После образования трещин, когда конструкция переходит в область нелинейного деформирования с выраженным разномодульным поведением, как нагрузка, так и прогиб должны определяться исключительно по комплексному коэффициенту подобия, который учитывает изменение жёсткостных характеристик элемента. Средняя погрешность в момент образования трещин по трём точкам измерения составляет 5,4 % по нагрузке и 6,27 % по прогибу, что не превышает нормативных данных и это подтверждает корректность масштабного перехода на данной стадии. После образования трещин средняя погрешность составляет 3,87% по нагрузке и 7,22% по прогибу, что ещё раз подтверждает адекватность предложенного комплексного критерия подобия и его применимость для определения напряжённо–деформированного состояния натуральных железобетонных балок.

Помимо оценки по первой группе предельных состояний, характеризующей несущую способность конструкции, в настоящем исследовании выполнена оценка по второй группе предельных состояний, которая отражает эксплуатационную пригодность железобетонного элемента, включая жёсткостные характеристики, прогибы и ширину раскрытия трещин.

Сопоставление экспериментальных данных по второй группе предельных состояний выполнялось с учётом нормативных значений, регламентируемых действующими строительными нормами. В соответствии с требованиями СП 63.13330.2018, предельный прогиб железобетонных изгибаемых элементов не должен превышать значения $L_0/250$. Кроме того, согласно указанному

нормативному документу, предельно допустимая ширина раскрытия трещин для конструкций, эксплуатируемых в нормальных условиях, не должна превышать 0,3 мм.

Согласно результатам анализа натуральных железобетонных балок, при нагрузке 155,11кН, соответствующей изгибающему моменту $M = 143,48 \text{ кН}\cdot\text{м}$, ширина раскрытия трещин достигла значения 0,30мм (рис. 45), что соответствует предельно допустимому нормативному значению. В этот момент зафиксированный средний прогиб составил 22,36мм (рис. 45), что практически совпадает с предельным значением по нормативу ($5600 / 22,36 \approx 250,44$), при расхождении всего 0,17 %.

Картина трещинообразования (рис.2.31, рис.3.35), а также графиков зависимости ширины раскрытия трещин от нагрузки для натуральных и модельных железобетонных балок показала, что в физической модели предельная ширина раскрытия трещин достигается пред разрушением, что подтверждает возможность моделирования предельного состояния по трещиностойкости при расширенном физическом моделировании. По критерию подобия нагрузки, установлено, что для натурной железобетонной балки критическая нагрузка по второй группе предельных состояний составляет 155,11кН, следовательно, эквивалентная нагрузка для физической модели с учетом комплексного коэффициента подобия определяется равное 13,07кН.

На основании уравнений аппроксимации усреднённых экспериментальных зависимостей ширины раскрытия трещин от нагрузки для натуральных и модельных железобетонных балок (табл. 2.12, и табл. 3.15) предлагается эмпирическая формула в условиях статического нагружения [60].

Для натурной конструкции зависимость имеет вид

$$y = 400,38 \cdot x + 35. \quad (3.39)$$

Для физической модели–

$$y = 61,88 \cdot x + 2,53, \quad (3.40)$$

где $35 - F_{crc}^H$ – нагрузка трещинообразования натурной железобетонной балки;

- $2,53 - F_{crc}^M$ – нагрузка трещинообразования физической модели балки;
 $x - a_{crc}^H, a_{crc}^M$ – ширина раскрытия трещин натурной и модельной балки;
 $y - F_H$ – приложенная нагрузка на натурную балку, определяемая как функция ширины раскрытия трещин;
 $y - F_M$ – приложенная нагрузка на модельную балку, определяемая как функция ширины раскрытия трещин.

После подстановки x и y соответствующими величинами получены следующие уравнения после округления.

Для натурной конструкции

$$F_H = 400 \cdot a_{crc}^H + F_{crc}^H. \quad (3.41)$$

Для модельной конструкции

$$F_M = 62 \cdot a_{crc}^M + F_{crc}^M. \quad (3.42)$$

Разделив выражение (3.41) на (3.42), получим следующую зависимость

$$\frac{F_M}{F_H} = \frac{62 \cdot a_{crc}^M + F_{crc}^M}{400 \cdot a_{crc}^H + F_{crc}^H}, \quad \frac{F_M}{F_M \cdot k_L^2 \cdot k_{um}} = \frac{62 \cdot a_{crc}^M + F_{crc}^M}{400 \cdot a_{crc}^H + F_{crc}^M \cdot k_L^2 \cdot k_{um}},$$

$$400 \cdot a_{crc}^H + F_{crc}^M \cdot k_L^2 \cdot k_{um} = 62 \cdot a_{crc}^M \cdot k_L^2 \cdot k_{um} + F_{crc}^M \cdot k_L^2 \cdot k_{um}, \quad (3.43)$$

$$a_{crc}^M = \frac{400 \cdot a_{crc}^H + F_{crc}^M \cdot k_L^2 \cdot k_{um} - F_{crc}^M \cdot k_L^2 \cdot k_{um}}{62 \cdot k_L^2 \cdot k_{um}},$$

$$a_{crc}^M = \frac{400 \cdot a_{crc}^H}{62 \cdot k_L^2 \cdot k_{um}}.$$

Подставляя нормативного предельного значения ширины раскрытия трещин натурной конструкции и соответствующих коэффициентов подобия в полученную эмпирическую зависимость (3.43), определяем предельную ширину раскрытия трещин для модели железобетонной балки.

$$a_{crc}^M = \frac{400 \cdot a_{crc}^H}{62 \cdot k_L^2 \cdot k_{um}} = \frac{400 \cdot 0,3}{62 \cdot 4^2 \cdot 0,754} = 0,16 \text{ мм}. \quad (3.44)$$

Сопоставление полученного значения с усреднёнными экспериментальными величинами ширины раскрытия трещин (табл. 3.15, рис. 3.39) при соблюдении условия подобия действующей нагрузки показало, что расхождение составляет 5,88%. Указанная величина погрешности свидетельствует о достаточной точности предлагаемого подхода и подтверждает корректность масштабного перехода по критерию трещиностойкости.

По предложению А.Г. Назарова, при расширенном физическом моделировании ширина раскрытия трещин определяется по следующей формуле:

$$a_{crc}^H = a_{crc}^M \cdot k_\varepsilon \cdot k_L. \quad (3.45)$$

При постановке предельного значения ширины раскрытия трещин натурной конструкции в (3.45) и соответствующих коэффициентов подобия получим $a_{crc}^M = 0,09 \text{ мм}$. Данное значение соответствует нагрузке $F_M = 8,1 \text{ кН}$. Следует отметить, что указанная нагрузка не согласуется с эквивалентным значением, определяемым по критерию подобия нагрузки для натурной балки, что указывает на ограниченность прямого применения данного подхода в предельной стадии.

Таким образом, полученные нами результаты обосновывают возможность применения разработанной эмпирической зависимости для оценки предельной ширины раскрытия трещин при физическом моделировании изгибаемых железобетонных балок.

Изгибающий момент является одним из ключевых параметров напряжённо–деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов и оказывает существенное влияние на их жёсткость, трещиностойкость и несущую способность. В связи с этим корректное моделирование изгибающих моментов представляет собой важнейший этап исследования физического моделирования железобетонных конструкций.

Необходимо отметить, что при переходе от изгибающих моментов физической модели к натурной железобетонной балке, а также установление соответствующих коэффициентов подобия, обеспечивают адекватность масштабного перехода и достоверность полученных результатов.

В соответствии с уравнениями и законами теории подобия по экспериментально установленным значениям изгибающих моментов в физической модели рассчитываются эквивалентные значения для натурального элемента, после чего выполняется их сравнение с фактическими результатами испытаний натурной железобетонной балки. Определение эквивалентных изгибающих моментов натурной балки по данным физического моделирования, а также их сопоставление с экспериментальными значениями, выполненное на основе коэффициентов подобия по напряжениям и деформациям, представлено в табл. 3.28. Результаты перехода на основе комплексного коэффициента подобия приведены в табл. 3.29.

Таблица 3.28. - Определение эквивалентных изгибающих моментов натурной балки по данным физического моделирования и их сравнение с экспериментальными значениями

Средний экспериментальный изгибающий момент в модельной балке, кН*м	Эквивалентный изгибающий момент для натурной балки, кН*м	Средний экспериментальный изгибающий момент в натурной балке, кН*м	Погрешность по критерию подобия изгибающих моментов
M_m	$M_n = M_m \cdot k_L^3 \cdot k_\sigma$	M_n	%
0.59	45.27	32.38	-39.82
2.84	217.93	143.48	-51.89
4.17	319.99	176.81	-80.98
4.40	337.64	203.09	-66.25
4.56	349.92	214.89	-62.84
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, коэффициент подобия по напряжениям $k_\sigma = \frac{E_n}{E_m} = 1.199$.			
M_m	$M_n = M_m \cdot k_L^3 \cdot k_\varepsilon$	M_n	%
0.59	31.49	32.38	2.74
2.84	151.59	143.48	-5.65
4.17	222.58	176.81	-25.89
4.40	234.85	203.09	-15.64
4.56	243.39	214.89	-13.26
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, коэффициент подобия по деформациям $k_\varepsilon = \frac{E_m}{E_n} = 0.834$.			

Таблица 3.29. Результаты моделирования изгибающих моментов и их сопоставление с натурными данными на основе комплексного коэффициента подобия k_{um}

Средний экспериментальный изгибающий момент в модельной балке, кН*м	Комплексный коэффициент подобия	Эквивалентный изгибающий момент для натурной балки, кН*м	Средний экспериментальный изгибающий момент в натурной балке, кН*м	Погрешность по критерию подобия изгибающих моментов
M_m	k_{um}	$M_n = M_m \cdot k_L^3 \cdot k_{um}$	M_n	%
0.59	0.818	30.89	32.38	4.61
2.84	0.754	137.05	143.48	4.48
4.17	0.717	191.35	176.81	-8.23
4.40	0.710	199.94	203.09	1.55
4.56	0.706	206.04	214.89	4.12
Коэффициент масштабирования $k_L=4$, предлагаемой коэффициент подобия $k_{um} = \frac{E_m}{E_n} - \frac{F_n}{F_{раз.}^m} \cdot \frac{F_i^m}{F_{раз.}^m}$.				

Анализ данных табл.3.28 показывает, что эквивалентный изгибающий момент для натурной балки, вычисленный на основе коэффициента подобия по напряжениям (формула 3.20, параграф 3.1.3), имеет среднее расхождение 60,35% относительно экспериментальных значений. Подобная величина отклонения является недопустимой при оценке изгибающих моментов железобетонных конструкций и свидетельствует о невозможности использования исключительно напряжённого критерия подобия для корректного масштабного перехода.

Погрешность масштабного перехода, выполненного на основе коэффициента подобия по деформациям, для определения эквивалентного изгибающего момента натурной балки в момент образования трещин составляет 2,74%, что теоретически находится в пределах допустимых значений. При использовании данного коэффициента средняя погрешность на всей стадии работы конструкции составляет 12,64%, что подтверждает более высокую точность деформационного критерия по сравнению с напряжённым, однако требует дополнительной корректировки с целью обеспечения достоверности результатов на всех стадиях нагружения.

Анализ результатов по критерию подобия нагрузки с использованием разработанного эмпирического комплексного коэффициента подобия показал высокую степень соответствия расчётных и экспериментальных значений. На основании полученных данных комплексный коэффициент подобия может быть применён для обеспечения подобия изгибающих моментов на всех стадиях работы элемента – от упругой до предельной. Данный подход обеспечивает высокую точность масштабного перехода и корректное отражение силового поведения изгибаемых железобетонных конструкций в условиях физического моделирования. При использовании комплексного коэффициента подобия средняя погрешность перехода на всей стадии работы конструкции составляет 4,6%, что подтверждает его высокую эффективность и обеспечивает требуемую точность при моделировании изгибающих моментов железобетонных элементов.

Выполненный анализ подтвердил корректность разработанной методики перехода от усреднённых экспериментальных данных физической модели к параметрам натурной железобетонной балки. Установлено, что использование комплексного коэффициента подобия, учитывающего силовые и деформационные характеристики, обеспечивает требуемую точность масштабного перехода на всех стадиях работы элемента – от упругой до разрушения. Сравнение результатов показало допустимые значения погрешности, что свидетельствует о достоверности предложенного подхода и возможности его применения для оценки напряжённо–деформированного состояния изгибаемых железобетонных конструкций в условиях физического моделирования.

3.9. Техничко - экономическая оценка экспериментальных исследований натуральных и модельных конструкций

Проведение натуральных экспериментальных исследований железобетонных конструкций сопровождается значительными материальными и временными затратами, обусловленными необходимостью изготовления крупногабаритных образцов, их транспортировки, устройства испытательных стендов, а также обеспечения требуемых нагрузок с использованием специализированного оборудования.

В отличие от натуральных испытаний, применение методов физического моделирования позволяет существенно снизить объёмы выполняемых работ, трудоёмкость и стоимость экспериментальных исследований при сохранении требуемого уровня точности и достоверности получаемых результатов.

Результаты, полученные в ходе экспериментальных исследований модельных образцов и последующего переноса этих результатов на натурные элементы при оценке их напряжённо–деформированного состояния, находятся в удовлетворительном соответствии с данными натуральных испытаний (глава 3). Это подтверждает корректность разработанной методики физического моделирования, основанной на положениях теории подобия, а также

свидетельствует о возможности её использования для прогнозирования работы железобетонных конструкций.

По результатам сметного расчёта, выполненного для изготовления трёх натуральных и модельных железобетонных балок в текущих ценах I квартала 2026 года, в таблице 3.30 приведено сравнение трудовых, машинных и материальных затрат.

Таблица 3.30. – Сравнение затрат на изготовление трёх натуральных и модельных железобетонных балок (в текущих ценах I квартала 2026 года)

Наименование показателя	Ед. изм.	Для натуральных балок, сом.	Для модельных балок, сом.	Соотношение, %
Затраты труда рабочих	чел.-ч	1080.99	27.31	2.53
Затраты труда машинистов	чел.-ч	97.96	2.51	2.56
Затраты времени работы машин и механизмов	маш.-ч	537.88	13.7	2.55
Затраты на материалы		5393.89	112.12	2.08
ИТОГО:		7110.72	155.64	2.19

Сопоставительный анализ представленных данных показывает, что при использовании физических моделей железобетонных балок, выполненных в масштабе с соблюдением критериев подобия, наблюдается существенное снижение трудовых, машинных и материальных затрат. При этом суммарные затраты на изготовление модельных образцов составляют лишь 2,19% от соответствующих затрат на изготовление натуральных балок, что эквивалентно снижению стоимости проведения эксперимента примерно на 97,8%.

Проведённая технико - экономическая оценка свидетельствует о том, что использование методов физического моделирования железобетонных элементов является экономически эффективным и научно обоснованным подходом к проведению экспериментальных исследований. Применение данного метода обеспечивает получение достоверных результатов при значительном снижении затрат, что особенно важно при исследовании конструкций больших размеров и сложной конструктивной схемы.

Выводы по третьей главе

1. Проведено экспериментальное исследование трёх идентичных по физико–механическим характеристикам моделей железобетонных балок, выполненное на основе теории подобия, с целью разработки методики физического моделирования и определения коэффициентов подобия, оценивающих работу натуральных конструкций от упругой стадии до разрушения. Экспериментальные данные по натурным железобетонным балкам использованы в качестве эталонной базы для верификации результатов моделирования, что подтвердило корректность и достоверность предложенной методики физического моделирования.

2. Для физической модели железобетонной балки был подобран мелкозернистый бетон, обеспечивший устойчивые прочностные и деформационные характеристики и удовлетворительное отражение напряжённо–деформированного состояния конструкций. Результаты экспериментальных исследований подтвердили его применимость для физического моделирования и корректной работы натуральных железобетонных элементов.

3. Моделированию рабочей арматуры физической модели железобетонной балки был осуществлён на основании критерии подобия по площади и обоснованно поэтапном масштабном моделировании стержневым конечным элементом в программном комплексе ЛИРА–САПР 2022.

4. Для корректного применения критериев механического подобия материалов, зависящих от начального модуля деформации, рекомендуется проводить испытание контрольных образцов одинаковых размеров в соответствии со стандартами для исключения влияния масштабного эффекта на результаты определения физико–механических характеристик материалов.

5. Проведённый анализ экспериментальных данных по ширине раскрытия и развитию трещин при статическом нагружении модельных и натуральных железобетонных балок показал, что при соблюдении подобия действующей

нагрузки ширина раскрытия трещин при физическом моделировании железобетонных элементов также моделируется.

6. На основании аппроксимирующих зависимостей ширины раскрытия трещин от нагрузки для модельных и натуральных железобетонных балок предложена эмпирическая формула, позволяющая моделировать предельную ширину раскрытия трещин.

7. Установлено, что использование комплексного коэффициента подобия, учитывающего силовые и деформационные характеристики, обеспечивает требуемую точность масштабного перехода на всех стадиях работы элемента – от упругой вплоть до разрушения.

8. Техничко-экономическая оценка показала, что применение модельных железобетонных балок обеспечивает существенное снижение затрат на проведение экспериментальных исследований. Согласно выполненному сметному расчёту, суммарные затраты на изготовление модельных образцов составляют 2,19 % от затрат на изготовление натуральных балок, что подтверждает экономическую эффективность физического моделирования при сохранении научной достоверности получаемых результатов.

ГЛАВА 4. ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ БАЛКИ МЕТОДОМ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

4.1. Общие положения численного моделирования строительных конструкций

Численное моделирование строительных конструкций – это совокупность методов математического описания и вычислительного анализа напряжённо–деформированного состояния (НДС), устойчивости, прочности и деформативности конструкций с использованием вычислительной техники. Основной целью численного моделирования является получение приближённого решения задач строительной механики, которые в аналитической форме либо не имеют решения, либо отличаются высокой сложностью.

В основе численного моделирования лежит замена реальной конструкции расчётной моделью, которая с определённой степенью точности отражает геометрические, физико–механические и граничные характеристики исследуемого объекта. Точность результатов расчёта определяется корректностью расчётной модели, исходных данных и методикой моделирования [25].

В практике автоматизированного проектирования строительных конструкций широкое применение получили численные методы, позволяющие исследовать работу проектируемых элементов на основе математических моделей. Численный эксперимент, реализуемый с использованием современных программных комплексов, основанных на методе конечных элементов, позволяет получить детальную информацию о напряжённо–деформированном состоянии конструкции при различных режимах нагружения [24].

Следует отметить, что численное моделирование не рассматривается в качестве замены натуральных или модельных экспериментальных исследований, а применяется как эффективный инструмент их верификации и обобщения результатов, в тех случаях, когда проведение экспериментальных исследований связано со значительными материальными и временными затратами, в частности при анализе конструкций, выполненных из неоднородных материалов.

Численные методы при этом позволяют расширить область анализа, уточнить влияние отдельных факторов и повысить информативность экспериментальных данных.

При расчёте строительных конструкций и решении инженерных задач численное моделирование получило особое развитие с появлением и внедрением современных расчётных программных комплексов, таких как ANSYS, ABAQUS, SCAD Office, SAP2000, ETABS, ЛИРА–САПР 2022 и др. Выбор конкретного программного продукта и используемых в нём функциональных возможностей определяется характером решаемой задачи, типом исследуемой конструкции и направлением выполняемого инженерного анализа [22, 53].

Современные расчётные программные комплексы представляют собой многофункциональные программные системы, включающие совокупность специализированных модулей, предназначенных для формирования и анализа расчётных моделей различной степени сложности. Надёжность и достоверность результатов численного анализа в значительной степени обусловлены уровнем профессиональной подготовки специалиста, степенью владения им теоретическими положениями строительной механики, теории упругости, теории физической и геометрической нелинейности, а также основами метода конечных элементов [12].

В данной главе диссертационной работы численное исследование напряжённо–деформированного состояния натурной и модельной железобетонной балки выполняется с использованием программного комплекса ЛИРА–САПР 2022. Выбор указанного программного комплекса и соответствующих расчётных моделей обусловлен тем, что в современных условиях инженерные расчёты зданий и сооружений, возводимых на территории Республики Таджикистан, преимущественно выполняются с использованием программных средств данного класса.

Программный комплекс ЛИРА–САПР 2022 предназначена для проектирования и расчета строительных конструкций. Для расчета модели данный комплекс имеет несколько процессоров: линейный (работа материала

конструкций в линейно–упругой постановке) и нелинейный (учитывает физическую нелинейность материала в рамках теории упругости и в упругопластической постановке, геометрическую нелинейность и конструктивную нелинейность), а также вспомогательные процессоры где используются для исследования основной расчетной модели. Расчетные процессоры используют МКЭ в перемещениях для определения напряженно–деформированного состояния конструкции с большим выбором конечных элементов. В соответствии с руководством по работе в программном комплексе ЛИРА–САПР 2022 при дискретизации рассматриваемых объектов и переходе к системам уравнений, данный программный комплекс не накладывает ограничения на количество узлов и элементов, что позволяет добиться высокой точности [22, 53, 58].

Нарушение корректности задания расчётной схемы, физико–механических характеристик материалов, условий взаимодействия элементов и граничных условий приводит к искажению напряжённо–деформированного состояния модели и, как следствие, к некорректному определению характеристик работы исследуемой конструкции.

Ошибки, допущенные при численном моделировании, не всегда явно проявляются в результатах расчёта. В этой связи инженер–исследователь обязан выполнять критический анализ полученных данных, сопоставлять их с теоретическими положениями и, при необходимости, с экспериментальными результатами, формируя обоснованные выводы о напряжённо–деформированном состоянии и несущей способности конструкций.

Расчётная схема объекта формируется на основе библиотеки конечных элементов в зависимости от поставленной инженерной задачи и требуемой степени детализации расчёта. В программном комплексе ЛИРА–САПР 2022 реализован широкий набор конечных элементов, включая стержневые, плоские (треугольные и прямоугольные), а также объёмные элементы, что позволяет моделировать конструкции различной геометрической сложности [22, 53, 96, 108].

Выбор типа конечных элементов осуществляется с учётом геометрических параметров исследуемой конструкции, характера и схемы нагружения, а также целей расчётного анализа. В совокупности указанные факторы обеспечивают корректное формирование расчётной модели и достоверную оценку напряжённо–деформированного состояния исследуемой конструкции [96].

При определении напряженного – деформированного состояния конструкции из анизотропных строительных материалов, таких как бетон и железобетон мы сталкиваемся с недостаточной развитостью современных физических теорий, учитывающих специфику данного материала, с учетом анизотропной работы материала [40].

Согласно [40] уравнения линейной теории упругости и полученные на ее основе уравнения теории пластичности являются теоретической основой прочностного и деформационного расчета строительных конструкций, выполненных из того или иного материала. Бетон не удовлетворяет ни одному из допущений линейной теории упругости. Следовательно, в основе расчета строительных конструкций, выполненных из бетона и железобетона, должна лежать общая (нелинейная) теория напряжений и деформаций [51].

Практика проектирования зданий и сооружений показывает, что при формировании расчётных схем железобетонные балки, как правило, моделируются с использованием стержневых конечных элементов. В связи с этим в настоящей главе диссертации поставлена задача реализации и анализа различных возможных методов численного моделирования экспериментально исследованных железобетонных балок с целью обоснования наиболее рационального и достоверного подхода, пригодного для практического применения.

Исходя из всего вышесказанного, мы можем сказать, что многие материалы, применяемые в строительстве, такие как бетон нелинейно изначально, то есть свойство физической нелинейности проявляется уже при небольших нагрузках [13, 15, 18, 19, 20]. При расчете строительных конструкций в основном используется линейная постановка, что бесспорно упрощает расчет.

Однако учет нелинейной работы материала, правильный выбор соответствующих условий прочности позволяет обоснованно оценить работу конструкций, что в итоге приводит к более экономичным решениям.

В данной главе диссертации с целью оценки достоверности экспериментальных данных, полученных в главах 2 и 3, выполняется численное нелинейное моделирование натурной и модельной железобетонных балок с использованием программного комплекса ЛИРА–САПР 2022 по следующим видам моделей [25, 96]:

1. Моделирование натурной и модельной железобетонной балки физически нелинейный универсальный пространственный стержневой КЭ210.

2. Моделирование натурной и модельной железобетонной балке физически нелинейный параллелепипед КЭ236.

Во всех рассматриваемых методиках численного моделирования физическая нелинейность бетона и арматуры учитывается посредством шаговым приложением нагрузки, который обеспечивает возможность анализа стадийного развития напряжённо–деформированного состояния, процесса трещинообразования, перераспределения внутренних усилий и изменения деформаций в железобетонных балках [59, 64].

Для реализации поставленной задачи в четвёртой главе диссертации предусматривается выполнение следующих работ:

– построение расчётных схем и конечно–элементных моделей натурной и модельной железобетонных балок в среде ПК ЛИРА–САПР 2022 с учётом их конструктивных и геометрических особенностей в соответствии с экспериментальными данными натуре и модели, приведёнными в главах 2 и 3;

– задание граничных условий расчётных моделей в соответствии с принятой экспериментальной схемой опирания и нагружения;

– задание физических и механических характеристик бетона и арматуры с учётом их физической нелинейности;

–реализация пошагового нагружения и выполнение нелинейного расчёта напряжённно–деформированного состояния натуральных и модельных железобетонных балок;

–анализ стадийного развития напряжённно–деформированного состояния в сходственных расчётных сечениях, сопоставимых с экспериментальными данными;

–сопоставление результатов численного моделирования с данными натуральных и модельных экспериментальных исследований;

–оценка достоверности экспериментальных данных и области применимости используемых методик численного моделирования.

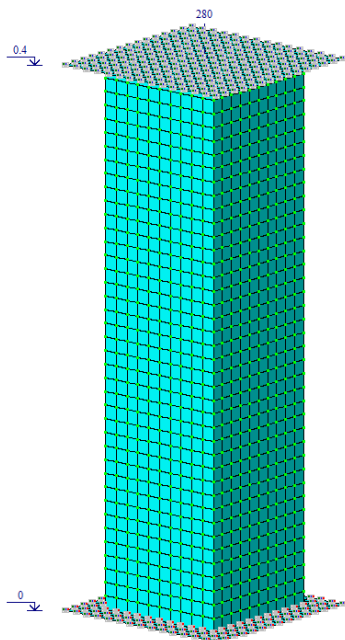
4.2. Характеристики материалов при численном моделировании натуральных и модельных железобетонных балок

Для выполнения численного моделирования железобетонных балок в программном комплексе ЛИРА–САПР 2022 следует задать достоверные физико–механические характеристики материалов, определяющие их напряжённно–деформированное состояние.

В рамках настоящего исследования параметры материалов задавались с учетом результатов лабораторных испытаний контрольных образцов (бетонных кубов и призм), а также испытаний образцов арматурной стали. Полученные экспериментальные данные использованы для формирования законов деформирования материалов, применяемых при физически нелинейном расчете в программном комплексе ЛИРА–САПР 2022 [75].

Характеристики бетона натуральных железобетонных балок. Численное моделирование бетонной призмы выполнено с целью анализа напряжённно–деформированного состояния при осевом сжатии и последующего сопоставления расчётной зависимости «напряжение–деформация» с результатами экспериментальных исследований, полученными при ступенчатом нагружении образцов.

Основной задачей исследования являлся выбор и обоснование расчётной диаграммы деформирования бетона, а также оценка корректности принятой физически нелинейной модели материала при её использовании в численном расчёте натуральных железобетонных балок [13, 40].



1. Размер бетонной призмы – 100x100x400 мм.
2. Размеры объёмных конечных элементов – 10x10x10 мм.
3. Общее количество объёмных конечных элементов – 4000.
4. Граничные условия на отметке +0.000 – закрепление по осям X, Y, Z.
5. Граничные условия на отметке +0.400 – закрепление по осям X и Y.
6. На отметках +0.000 и +0.400 в качестве опорных элементов используются металлические пластины толщиной 50 мм.
7. Общая нагрузка, приложенная к бетонной призме в центре опорной пластины, составляет 280 кН.
8. Количество шагов нагружения – 40.

Рисунок 4.1. Расчетная модель бетонной призмы

Поскольку прямые испытания бетона на растяжение в рамках настоящей работы не выполнялись, параметры бетона при растяжении принимались расчётным путём на основе известных эмпирических зависимостей [9], связывающих прочность бетона при растяжении с прочностью при сжатии. В качестве исходного параметра использовалась экспериментально определённая прочность бетона при сжатии, по которой вычислялось значение расчётного сопротивления бетона растяжению.

$$R_{bt} = 0.233 \cdot \sqrt[3]{R_b^2}, \quad (4.1)$$

$$R_{bt} = 0.233 \cdot \sqrt[3]{25.13_b^2} = 1,199 \text{ МПа} \quad (4.2)$$

Кусочно–линейный закон деформирования бетона (закон 14 ПК ЛИРА–САПР 2022), будет приниматься при численном моделировании натурной железобетонной балки, которые представлены в табл. 4.1.

Таблица 4.1. – Кусочно–линейный закон деформирования бетона для натурной железобетонной балки (закон 14)

№ параметров	ε	σ , МПа	№ параметров	ε	σ , МПа
1	-0.00211	-25.14	15	-0.00056	-11.948
2	-0.00206	-25.114	16	-0.00051	-11.053
3	-0.00171	-24.477	17	-0.00046	-10.128
4	-0.00166	-24.255	18	-0.00041	-9.17
5	-0.00141	-22.685	19	-0.00036	-8.181
6	-0.00131	-21.897	20	-0.00026	-6.103
7	-0.00121	-20.968	21	-0.00016	-3.888
8	-0.00111	-19.889	22	-0.00011	-2.727
9	-0.00101	-18.704	23	0	0
10	-0.00096	-18.082	24	0.000049	1.199
11	-0.00081	-16.057	25	0.0001000	1.999
12	-0.00071	-14.442	26	0.0001500	2.039
13	-0.00066	-13.589			
14	-0.00061	-12.699			

Процесс ввода параметров закона деформирования бетона в программный комплекс ЛИРА–САПР 2022, а также задание шагового нагружения расчетной модели представлены на рис. 4.2 и 4.3.

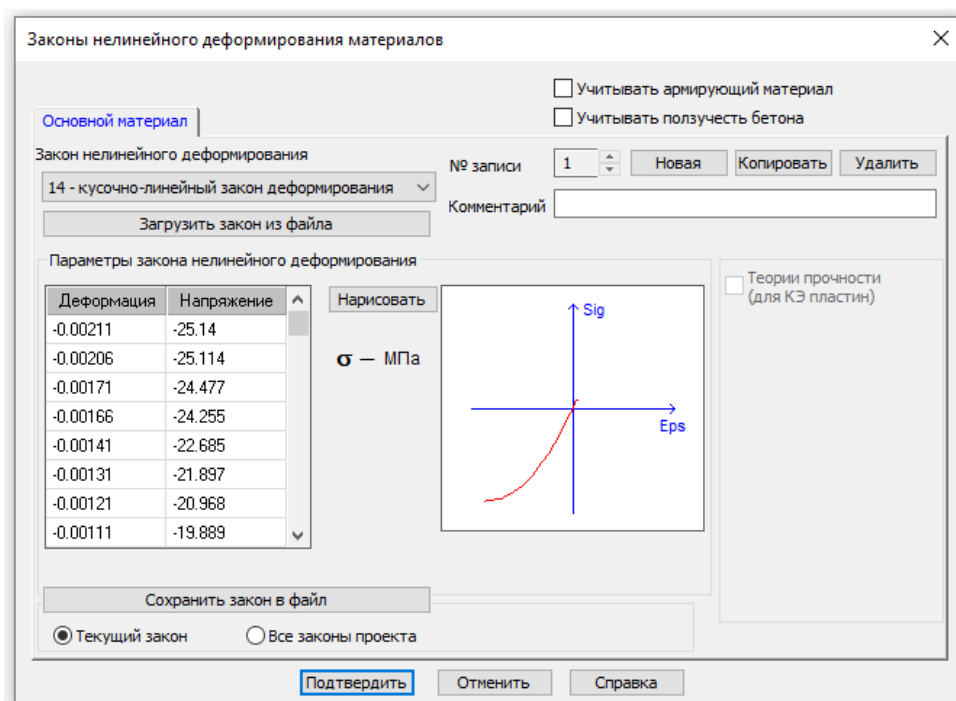


Рисунок 4.2. Закон нелинейного деформирования бетона натурной железобетонной балки в ПК ЛИРА–САПР 2022 2022 (закон 14)

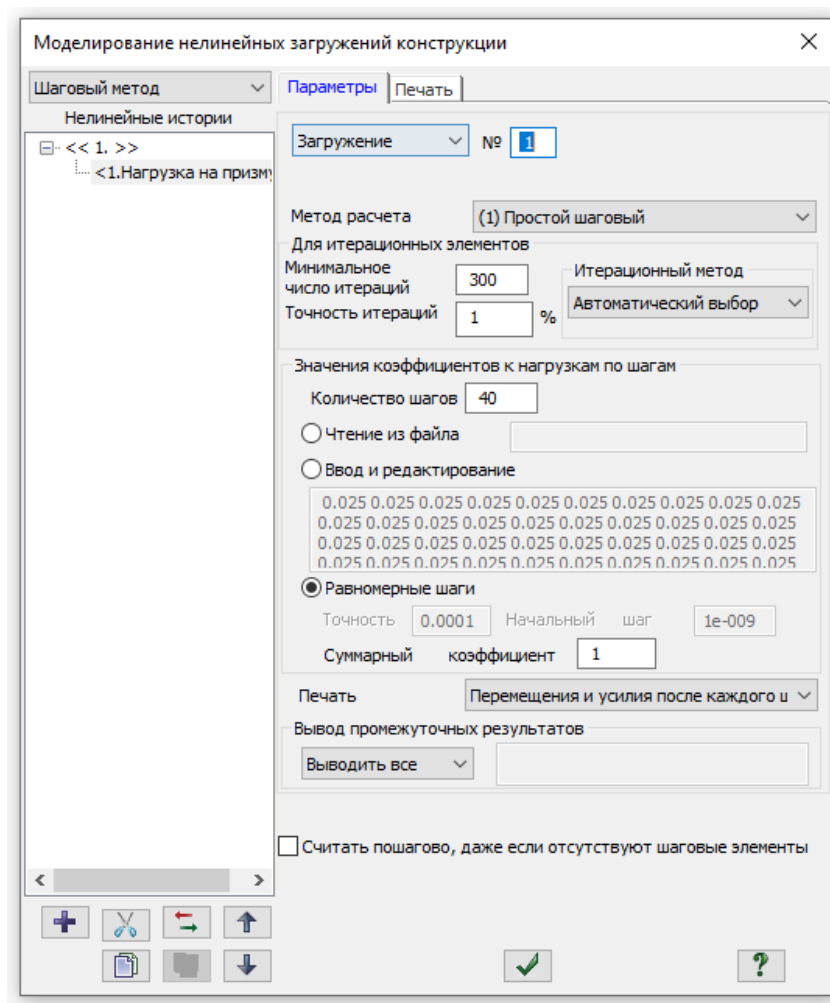
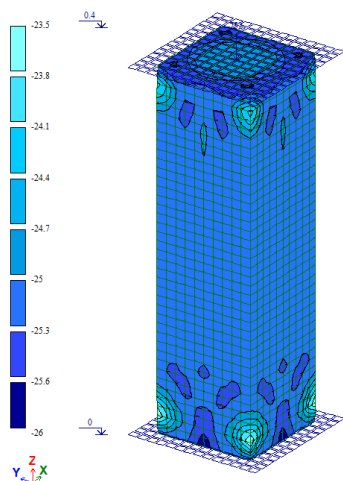


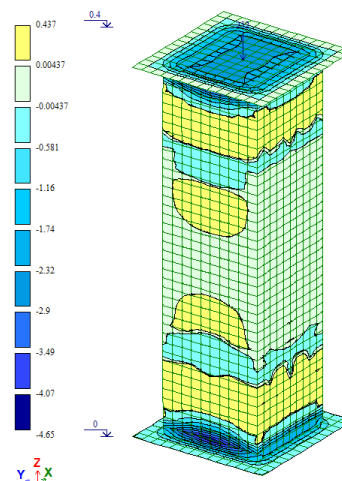
Рисунок 4.3. Задание параметров пошагового нагружения в расчетной модели

Результаты численного моделирования бетонных призм натурной железобетонной балки приведены в приложении 1 на табл. 7. Характер распределения напряжений и деформаций в бетонной призме по результатам численного нелинейного расчета в ПК ЛИРА–САПР 2022 представлен на рис. 4.4.

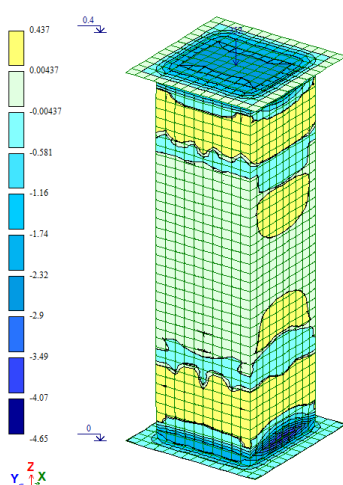
На рис. 4.5 представлена диаграмма деформирования бетонной призмы при статическом нагружении, на которой показаны экспериментальная кривая, её полиномиальная аппроксимация и кривая, полученная по результатам численного моделирования на основе заданного закона деформирования бетона (табл. 4.1).



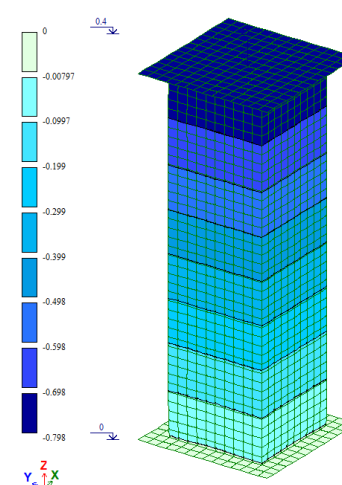
Изополю напряжений бетонных призм σ_z (шаг 36), МПа



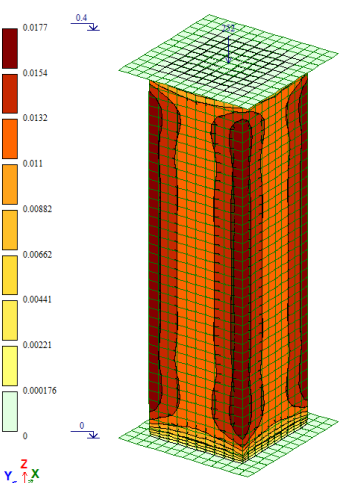
Изополю напряжений σ_y (шаг 36), МПа



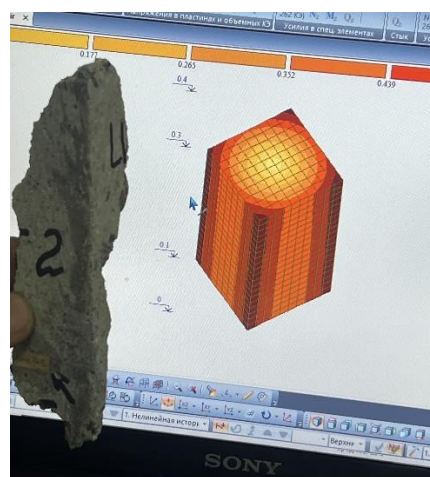
Изополю напряжений σ_x (шаг 36), МПа



Изополю перемещений по оси Z (шаг 36)



Изополю суммарных перемещений по осям X, Y (шаг 36)



Характер разрушения граней призмы по результатам экспериментальных испытаний

Рисунок 4.4. Распределение напряжений и деформаций в бетонной призме по результатам численного моделирования в ПК Лири-САПР 2022

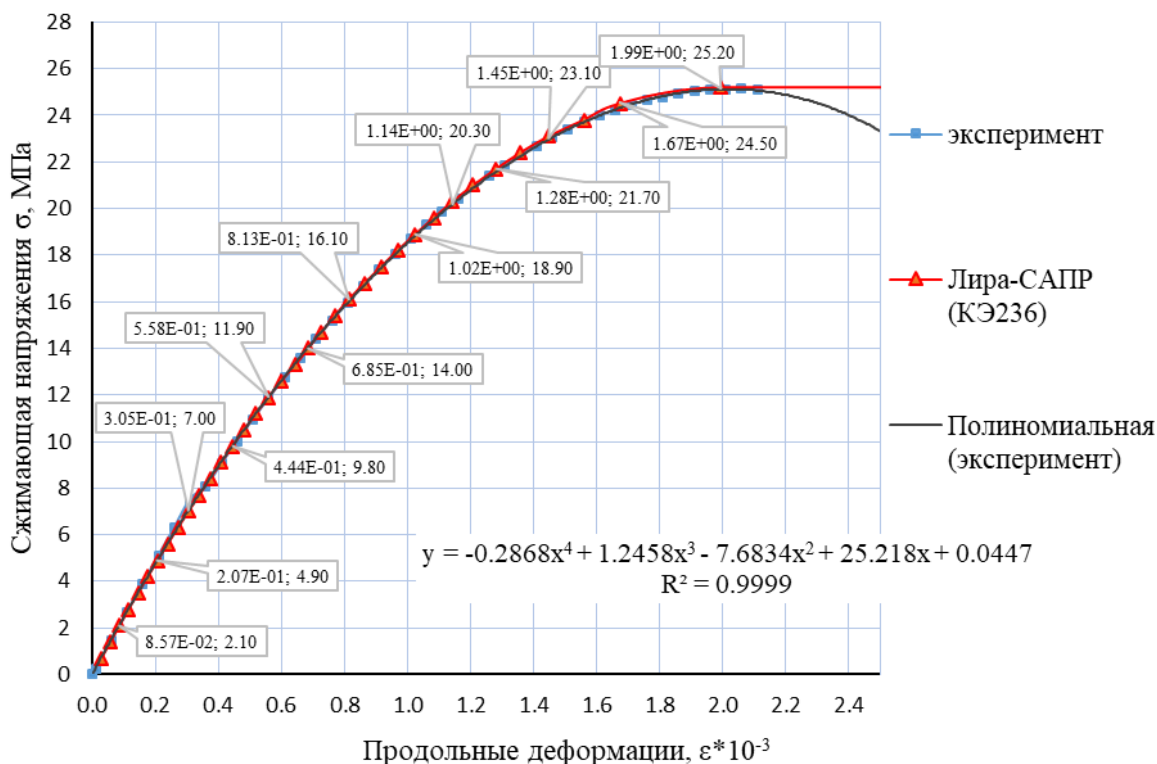


Рисунок 4.5. Диаграмма деформирования бетонной призмы при статическом нагружении

Характеристики арматуры натуральных железобетонных балок. С целью описания закона деформирования рабочей арматуры натурной железобетонной балки (табл. 2.5, глава 2) была проанализирована диаграмма растяжения арматурной стали, полученная из базы данных разрывной машины по результатам экспериментальных испытаний.

Диаграмма растяжения рабочей арматуры, представленная на рис. 4.6, отражает экспериментальную зависимость между приложенной нагрузкой и перемещением, полученную в ходе испытаний на растяжение. Необходимо отметить, что данная диаграмма построена по перемещению траверсы испытательной машины и характеризует не только деформацию исследуемого образца, но и суммарную деформацию системы «испытательная машина – образец». В состав этой деформации входят ход поршня (перемещение траверсы), упругие деформации элементов рамы испытательной машины, а также возможные проскальзывания арматурного стержня в зажимных губках и деформации элементов клиновых захватов.

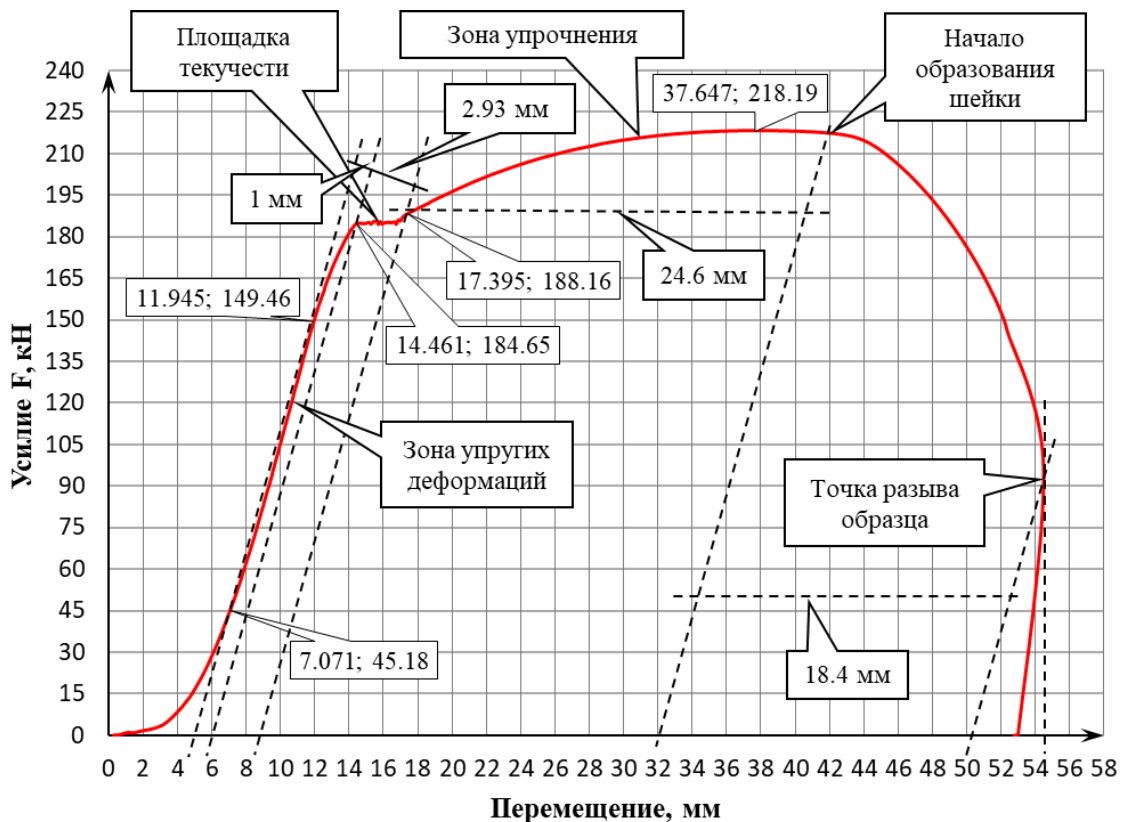


Рисунок 4.6. Диаграмма растяжения рабочей арматуры натурной балки

Следовательно, угол наклона упругого участка диаграммы, отражает не только деформационные свойства материала, но и жёсткость всей испытательной системы. Указанная величина характеризует упругую податливость испытательной установки и определяется следующим выражением:

$$C_{сист} = \frac{F}{\Delta l_{деф.} - (\Delta l_{прос.} + \Delta l_{арм})}, \text{ кН/мм} \quad (4.3)$$

Для определения истинной деформации арматурного стержня из общего перемещения системы необходимо исключить составляющие, обусловленные податливостью испытательной установки и возможным проскальзыванием образца в захватах. Истинная деформация арматуры определяется по выражению:

$$\Delta l_{арм} = \Delta l_{деф.} - \Delta l_{прос.} - \frac{F}{C_{сист.}}, \text{ мм} \quad (4.4)$$

где,

F , кН – действующая нагрузка на арматурный стержень;

$C_{сист.}$, кН/мм – жесткость системы;

$\Delta l_{арм.}$, мм – истинная деформация арматуры;

$\Delta l_{деф.}$, мм – деформация арматуры по графику на уровне действующей нагрузки;

$\Delta l_{прос.}$, мм – деформация проскальзывания арматуры в зажимных губках.

Следует отметить, что для точного определения податливости системы требуется проведение серии дополнительных калибровочных испытаний. В связи с этим в настоящем исследовании истинные деформации арматуры в упругой области определялись при допущении постоянства модуля упругости материала. Такой подход соответствует общепринятой практике обработки результатов испытаний металлических материалов на растяжение, регламентированной стандартами ГОСТ 12004–81 [27].

Для численного моделирования работы арматурных стержней в ПК ЛИРА–САПР 2022 принята диаграмма деформирования с учётом площадки текучести и предельного значения временного сопротивления. Расчётные значения параметров зависимости напряжений от относительных деформаций с учётом деформативных характеристик арматуры, представленные на рис. 4.6, приведены в табл. 4.3.

Таблица 4.3. Расчётные значения параметров зависимости напряжений от относительных деформаций

Относительные деформации, отн.ед.	Напряжения, МПа
$\varepsilon_1 = \frac{150 \cdot 1000}{314.2 \cdot 2 \cdot 10^5} = 0.0024$	$\sigma_1 = \frac{150 \cdot 1000}{314.2} \approx 477$
$\varepsilon_2 = \frac{0.0024 \cdot 245 + 1}{245} = 0.0065$	$\sigma_2 = \frac{184 \cdot 1000}{314.2} \approx 586$
$\varepsilon_3 = \frac{0.0065 \cdot 245 + 2.93}{245} = 0.018$	$\sigma_3 = \frac{188 \cdot 1000}{314.2} \approx 598$
$\varepsilon_4 = \frac{0.018 \cdot 245 + 24.6}{245} = 0.118$	$\sigma_4 = \frac{218 \cdot 1000}{314.2} \approx 694$

Кусочно–линейный закон деформирования рабочей арматуры (закон 14 ПК ЛИРА–САПР 2022), принятой при численном моделировании натурной железобетонной балки представлены в табл. 4.4.

Таблица 4.4. – Кусочно–линейный закон деформирования рабочей арматуры натурной железобетонной балки (закон 14)

Продольная рабочая нижняя арматура диаметром 20 мм					
№	ε	σ , МПа	№	ε	σ , МПа
1	-0.118	-694	6	0.0024	477
2	-0.018	-598	7	0.0065	586
3	-0.0065	-586	8	0.018	598
4	-0.0024	-477	9	0.118	694
5	0	0			

Для проверки корректности принятого закона деформирования арматурной стали и сопоставления численных результатов с экспериментальной диаграммой растяжения было выполнено численное моделирование нелинейной работы одиночного арматурного стержня в ПК ЛИРА–САПР 2022. Расчетная схема одиночного арматурного стержня и принятый закон нелинейного деформирования приведены на рисунках 4.7 и 4.8.

Использование экспериментально полученной диаграммы растяжения позволяет более корректно задать механические характеристики арматурной стали в расчетной модели и обеспечить адекватное описание её деформационных свойств при численном анализе железобетонной конструкции.

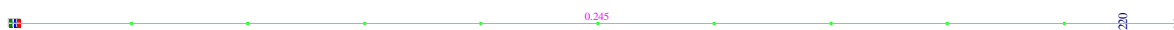


Рисунок 4.7. Расчетная схема рабочей арматуры натурной балки
в ПК ЛИРА САПР

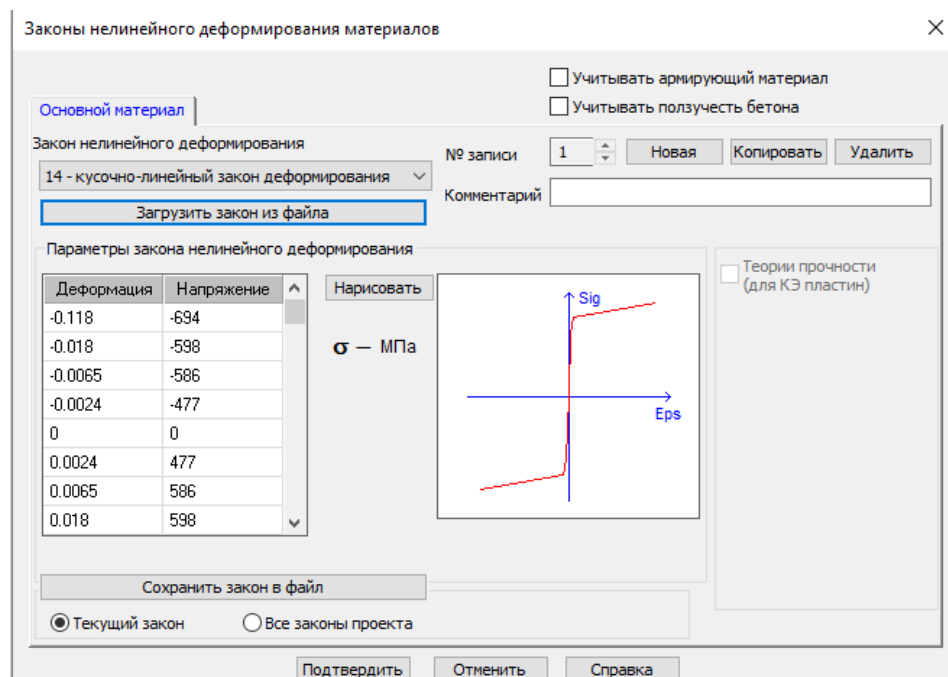


Рисунок 4.8. Закон нелинейного деформирования рабочей арматуры натуральных железобетонных балок в ПК ЛИРА–САПР 2022 2022 (закон 14)

Результаты численного моделирования рабочей арматуры натурной железобетонной балки приведены в приложении 1 на табл. 8. Графическое представление зависимости нагрузки от перемещений представлен на рисунке 4.9.

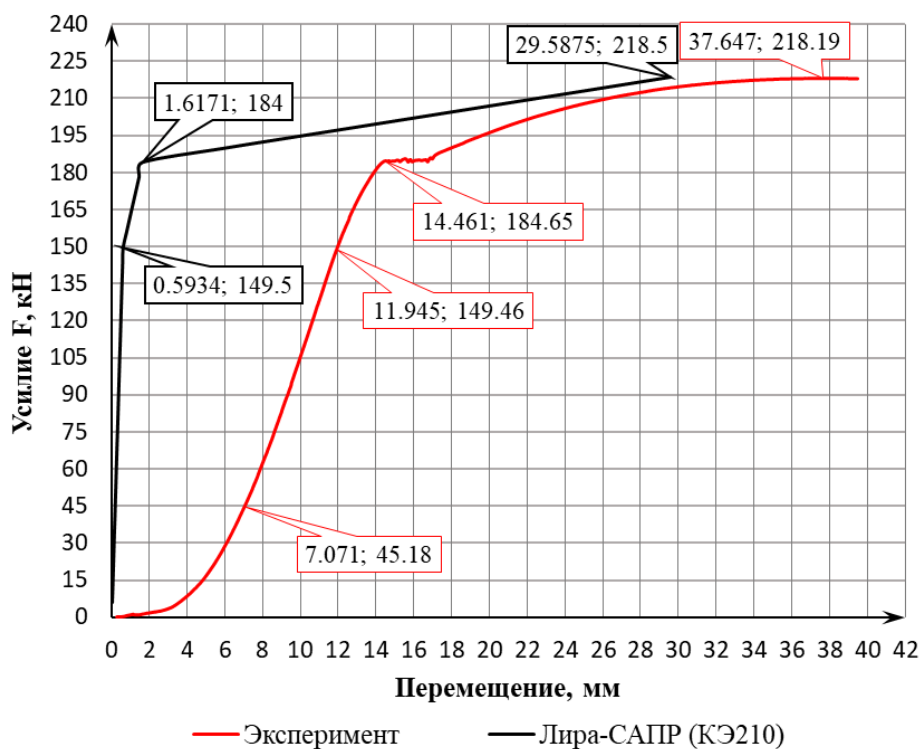


Рисунок 4.9. Диаграмма растяжения рабочей арматуры натурной балки

Аналогичным образом для верхней и поперечной арматуры были определены параметры кусочно–линейного закона деформирования. Соответствующие зависимости напряжений от относительных деформаций приведены в таблицах 4.6 и 4.7.

Таблица 4.6. – Кусочно–линейный закон деформирования рабочей арматуры натурной железобетонной балки (закон 14)

Продольная верхняя арматура диаметром 14 мм					
№	ε	σ , МПа	№	ε	σ , МПа
1	–0.132	–635	6	0.0022	429
2	–0.021	–530	7	0.0060	518
3	–0.0060	–518	8	0.021	530
4	–0.0022	–429	9	0.132	635
5	0	0			

Таблица 4.7. – Кусочно–линейный закон деформирования поперечной арматуры натурной железобетонной балки (закон 14)

Поперечная арматура диаметром 8 мм					
№	ε	σ , МПа	№	ε	σ , МПа
1	–0.025	–330	4	0.0016	320
2	–0.0016	–320	5	0.025	330
3	0	0			

Характеристики бетона модельный железобетонных балок.

Аналогично методике, изложенной в параграфе 4.2 (**Характеристики бетона натурных железобетонных балок**), были определены механические характеристики бетона и построена расчетная диаграмма деформирования для бетонных призм модельной железобетонной конструкции. На основе аппроксимации экспериментальных данных сформирована много узловая диаграмма зависимости напряжений от относительных деформаций бетона.

Полученная зависимость использована для формирования расчетного закона деформирования бетона, который был введен в программный комплекс ЛИРА–САПР 2022 в виде кусочно–линейной зависимости (закон 14).

При численном моделировании бетонной призмы модельной железобетонной балки общая нагрузка, приложенная в центре опорной пластины, принималась равной 220 кН.

Параметры кусочно–линейного закона деформирования бетона (закон 14 ПК ЛИРА–САПР 2022), принятого при численном моделировании модельной железобетонной балки, приведены в табл. 4.8.

Таблица 4.8. – Кусочно–линейный закон деформирования бетона (закон 14 ПК ЛИРА–САПР 2022) для модельной железобетонной балки

№	ϵ	σ , МПа	№	ϵ	σ , МПа
1	-0.00211	-19.085	15	-0.00066	-10.925
2	-0.00201	-19.033	16	-0.000585	-10.046
3	-0.00191	-18.877	17	-0.00051	-9.095
4	-0.00176	-18.479	18	-0.00041	-7.7
5	-0.00161	-17.912	19	-0.00031	-6.141
6	-0.00146	-17.2	20	-0.00021	-4.394
7	-0.00131	-16.354	21	-0.00011	-2.434
8	-0.001235	-15.882	22	-0.00006	-1.366
9	-0.00116	-15.375	23	0	0
10	-0.00106	-14.644	24	0.000049	0.998
11	-0.00096	-13.843	25	0.0001	1.664
12	-0.00091	-13.413	26	0.00015	1.681
13	-0.00081	-12.491			
14	-0.000735	-11.737			

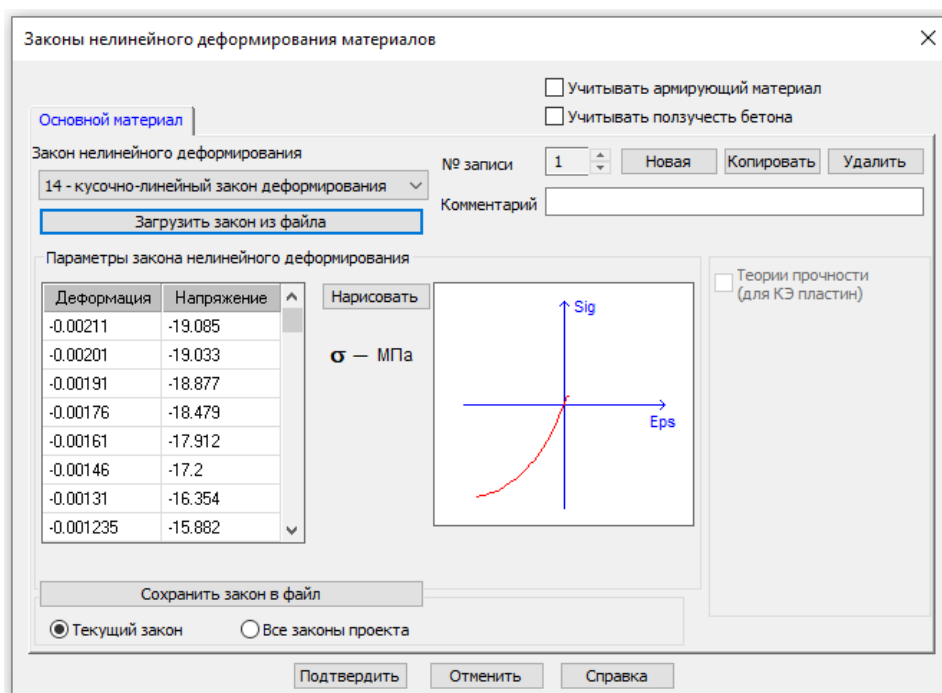
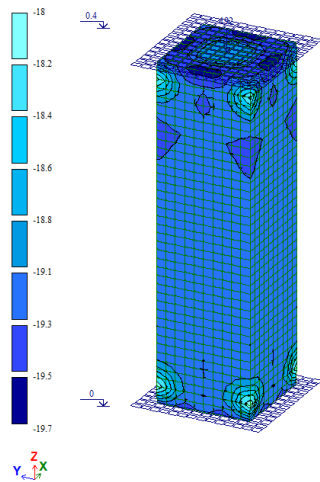
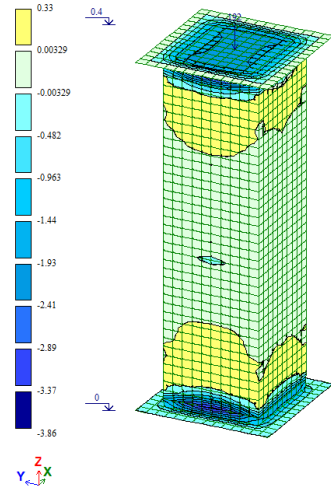


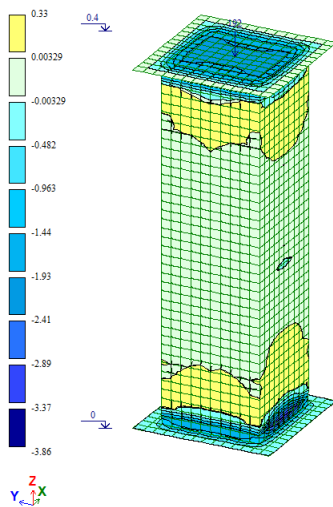
Рисунок 4.10. Закон нелинейного деформирования для бетона модельных железобетонных балок в ПК ЛИРА–САПР 2022 2022 (закон 14)



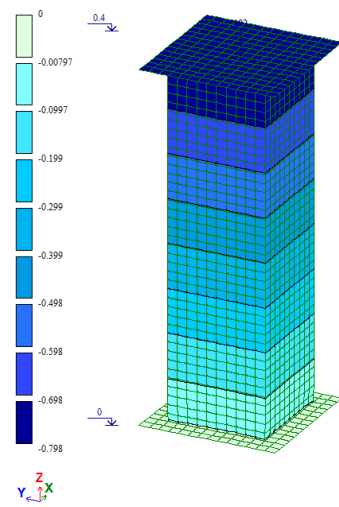
Изополю напряжений бетонных призм σ_z (шаг 35), МПа



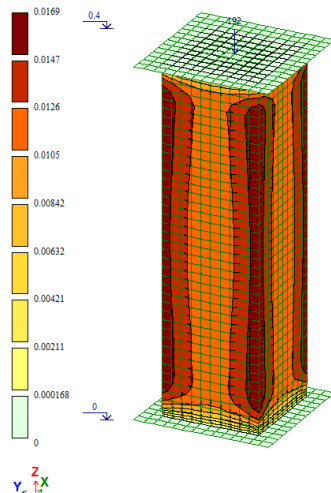
Изополю напряжений σ_y (шаг 35), МПа



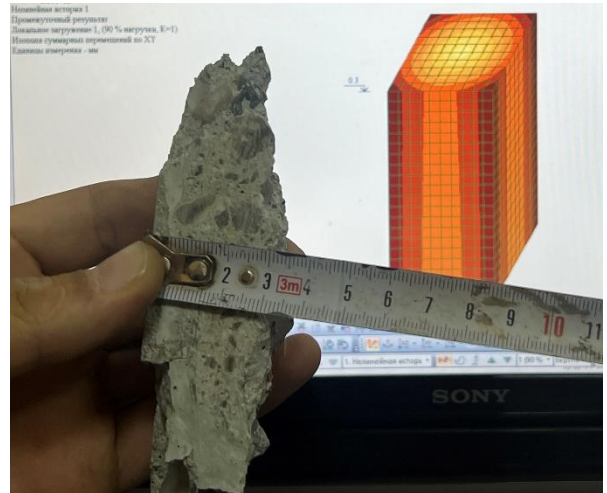
Изополю напряжений σ_x (шаг 35), МПа



Изополю перемещений по оси Z (шаг 35)



Изополю суммарных перемещений по осям X, Y (шаг 35)



Характер разрушения граней призмы по результатам экспериментальных испытаний

Рисунок 4.11. Распределение напряжений и деформаций в бетонной призме по результатам численного моделирования в ПК Лири-САПР 2022

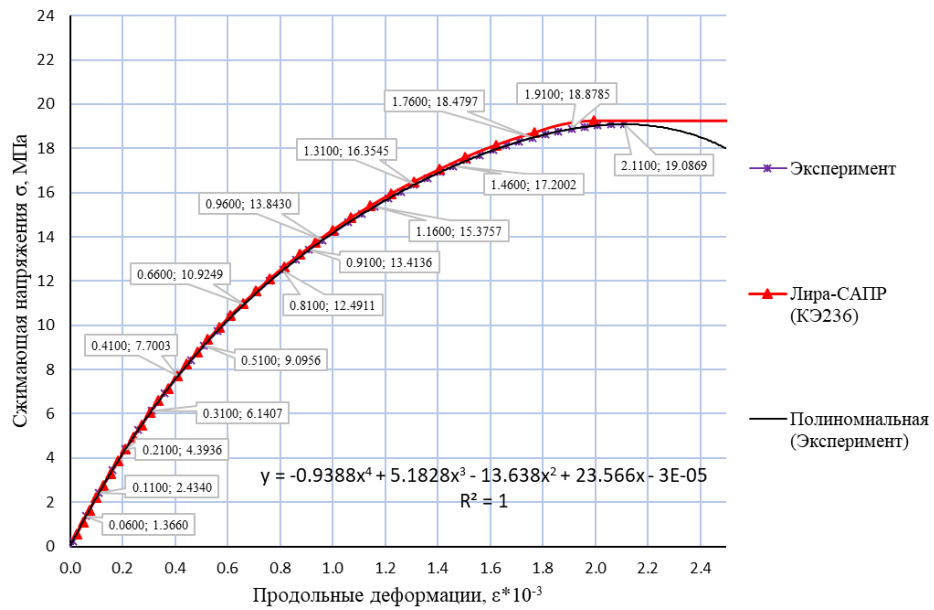


Рисунок 4.12. Диаграмма деформирования бетонной призмы при статическом нагружении

Характеристики арматуры модельный железобетонных балок.

Аналогично методике, изложенной в разделе 4.2.2 данной главы диссертации, выполнено численное исследование работы рабочей арматуры модельных железобетонных балок. При этом в расчетной модели были заданы механические характеристики арматурной стали и соответствующий закон её деформирования, полученные на основе результатов экспериментальных испытаний.

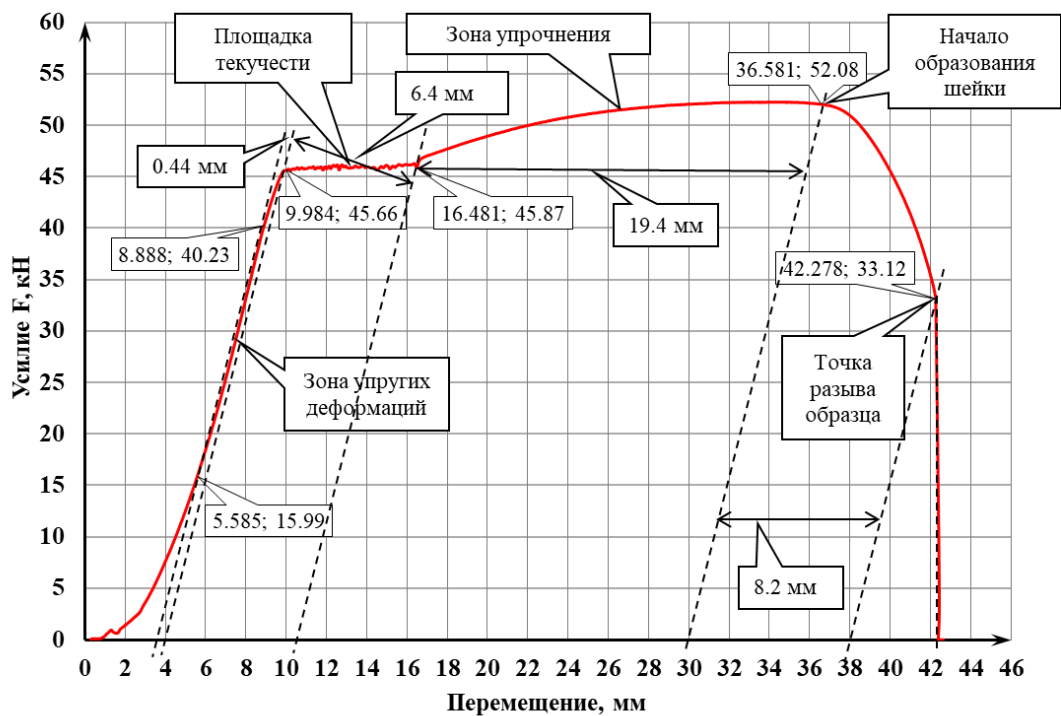


Рисунок 4.13. Диаграмма растяжения рабочей арматуры модельной балки

Таблица 4.10. – Расчётные значения параметров зависимости напряжений от относительных деформаций

Относительные деформации, отн.ед.	Напряжения, МПа
$\varepsilon_1 = \frac{40 \cdot 1000}{78.3 \cdot 2 \cdot 10^5} = 0.0025$	$\sigma_1 = \frac{40 \cdot 1000}{78.3} \approx 510$
$\varepsilon_2 = \frac{0.0025 \cdot 233 + 0.44}{233} = 0.0044$	$\sigma_2 = \frac{45.66 \cdot 1000}{78.3} \approx 583$
$\varepsilon_3 = \frac{0.0044 \cdot 233 + 6.4}{233} = 0.032$	$\sigma_3 = \frac{45.87 \cdot 1000}{78.3} \approx 586$
$\varepsilon_4 = \frac{0.032 \cdot 233 + 19.4}{233} = 0.115$	$\sigma_4 = \frac{52 \cdot 1000}{78.3} \approx 664$

Таблица 4.11. Кусочно–линейный закон деформирования рабочей арматуры (закон 14 ПК ЛИРА–САПР 2022) для моделей железобетонной балки

№	ε	σ , МПа	№	ε	σ , МПа
1	-0.115	-664	6	0.0025	510
2	-0.032	-586	7	0.0044	583
3	-0.0044	-583	8	0.032	586
4	-0.0025	-510	9	0.115	664
5	0	0			

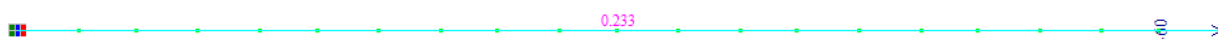


Рисунок 4.14. Расчетная схема рабочей арматуры модельной балки
в ПК ЛИРА САПР

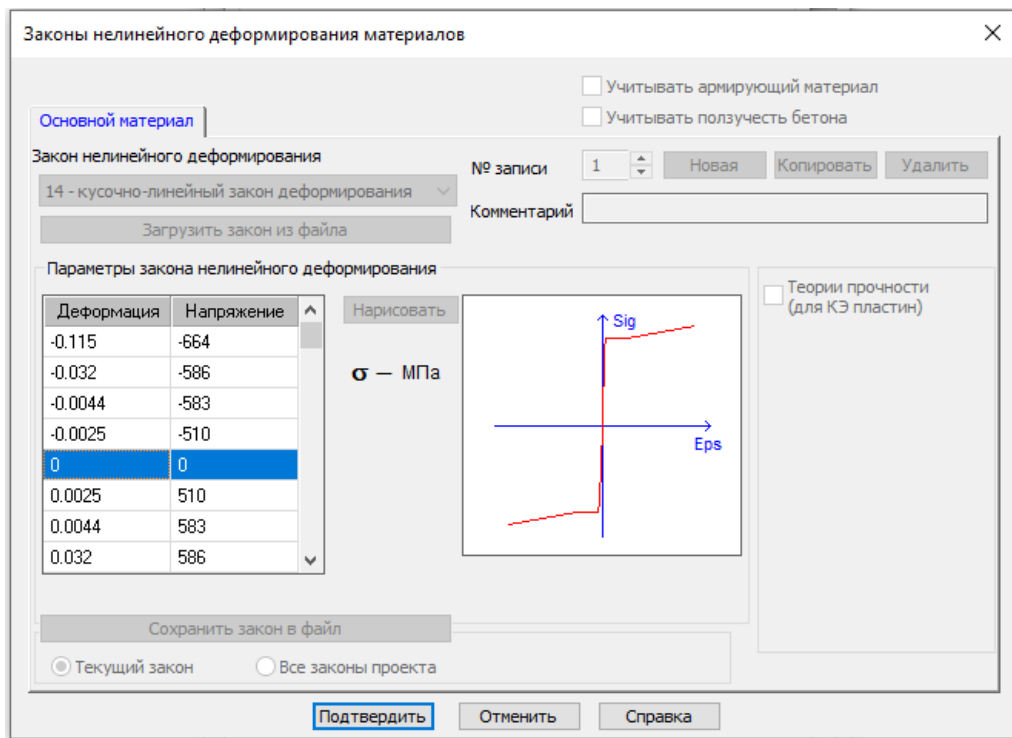


Рисунок 4.15. Закон нелинейного деформирования рабочей арматуры модельных железобетонных балок в ПК ЛИРА–САПР 2022 2022 (закон 14)

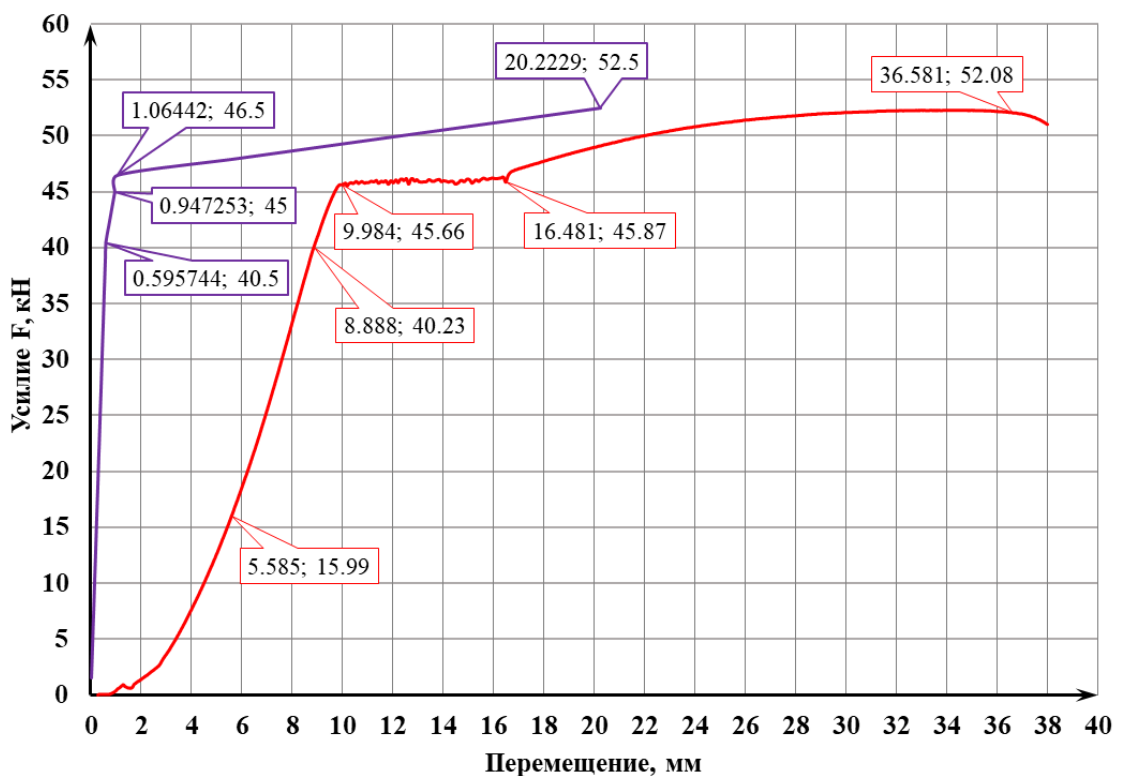


Рисунок 4.16. Диаграмма растяжения рабочей арматуры модельной балки

Аналогичным образом для верхней и поперечной арматуры были определены параметры кусочно–линейного закона деформирования.

Соответствующие зависимости напряжений от относительных деформаций приведены в таблицах 4.13 и 4.14.

Таблица 4.13. – Кусочно–линейный закон деформирования верхней арматуры моделей железобетонной балки (закон 14)

Продольная верхняя арматура диаметром 6 мм					
№	ε	σ , МПа	№	ε	σ , МПа
1	-0.025	-430	4	0.0021	420
2	-0.0021	-420	5	0.025	430
3	0	0			

Таблица 4.14. – Кусочно–линейный закон деформирования поперечной арматуры моделей железобетонной балки (закон 14)

Поперечная арматура диаметром 5 мм					
№	ε	σ , МПа	№	ε	σ , МПа
1	-0.025	-460	4	0.0022	450
2	-0.0022	-450	5	0.025	460
3	0	0			

4.3. Численное исследование натурной железобетонной балки

В данном параграфе представлены результаты численного исследования натурной железобетонной балки, выполненного в программном комплексе ЛИРА–САПР 2022 в физической нелинейной постановке. Для детального анализа напряжённо–деформированного состояния конструкции были использованы два подхода к конечно–элементному моделированию: стержневой и объёмный. Применение стержневой модели позволило оценить общие параметры работы балки, включая прогибы, внутренние усилия и деформации в характерных сечениях. Объёмная модель использовалась для более детального исследования распределения напряжений и деформаций в бетоне и арматуре [21, 35, 51, 52, 66].

Исходные данные для численного моделирования принимались в соответствии с программой экспериментальных исследований, изложенной в главе 2. Нелинейные свойства бетона и арматурных стержней в расчётной модели учитывались путём задания соответствующих законов деформирования

в программном комплексе ЛИРА–САПР 2022 в виде кусочно–линейных зависимостей с использованием закона 14 [25, 75, 96]. Параметры указанных зависимостей принимались в соответствии с результатами, приведёнными в параграфе 4.2. Учёт фактических физико–механических характеристик бетона и арматурных стержней при численном расчёте позволил повысить достоверность результатов моделирования и обеспечить более высокую степень их соответствия экспериментальным данным. Нелинейный расчёт выполнялся методом последовательных нагружений (шаговым методом) и методом последовательных приближений (итерационным методом) [22, 25, 58, 96]. Для стержневой и объёмной конечно–элементных моделей задавалось по 80 шагов нагружения. Количество итераций для стержневых элементов принималось равным 300, а для объёмных – 100. Точность сходимости итерационного процесса принималась равной 0,1 %.

Исходные данные для стержневого моделирования. Стержневые модели, как правило, предполагают упрощённое описание геометрии конструктивных элементов и обеспечивают снижение вычислительных затрат по сравнению с объёмными конечно–элементными моделями.

Формирование стержневой конечно–элементной модели натурной железобетонной балки осуществлялось поэтапно. Для её построения в ПК ЛИРА–САПР 2022 использовался физически нелинейный универсальный пространственный стержневой конечный элемент КЭ210, позволяющий учитывать совместную работу бетона и арматуры.

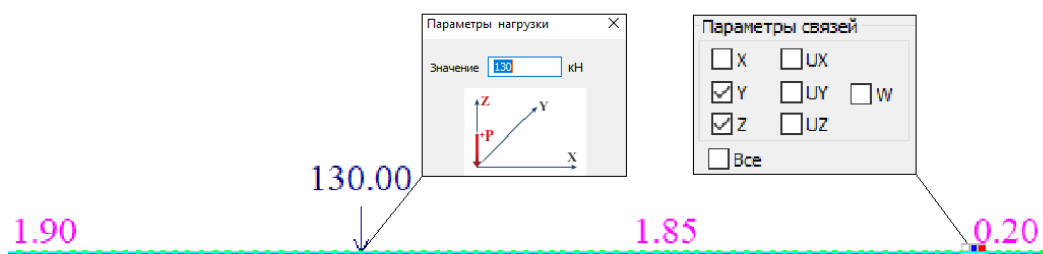
При построении стержневой конечно–элементной модели были использованы геометрические, конструктивные и физико–механические характеристики балки, соответствующие данным натурального эксперимента. Нагрузка на натурную конечно–элементную модель принималась исходя из критерия несущей способности и составляла 260кН. Разбиение стержневых элементов выполнялось таким образом, чтобы узлы расчётной модели соответствовали сходственным точкам, в которых в ходе экспериментальных исследований были получены основные опытные данные.

Для повышения наглядности общая расчётная схема представлена в виде фрагментов, расположенных относительно линии симметрии по длине элемента, и приведена на рис. 4.17.

а



б



а – левая сторона балки; б – правая сторона балки

Рисунок 4.17. Стержневая конечно–элементная модель натурной железобетонной балки

На рис. 4.18 приведено окно задания геометрических и жёсткостных характеристик поперечного сечения стержневого элемента, а на рис. 4.19 – окно задания параметров армирования и разбивка поперечного сечения. Указанные параметры являлись исходной основой для построения расчётной модели балки и последующего выполнения нелинейного расчёта в ПК ЛИРА–САПР 2022.

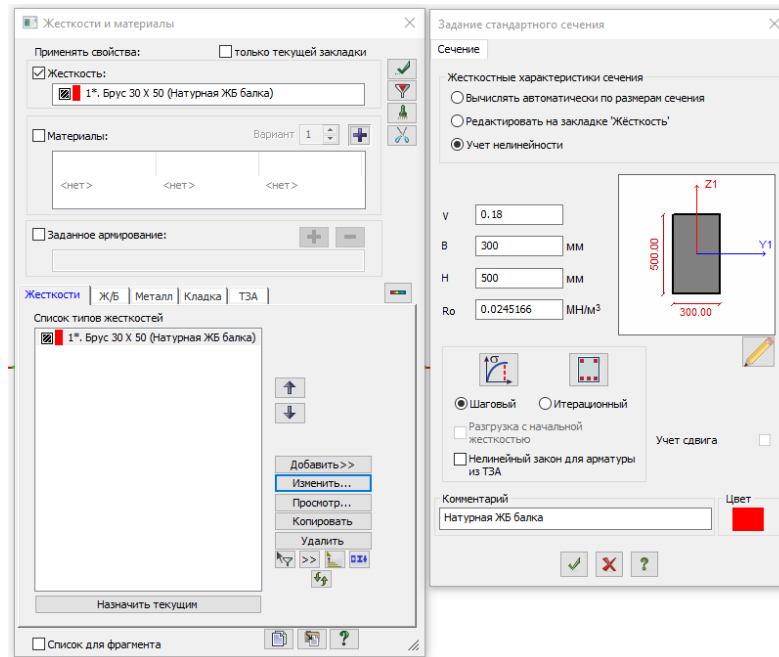


Рисунок 4.18. Задание геометрических и жёсткостных характеристик стержневого элемента

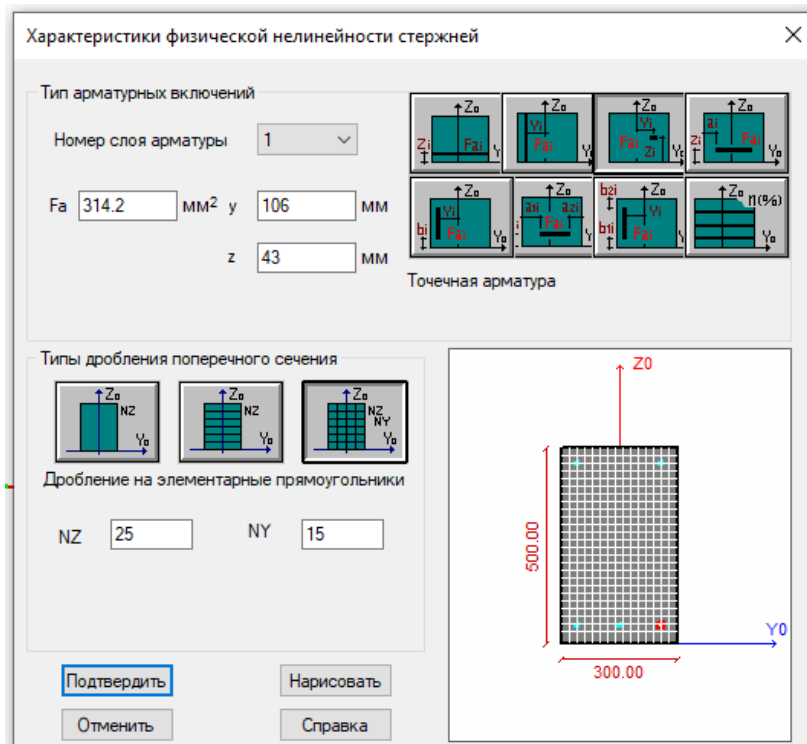


Рисунок 4.19. Задание параметров армирования и дробления поперечного сечения стержневого элемента

Исходные данные для объёмного моделирования. Объёмное моделирование позволяет с высокой степенью точности описывать сложную геометрию конструкции и учитывать индивидуальные физико-механические характеристики материалов в пределах отдельных элементов. Такой подход

обеспечивает возможность анализа общего характера перераспределения усилий между бетоном и арматурой [57].

При построении объёмной расчётной модели в ПК ЛИРА–САПР 2022 бетон задавался с использованием физически нелинейного универсального пространственного восьмиузлового изопараметрического конечного элемента КЭ236 [25, 96], тогда как арматурные стержни моделировались физически нелинейными универсальными пространственными стержневыми конечными элементами КЭ210. Принятая конечно–элементная схема обеспечивала учёт совместной работы бетона и арматуры в составе железобетонной конструкции. Шаг хомутов и расположение верхней и нижней арматуры принимались в соответствии со схемами, приведёнными в главе 2. Общее количество объёмных конечных элементов в расчётной схеме составляло 36570.

На рис. 4.20 приведена объёмная конечно–элементная модель натурной железобетонной балки, построенная с учётом фактического расположения арматурных стержней.

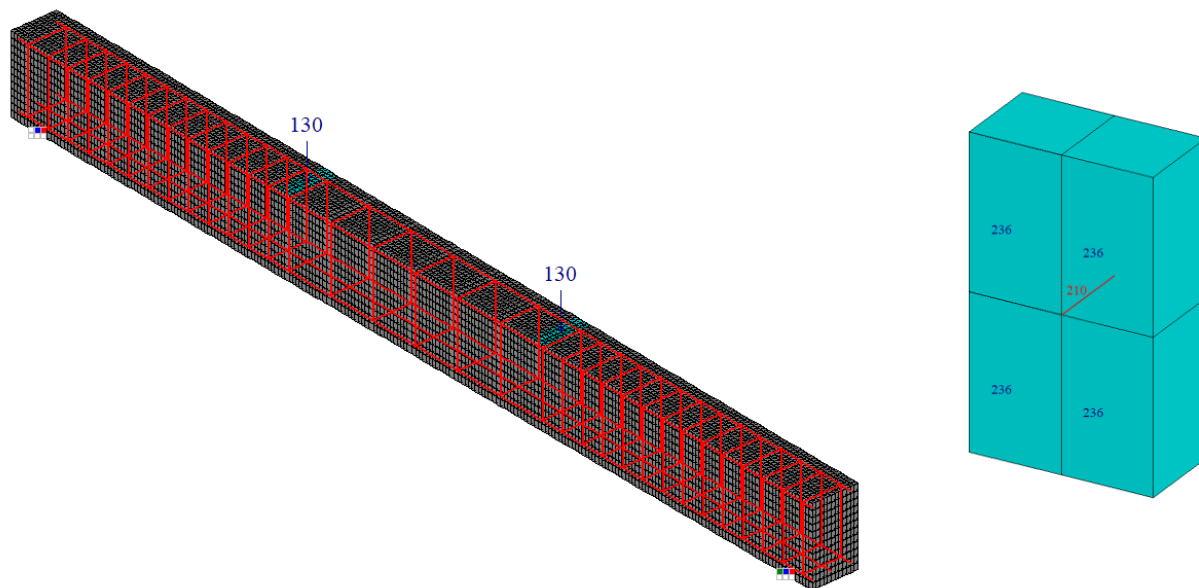


Рисунок 4.20. Объёмно–конечно элементарной модели натурной железобетонной балки

При нелинейном расчёте в случае, если вычисленные деформации превышают пределы, установленные принятым законом деформирования материала, реализуется условное выключение материала из работы сечения. При

этом элементарная площадка, для которой принимается $E_i=1$, исключается из дальнейшего расчёта, а соответствующие участки расчётной модели визуализируются красным цветом [23, 91].

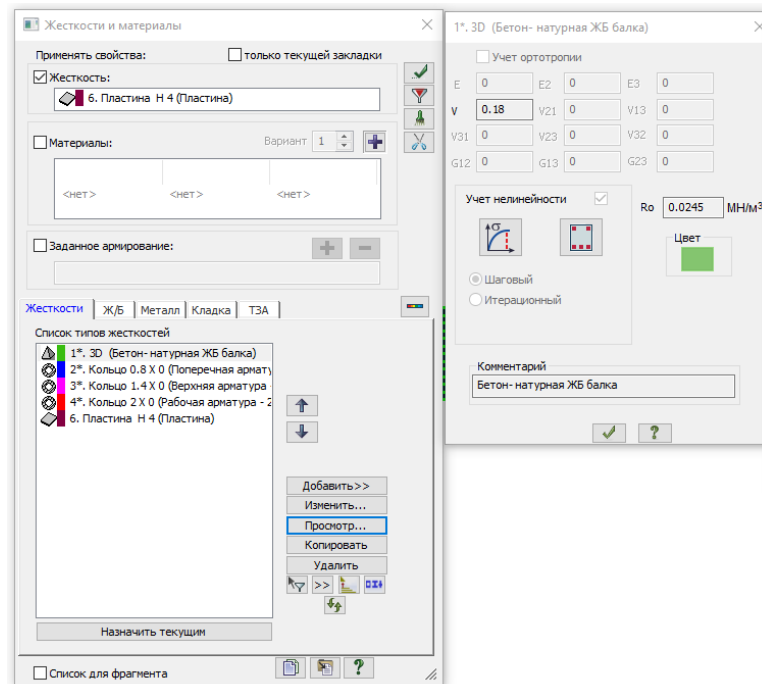


Рисунок 4.21. Окно задания жесткостных характеристик натурной железобетонной балки

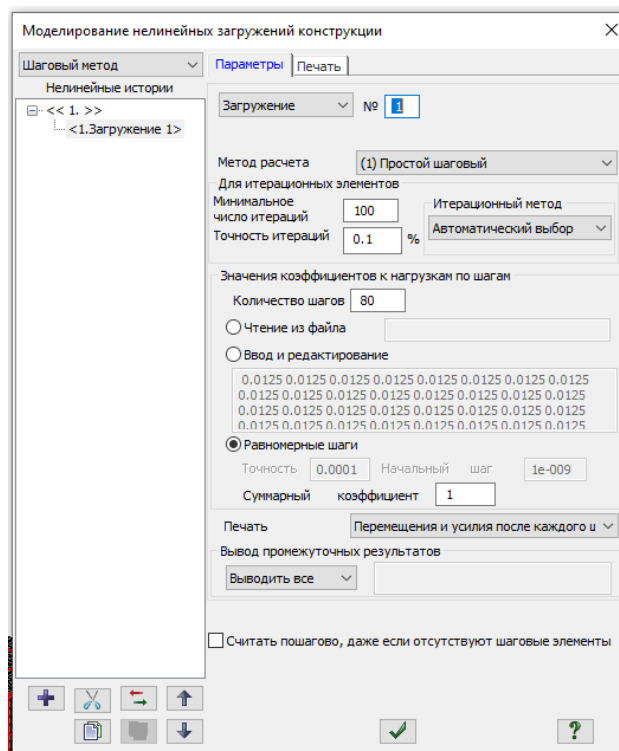


Рисунок 4.22. Окно задание параметров «Моделирование нелинейных нагружений конструкции»

4.4. Результаты численного исследования натурной железобетонной балки при стержневом моделировании

По результатам нелинейного стержневого расчёта методом последовательных нагружений (шаговым методом) на рис. 4.23-4.28 представлены основные стадии напряжённо–деформированного состояния натурной железобетонной балки в зоне чистого изгиба. Расчёт методом последовательных приближений (итерационным методом) выполнялся при тех же исходных параметрах расчётной схемы. Результаты, полученные по данной методике, изложены в параграфе 4.6.

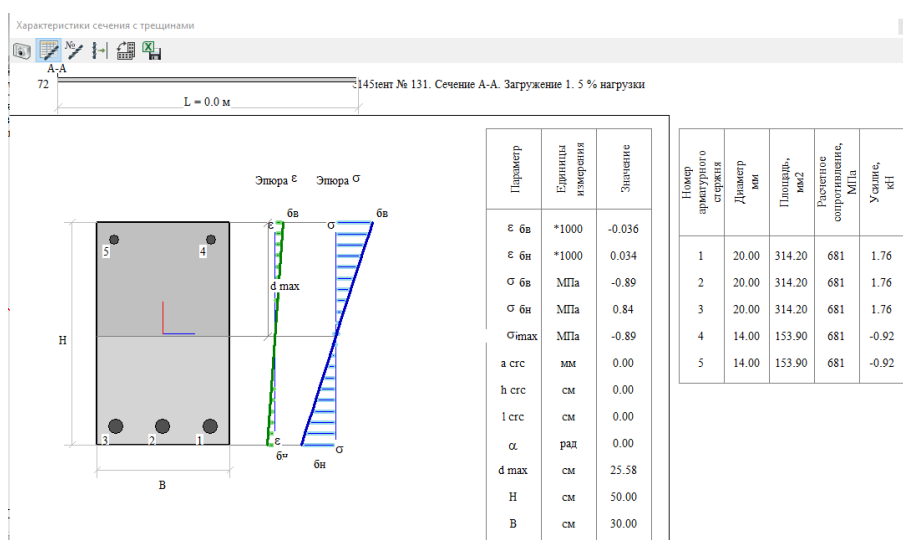


Рисунок 4.23. Первая стадия НДС сечений натурной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P=13\text{кН}$, $M=42,09\text{кН*м}$

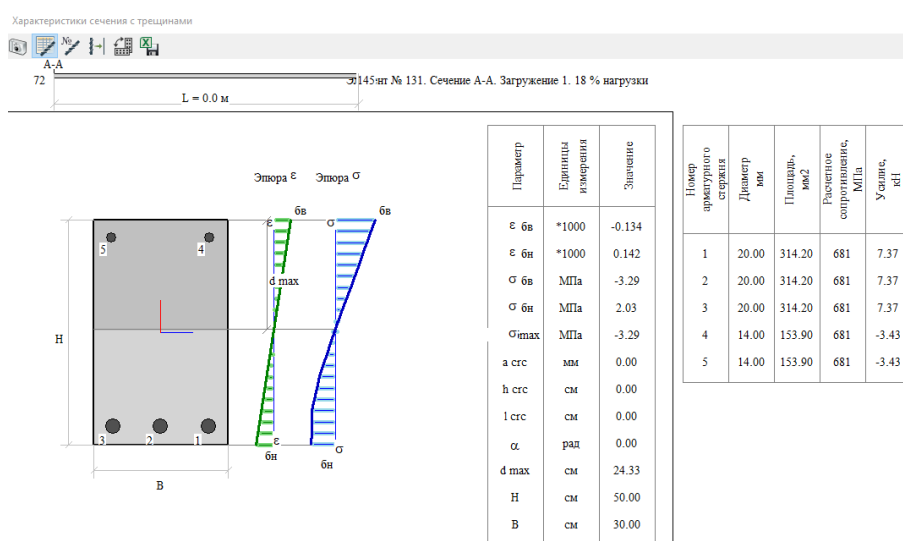


Рисунок 4.24. Первая стадия НДС сечений натурной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P_{crc}=45.5\text{кН}$, $M_{crc}=42,09\text{кН*м}$

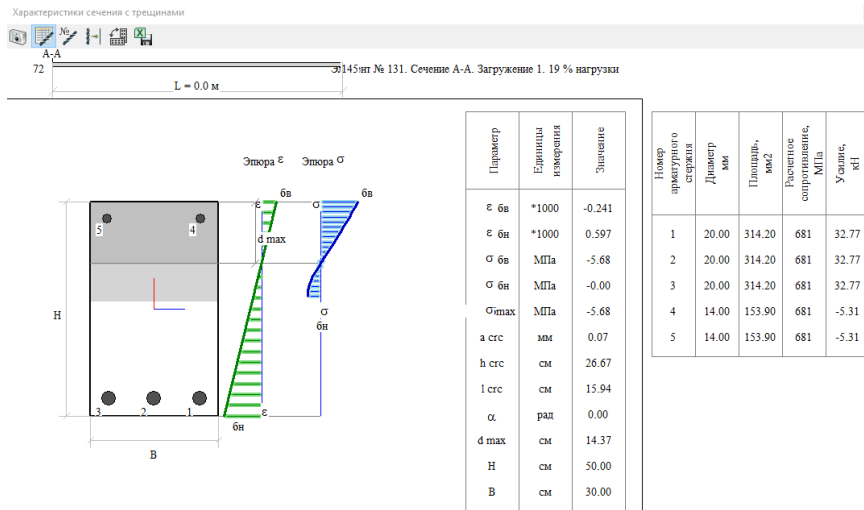


Рисунок 4.25. Вторая стадия НДС сечений натурной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P=48.76\text{кН}$, $M=45,09\text{кН*м}$, $a_{crc}=0,07\text{мм}$

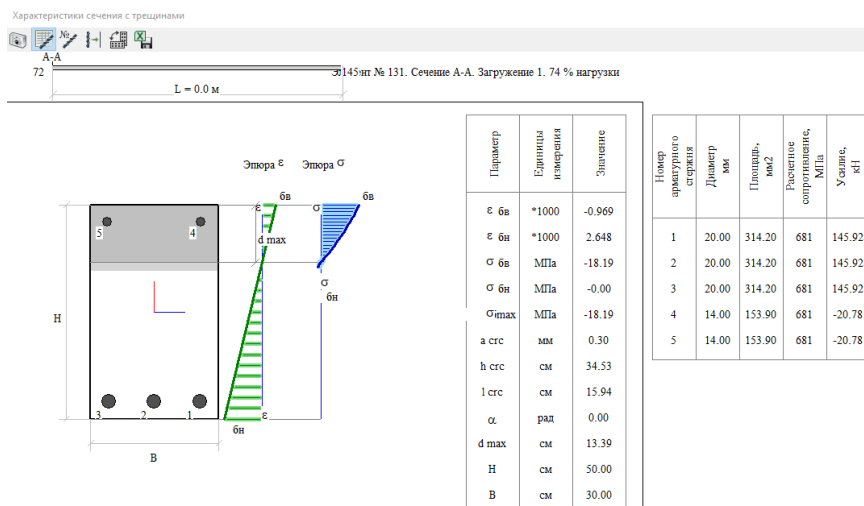


Рисунок 4.26. НДС сечений натурной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P=191.74\text{кН}$, $M=177,37\text{кН*м}$, $a_{crc}=0,3\text{мм}$

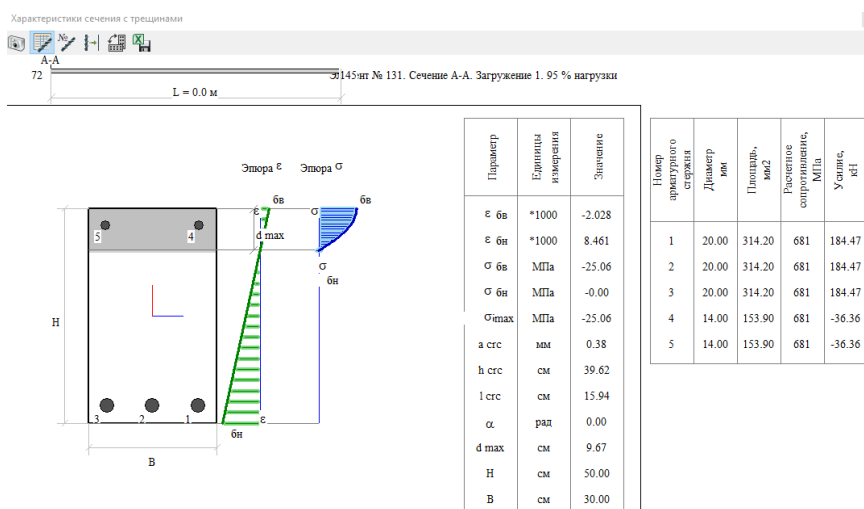


Рисунок 4.27. Третья стадия НДС сечений натурной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P_{ult}=247\text{кН}$, $M_{ult}=228.48\text{кН*м}$, $a_{crc}=0,38\text{мм}$

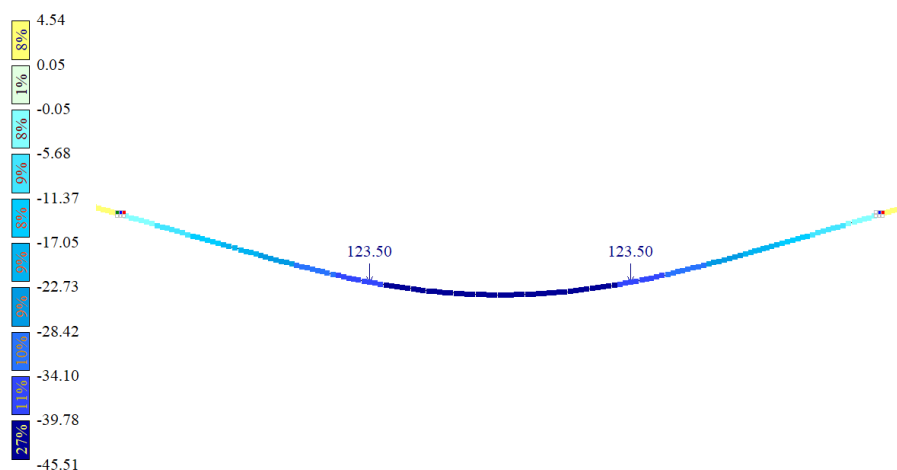


Рисунок 4.28. Картина деформирования натурной железобетонной балки при нагрузке $P_{ult}=247\text{кН}$

Представленные данные отражают изменение напряжённо–деформированного состояния в сечениях рассматриваемого конечного элемента на различных этапах нагружения – от упругой стадии до стадии разрушения материала – с учётом фактических законов деформирования бетона и арматуры.

По результатам численного моделирования момент образования трещин в натурной железобетонной балке соответствует нагрузке $P_{cr}=45.5\text{кН}$ и изгибающему моменту $M_{cr}=42,09\text{кН}\cdot\text{м}$. На данной стадии в нижней зоне сечения наблюдается достижение предельных значений напряжений и деформаций бетона растяжению, что свидетельствует о начале процесса трещинообразования в растянутой зоне балки.

Анализ результатов численного моделирования позволил оценить работу натурной железобетонной балки по первому и второму предельным состояниям.

По первому предельному состоянию несущая способность балки достигается при нагрузке $P_{ult}=247\text{ кН}$ и изгибающем моменте $M_{ult}= 228,47\text{ кН}\cdot\text{м}$. При этом напряжения в верхней зоне бетонного сечения достигают $25,06\text{ МПа}$, а относительные деформации составляют $0,002$. Усилие в рабочих арматурных стержнях равно $184,47\text{ кН}$, что соответствует напряжению $587,1\text{ МПа}$ и свидетельствует о достижении арматурой предела текучести. Прогиб балки при указанном уровне нагружения составляет $45,51\text{ мм}$.

По второму предельному состоянию установлено, что ширина раскрытия трещин $a_{cr} = 0,3 \text{ мм}$ соответствует нагрузке $P = 191,74 \text{ кН}$. При данном уровне нагружения прогиб балки составляет $19,12 \text{ мм}$, что меньше нормативного предельного значения, равное $22,4 \text{ мм}$.

4.5. Результаты численного исследования натурной железобетонной балки при объёмном моделировании

В данном параграфе приведены результаты объёмного моделирования натурной железобетонной балки на тех же стадиях нагружения, которые были рассмотрены в параграфе 4.4. На рисунках 4.29 - 4.37 представлены изополя перемещений, распределение напряжений и усилия в арматурных стержнях, соответствующие каждой стадии нагружения.

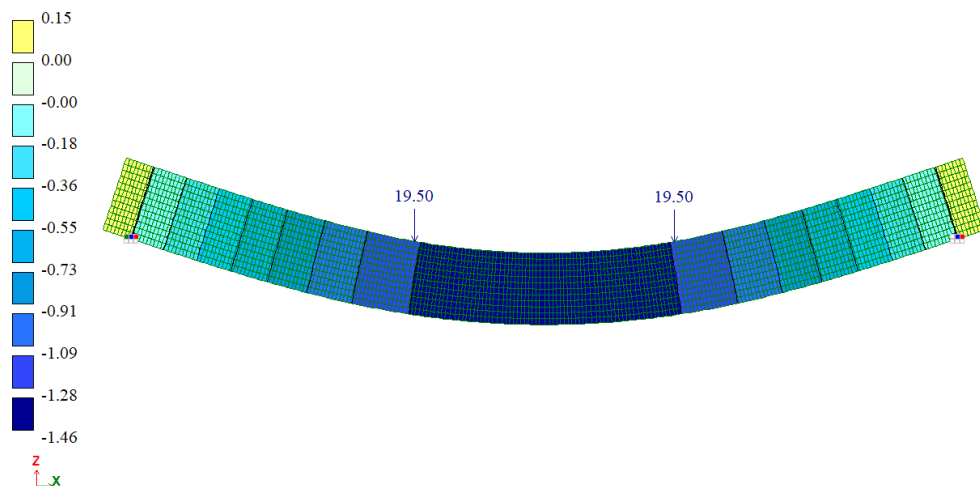


Рисунок 4.29. Изополя деформирования балки (мм) при нагрузке $P = 39 \text{ кН}$

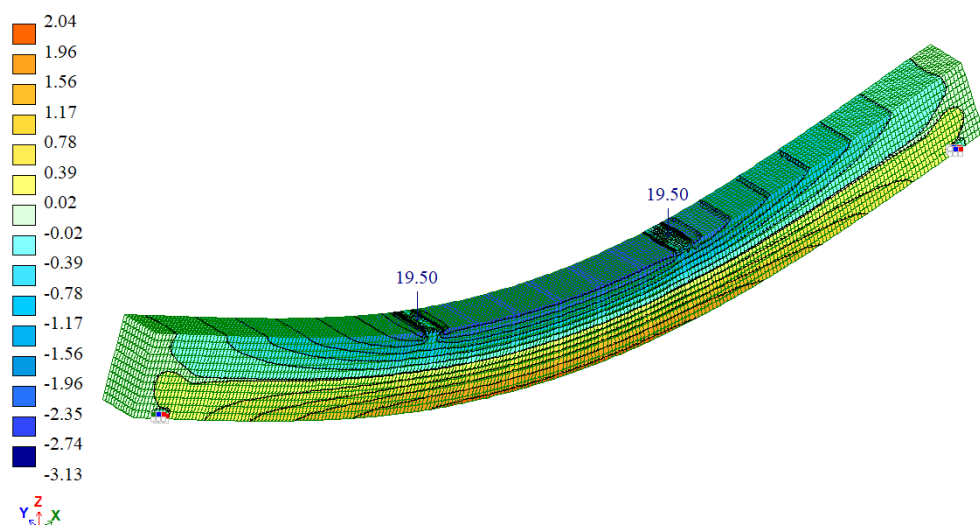


Рисунок 4.30. Изополя напряжений N_x (МПа) при нагрузке $P_{cr} = 39 \text{ кН}$

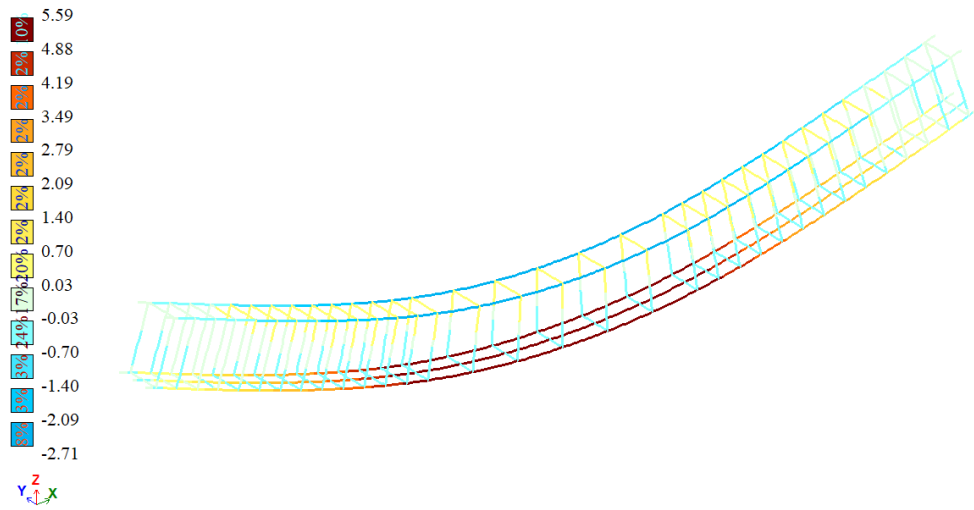


Рисунок 4.31. Изополя усилия арматурных стержней (кН) при нагрузке $P_{срс}=39\text{кН}$

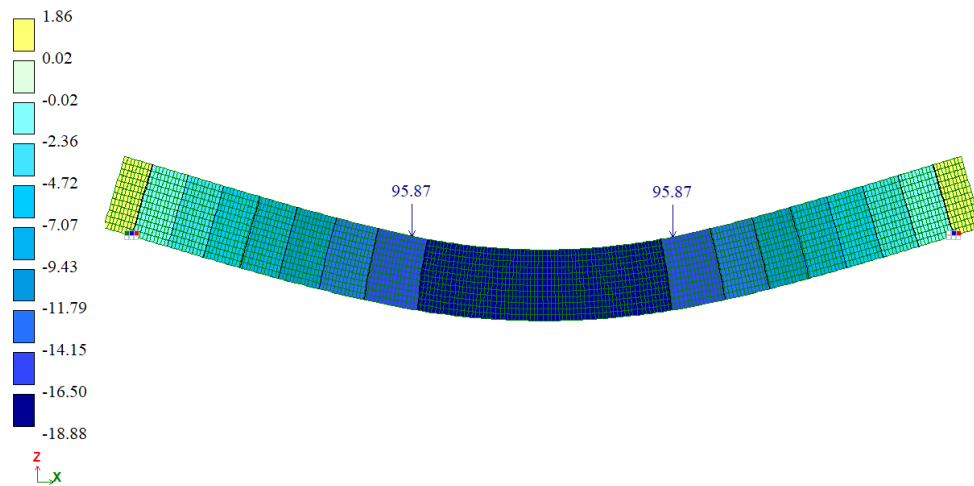


Рисунок 4.32. Изополя деформирования балки (мм) при нагрузке $P=191.74\text{кН}$

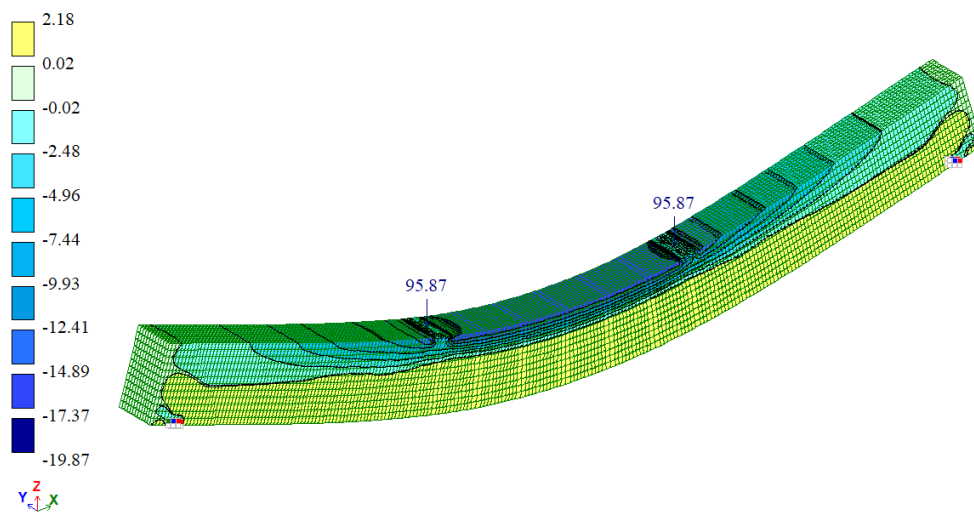


Рисунок 4.33. Изополя напряжений N_x (МПа) при нагрузке $P=191.74\text{кН}$

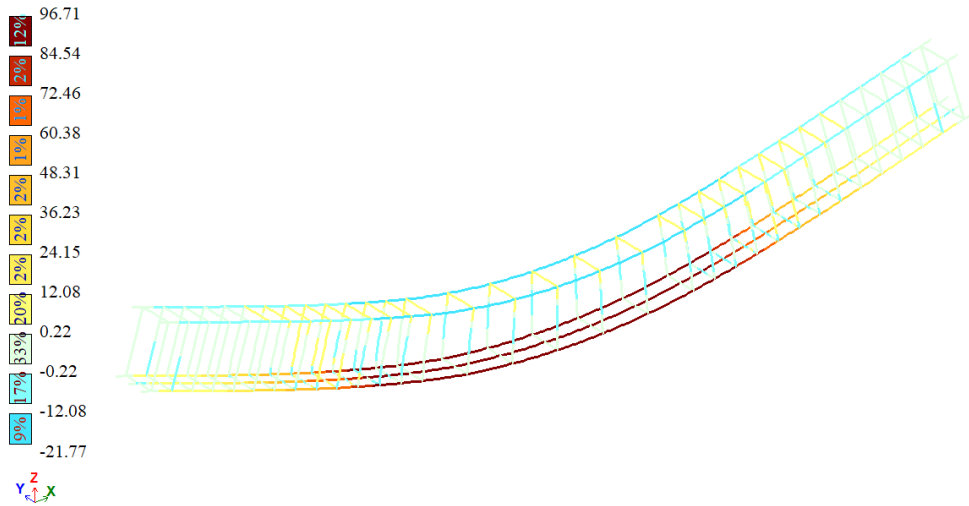


Рисунок 4.34. Изополя усилия арматурных стержней (кН) при нагрузке $P=191.74\text{кН}$

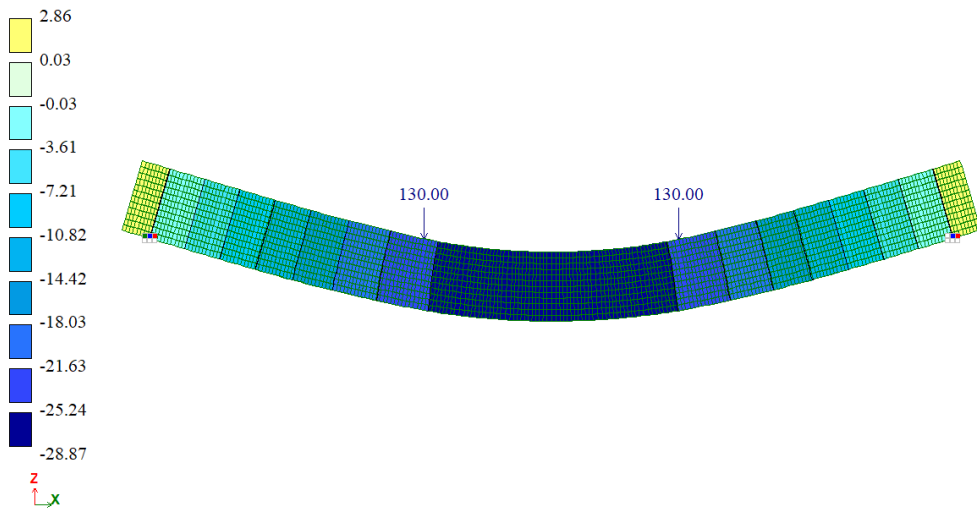


Рисунок 4.35. Изополя деформирования балки (мм) при нагрузке $P_{ult} = 260\text{кН}$

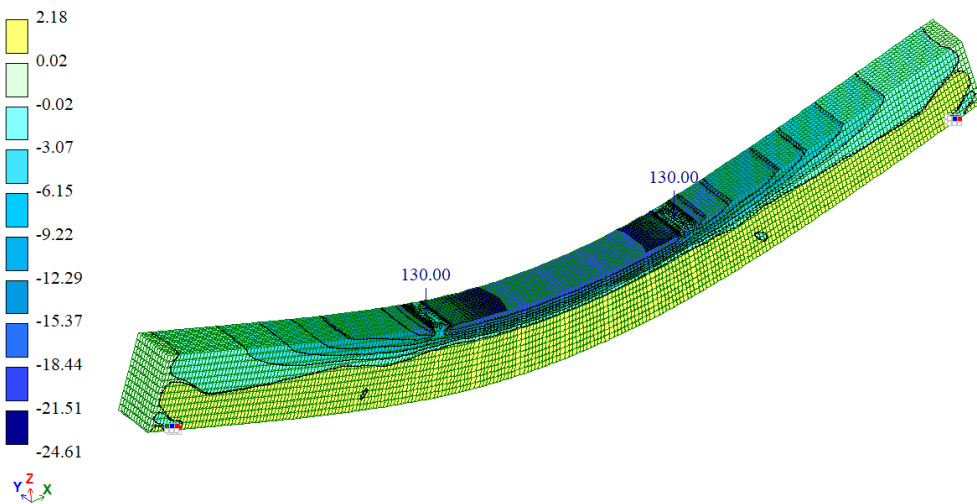


Рисунок 4.36. Изополя напряжений N_x (МПа) при нагрузке $P_{ult} = 260\text{кН}$

При анализе результатов численного моделирования с использованием объёмных конечных элементов непосредственное определение величины ширины раскрытия трещин не представляется возможным. В связи с этим оценка работы балки по второму предельному состоянию может быть выполнена на основе предельных деформаций, установленных в главе 2, при соответствующем значении прогиба 22,4 мм. При данной стадии нагружения, соответствующей нагрузке 191.74 кН, величина которой близка к значению нагрузки, полученному при расчёте стержневыми элементами, прогиб балки составляет 18,88мм. Погрешность по сравнению с нормативным значением составляет 15,63% (рис.4–6).

По результатам численного моделирования натурной железобетонной балки с использованием объёмных конечных элементов установлено, что предельное состояние по несущей способности достигается при нагрузке $R_{ult} = 260$ кН. На данной стадии в сжатой зоне бетонного сечения достигаются предельные значения напряжений (рис.8), соответствующие принятому закону деформирования бетона. Усилие, воспринимаемое рабочей арматурой, составляет 147.67кН (рис.4.37). Прогиб балки при данном уровне нагружения составляет 28.87 мм (рис. 4.35).

Картина трещинообразования, полученная по результатам численного расчёта, в целом соответствует характеру трещинообразования, выявленному в ходе экспериментальных исследований. Анализ результатов объёмного моделирования показывает, что в ПК ЛИРА–САПР 2022 работа бетона и арматуры на участках между трещинами учитывается ограниченно. По мере достижения предельных параметров соответствующие зоны исключаются из расчётной работы, что оказывает влияние на характер перераспределения усилий в конструкции (рис. 4.38).

4.6. Сравнительный анализ экспериментальных и численных результатов натурной железобетонной балки

Численное исследование натурной железобетонной балки в ПК ЛИРА–САПР 2022 выполнено с применением двух подходов к моделированию: стержневого с использованием конечного элемента КЭ210 и объёмного с использованием конечного элемента КЭ236, при учёте физической нелинейности материалов. Стержневая расчётная модель анализировалась по двум методикам: методом последовательного нагружения (шаговым методом) и методом последовательных приближений (итерационным методом). Объёмная конечно–элементная модель рассчитывалась только методом последовательного нагружения. Это связано с тем, что общее количество конечных элементов в объёмной модели натурной железобетонной балки составляет 36 570, вследствие чего расчёт итерационным методом сопровождается существенными затратами машинного времени. В связи с этим численное исследование объёмной модели методом последовательных приближений не выполнялось.

В данном параграфе сопоставление результатов осуществлено по основным параметрам напряжённо–деформированного состояния, включая прогибы и ширину раскрытия трещин, на различных стадиях нагружения – от упругой стадии до стадии разрушения конструкции. Результаты сравнения численных и экспериментальных данных в сходственных точках приведены в табл. 4.15. Сопоставление численных значений прогибов балки с экспериментальными данными в сходственных точках показало удовлетворительное согласование результатов при стержневом нелинейном расчёте, выполненном методом последовательных приближений (итерационным методом). Установлено, что как по результатам расчёта, так и по данным экспериментального исследования разрушение балки происходит по бетону сжатой зоны. Мозаика напряжений в сечении балки, полученная при стержневом нелинейном расчёте итерационным методом в зоне чистого изгиба, представлена на рис. 4.39.

Таблица 4.15. – Сравнение численных результатов с экспериментальными данными

Эксперимент (натурная жб.б)		Численный расчёт (Лира–САПР 2022)				Погрешность, %			
F_n , кН	f_n , мм	$F_{чис.р.}$, кН	$f_{чис.р.}$, мм			$F_{чис.р.}/F_n$	шаг. КЭ210	итер. КЭ210	шаг. КЭ236
			шаг. КЭ210	итер. КЭ210	шаг. КЭ236				
в точки измерения ИЧ–2									
35.00	1.34	35.75	0.63	0.62	0.64	2,10	–112,70	–	–
48,8	2,41	48,8	0,91	1,77	0,93	0	–164,84	–36,16	–
155.11	10.62	156	6.82	8.92	6.16	0,57	–55,72	–19,06	–72,40
191.15	13.75	191.75	8.99	11.15	8.34	0,31	–52,95	–23,32	–64,87
219.61	17.9	221	13.65	15.63	10.2	0,63	–31,14	–14,52	–75,49
232.32	26.61	234	16.77	18.79	11.04	0,72	–58,68	–41,62	–
в точки измерения ИЧ–3									
35.00	2,38	35.75	1,13	1,12	1,14	2,10	–110,62	–	–
48,8	4,32	48,8	1,64	3,42	1,67	0	–163,41	–26,32	–
155.11	19,23	156	12,52	16,08	11,68	0,57	–53,59	–19,59	–64,64
191.15	25,04	191.75	16,43	20,04	15,83	0,31	–52,40	–24,95	–58,18
219.61	32,89	221	25,54	28,78	19,35	0,63	–28,78	–14,28	–69,97
232.32	49,67	234	31,69	45,02	20,95	0,72	–56,74	–10,33	–
в точки измерения ИЧ–4									
35.00	2,83	35.75	1,31	1,3	1,32	2,10	–116,03	–	–
48,8	5,07	48,8	1,91	4,14	1,94	0	–165,45	–22,46	–
155.11	22,36	156	14,57	18,62	13,89	0,57	–53,47	–20,09	–60,98
191.15	29,02	191.75	19,1	23,18	18,85	0,31	–51,94	–25,19	–53,95
219.61	38,55	221	30,12	33,69	23,05	0,63	–27,99	–14,43	–67,25
232.32	61,62	234	37,52	53,2	24,95	0,72	–64,23	–15,83	–
									146,97

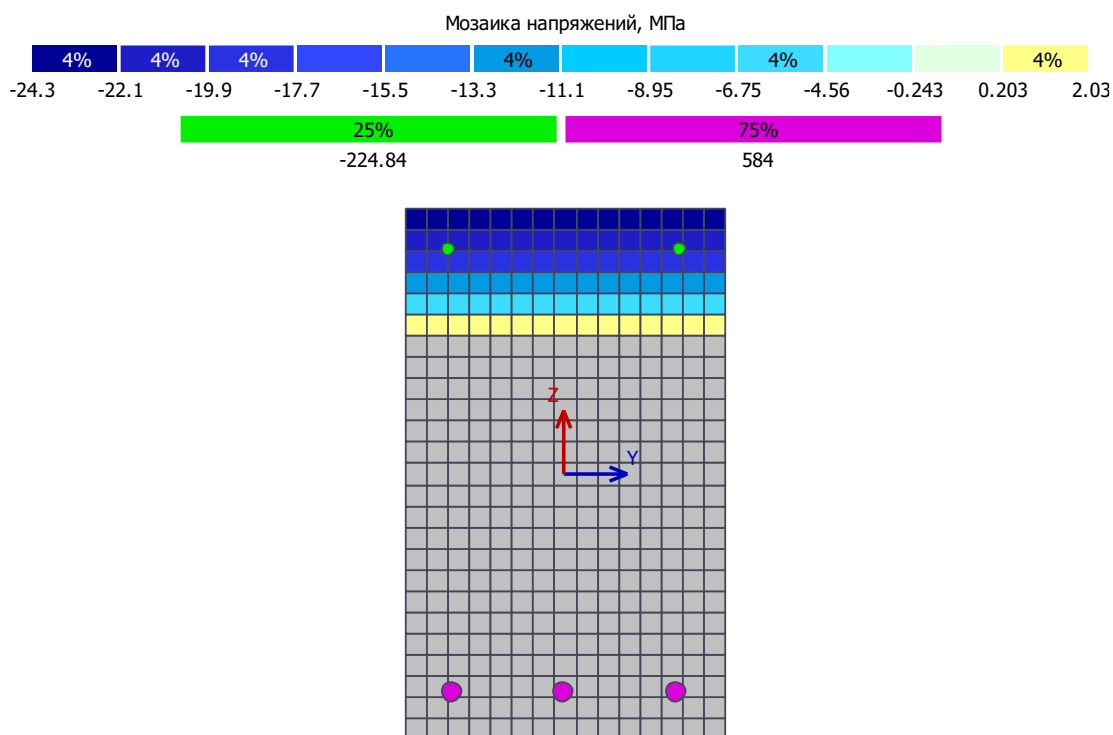


Рисунок 4.39. Третья стадия НДС сечений натурной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P_{ult}=253.5\text{кН}$

Установлено, что по первому предельному состоянию несущая способность балки достигается при нагрузке $P_{ult}=253.5\text{кН}$. На данной стадии напряжения в верхней зоне бетонного сечения достигают 24,3МПа. Напряжение в рабочих арматурных стержнях составляет 584МПа, что соответствует пределу текучести арматуры. Высота сжатой зоны бетона перед разрушением численным расчетом составляет 100мм. Прогиб балки при указанном уровне нагружения равен 53.2 мм. Для сопоставления результатов численного моделирования и экспериментальных исследований на рис. 4.40 - 4.42 представлены графики зависимости прогиба балки от нагрузки в сходственных точках ИЧ-2, ИЧ-3 и ИЧ-4.

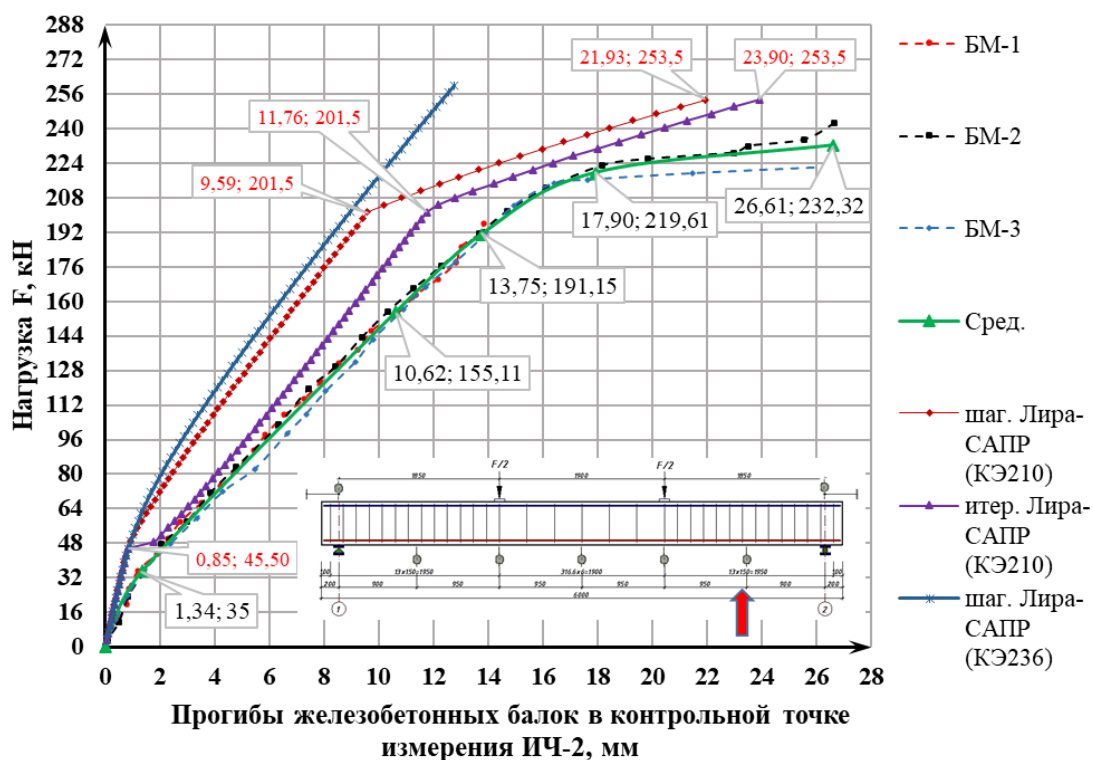


Рисунок 4.40. Зависимость прогиба от нагрузки в сходственной точке ИЧ-2

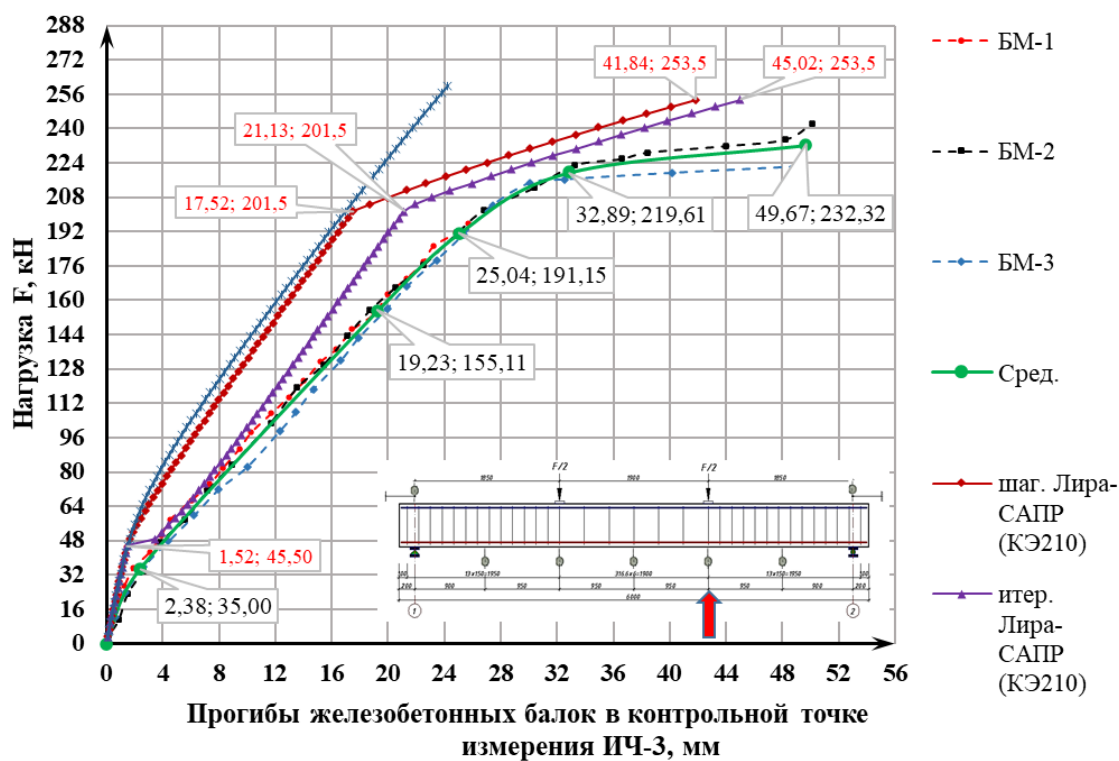


Рисунок 4.41. Зависимость прогиба от нагрузки в сходственной точке ИЧ-3

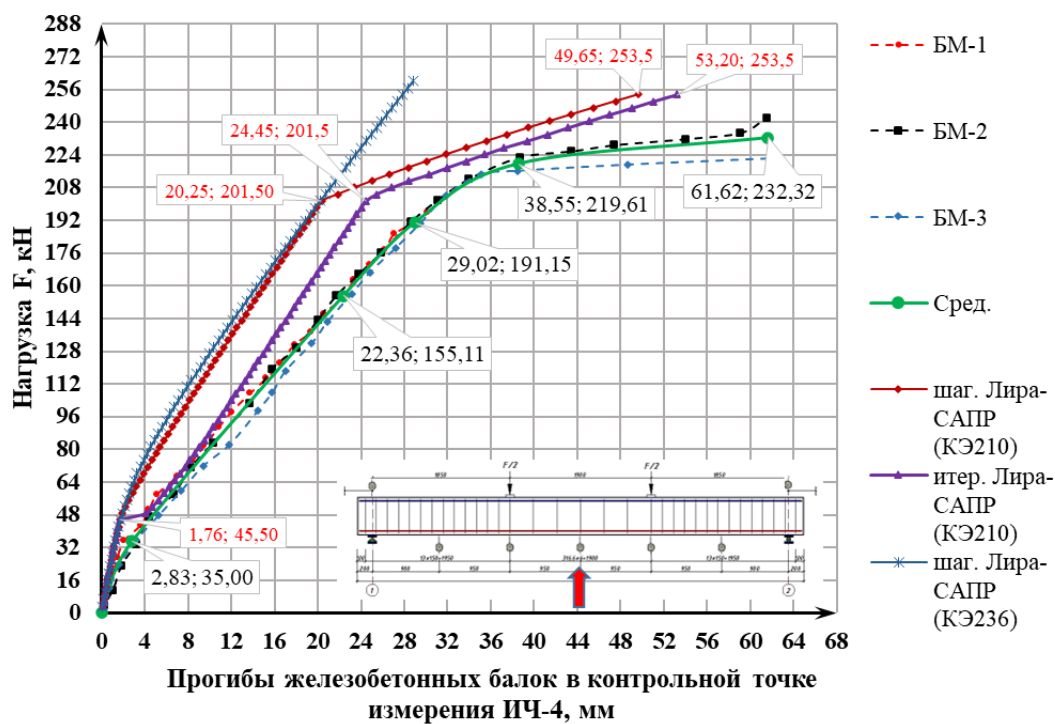


Рисунок 4.42. Зависимость прогиба от нагрузки в сходственной точке ИЧ-4

На рис. 4.43 приведено сопоставление зависимостей ширины раскрытия трещин от нагрузки, полученных по результатам численного моделирования и экспериментальных исследований натурной железобетонной балки в зоне чистого изгиба.

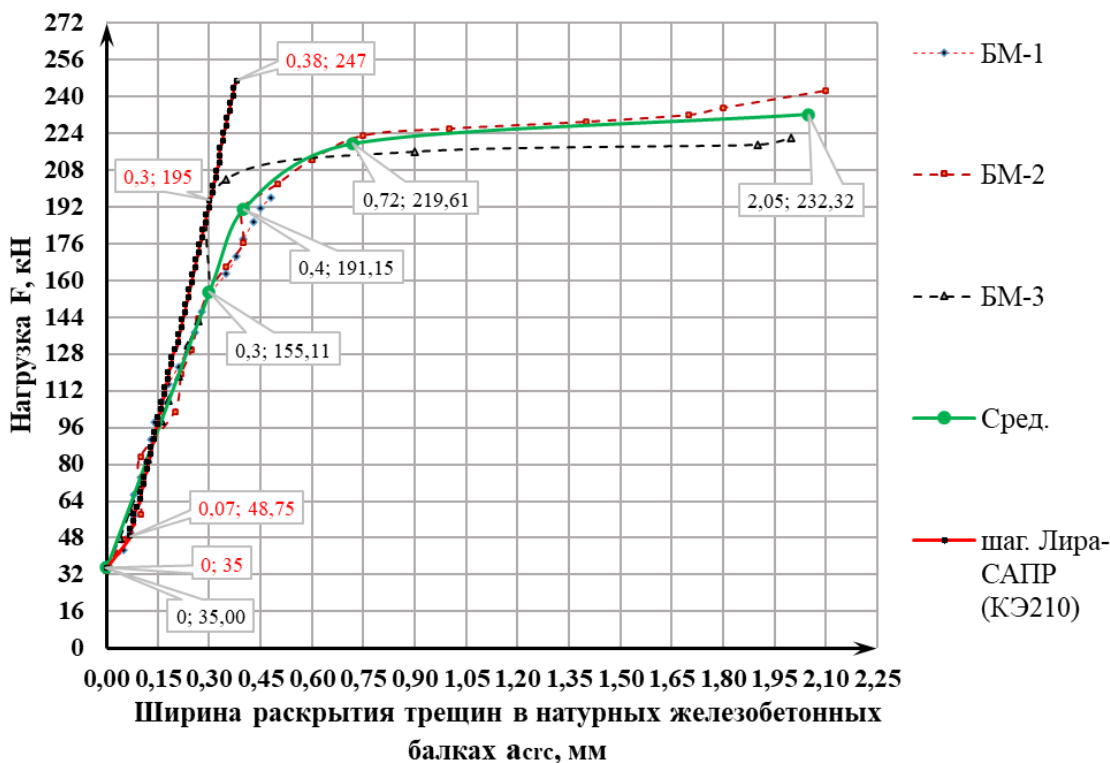


Рисунок 4.43. График зависимости ширины раскрытия трещин от нагрузки

Анализ графика зависимости ширины раскрытия трещин от нагрузки показывает, что до уровня приложенной нагрузки 96 кН расчётные значения хорошо совпадают с экспериментальными данными. Вместе с тем сопоставление графиков зависимости «нагрузка–прогиб» показывает, что при итерационном расчёте в момент достижения в нижней зоне балки предельного сопротивления бетона растяжению происходит резкое изменение деформационного состояния. При данной нагрузке расчётная ширина раскрытия трещин составляет 0,07мм. Характер последующего перехода к нулевым значениям в целом соответствует экспериментальным данным, полученным при нагрузке 35кН.

Проведённые численные исследования натурной железобетонной балки и сопоставление полученных результатов с экспериментальными данными показывают, что учёт неоднородности структуры бетона, а также особенностей совместной работы бетона и арматуры, остаётся одной из актуальных задач совершенствования численных методов расчёта железобетонных конструкций.

4.7. Численное исследование модельной железобетонной балки

Численное моделирование модельной железобетонной балки выполнялось в соответствии с методикой моделирования и анализа, принятой для натурной железобетонной балки. Исходные данные для численного моделирования принимались в соответствии с программой экспериментальных исследований, изложенной в главе 3. Нелинейные свойства бетона и арматурных стержней в расчётной модели учитывались путём задания соответствующих законов деформирования в программном комплексе ЛИРА–САПР 2022 в виде кусочно–линейных зависимостей с использованием закона 14. Параметры указанных зависимостей принимались в соответствии с результатами, приведёнными в параграфах 4.2. Нелинейный расчёт выполнялся методом последовательных нагружений (шаговым методом) и методом последовательных приближений (итерационным методом). Для стержневой и объёмной конечно–элементных моделей задавалось по 80 шагов нагружения. Количество итераций для стержневых элементов принималось равным 300, а для объёмных – 100. Точность сходимости итерационного процесса принималась равной 0,1%.

Исходные данные для стержневого моделирования. Построение стержневой конечно–элементной модели модельной железобетонной балки выполнялось последовательно с использованием возможностей ПК ЛИРА–САПР 2022. В качестве расчётного элемента был принят физически нелинейный универсальный пространственный стержневой конечный элемент КЭ210. При построении стержневой конечно–элементной модели были приняты геометрические, конструктивные и физико–механические характеристики балки, соответствующие экспериментальным данным, полученным при исследовании физической модели железобетонной балки, выполненной на основе теории подобия. Нагрузка на модельную конечно–элементную схему принималась на основе критерия несущей способности и составляла 20кН. Разбиение стержневых элементов осуществлялось таким образом, чтобы узлы расчётной модели соответствовали геометрически подобным сходственным точкам натурной железобетонной балки согласно принятому масштабу моделирования. Для повышения наглядности общая расчётная схема представлена в виде фрагментов, расположенных относительно линии симметрии по длине элемента, и приведена на рис. 4.44.

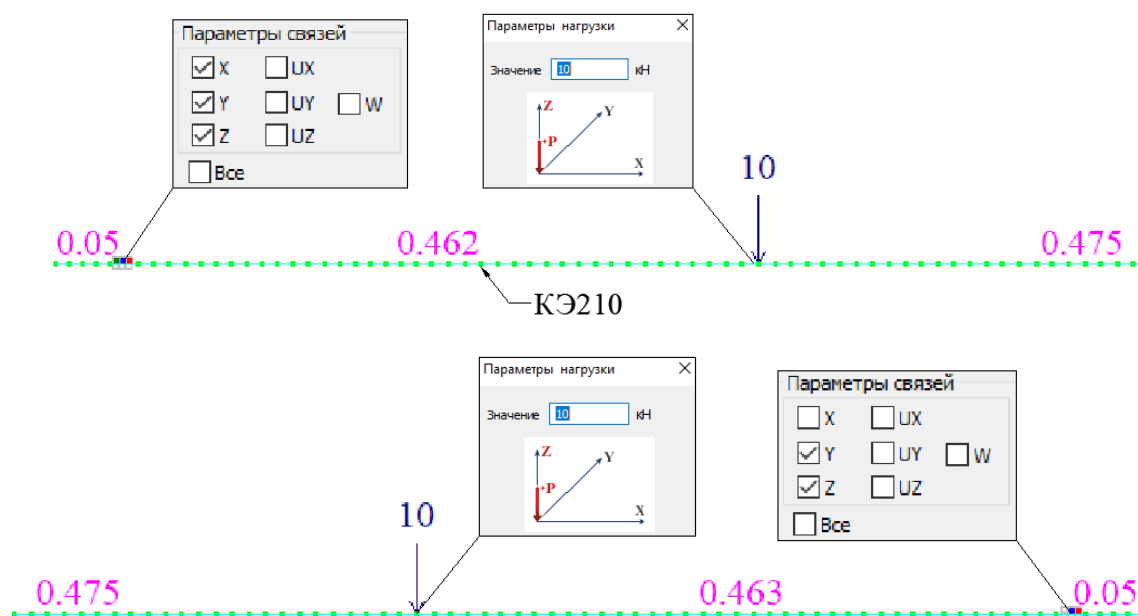


Рисунок 4.44. Стержневая конечно–элементная модель модельной железобетонной балки

На рис. 4.45 - 4.47. Приведены основные этапы задания жесткостных параметров физически нелинейной стержневой модели модельной железобетонной балки в ПК ЛИРА-САПР 2022. Совокупность указанных параметров определяет расчётную модель балки и обеспечивает учёт физической нелинейности материалов.

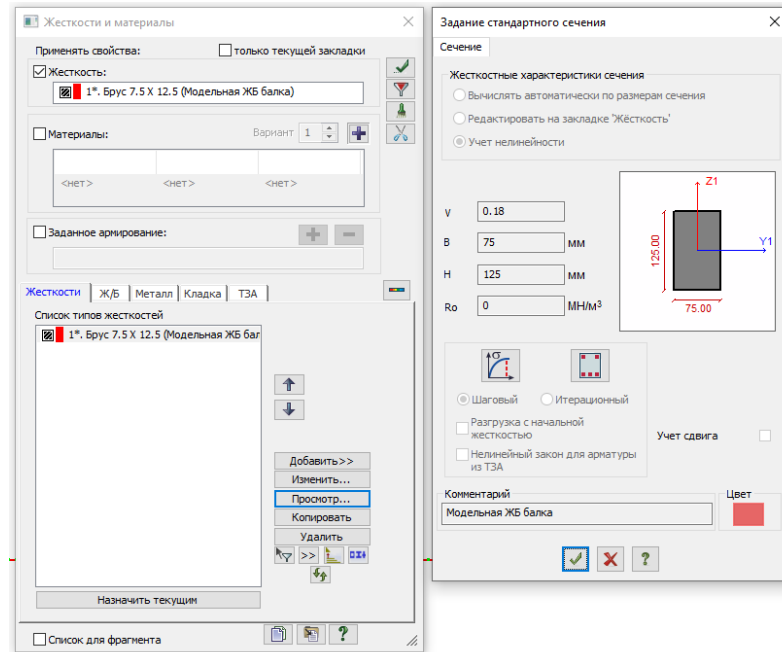


Рисунок 4.45. Геометрических и жёсткостных характеристик поперечного сечения стержневого конечного элемента модельной железобетонной балки

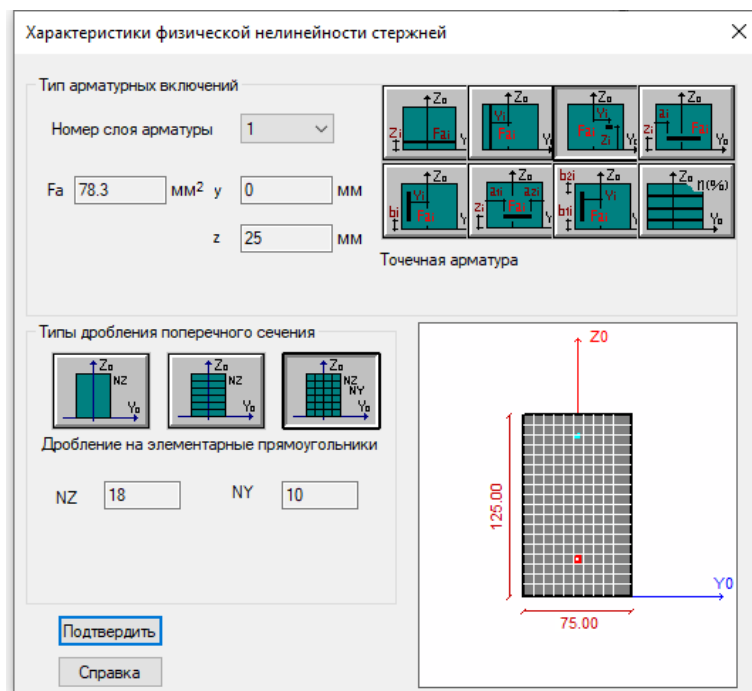


Рисунок 4.46. Параметры армирования и схема разбиения поперечного сечения стержневого конечного элемента модельной железобетонной балки

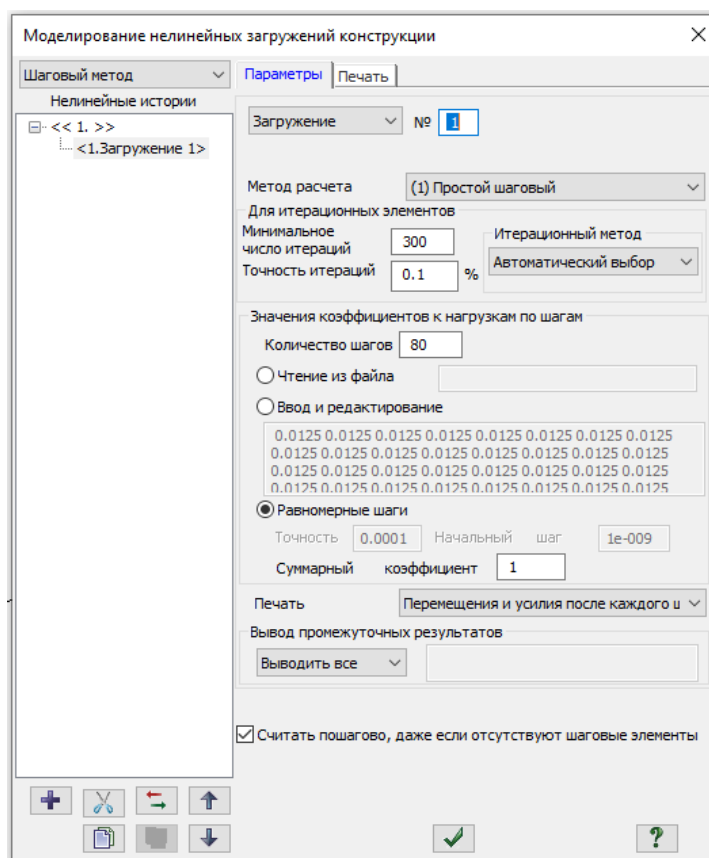


Рисунок 4.47. Окно задание параметров «Моделирование нелинейных нагружений конструкции»

Исходные данные для объёмного конечно–элементного моделирования. При построении объёмной расчётной модели в ПК ЛИРА –САПР бетон задавался с использованием физически нелинейного универсального пространственного восьмиузлового изопараметрического конечного элемента КЭ236, тогда как арматурные стержни моделировались физически нелинейными универсальными пространственными стержневыми конечными элементами КЭ210. Принятая конечно–элементная схема обеспечивала учёт совместной работы бетона и арматуры в составе железобетонной конструкции. Шаг хомутов и расположение верхней и нижней арматуры принимались в соответствии со схемами, приведёнными в главе 3. В принятой расчётной схеме общее количество объёмных и стержневых конечных элементов составляло соответственно 12000 и 492.

На рис. 4.48 приведена объёмно–элементарная модель натурной железобетонной балки, построенная с учётом фактического расположения арматурных стержней.

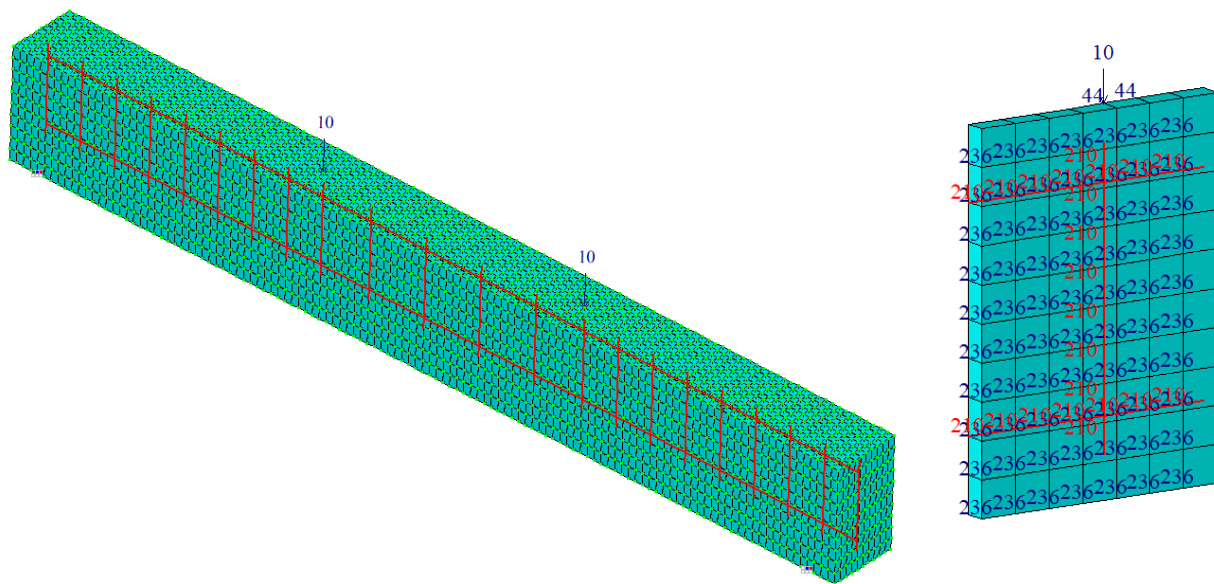


Рисунок 4.48. Объёмно–конечно элементарной модели модельной железобетонной балки

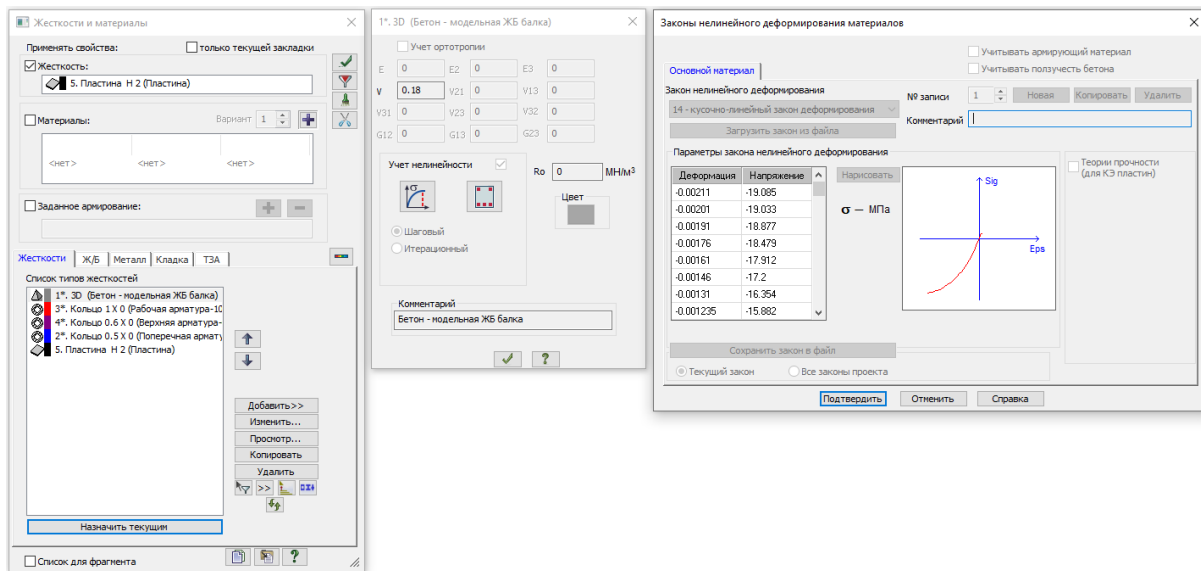


Рисунок 4.49. Закон нелинейного деформирования бетона модельной железобетонной балки

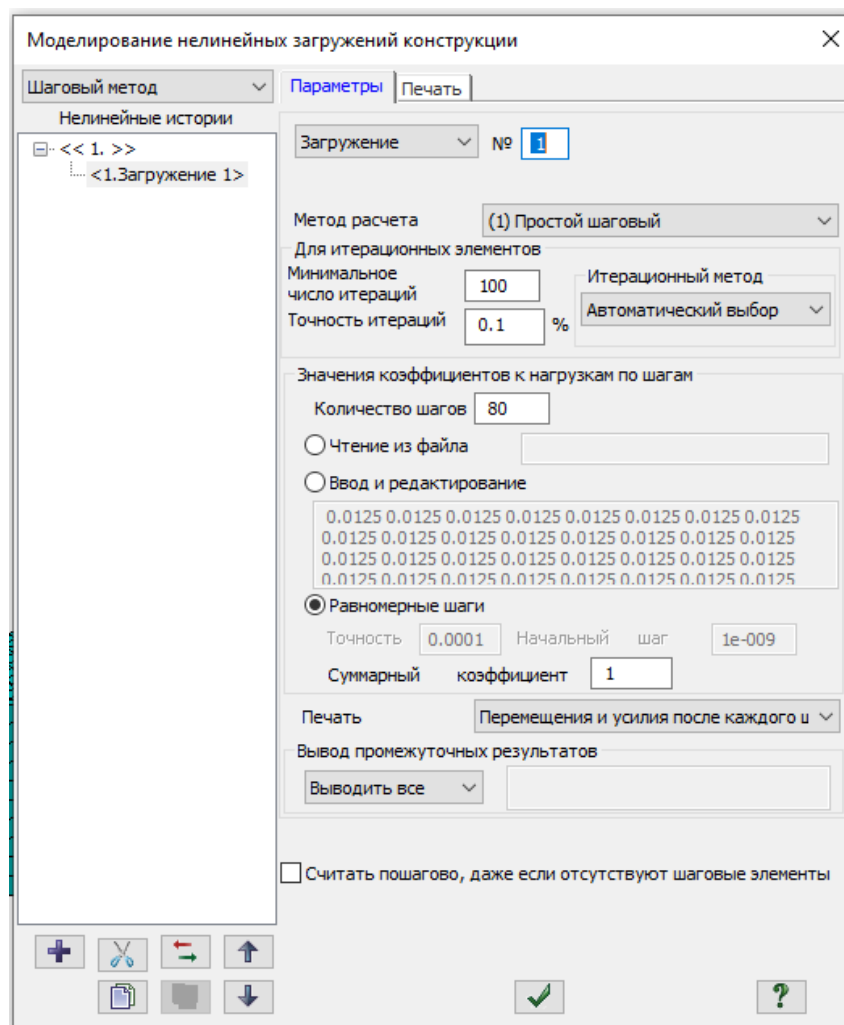


Рисунок 4.50. Окно задание параметров «Моделирование нелинейных загрузок конструкции»

4.8. Результаты численного исследования модельной железобетонной балки при стержневом моделировании

По результатам нелинейного стержневого расчёта методом последовательных нагружений (шаговым методом) на рис. 4.51 - 4.54 представлены основные стадии напряжённо–деформированного состояния модельной железобетонной балки в зоне чистого изгиба. Расчёт методом последовательных приближений (итерационным методом) выполнялся при тех же исходных параметрах расчётной схемы. Результаты, полученные по данной методике, изложены в параграфе 4.10.

А-А
5 $L = 0.0 \text{ м}$ 48 Элемент № 41. Сечение А-А. Загружение 1. 5 % нагрузки

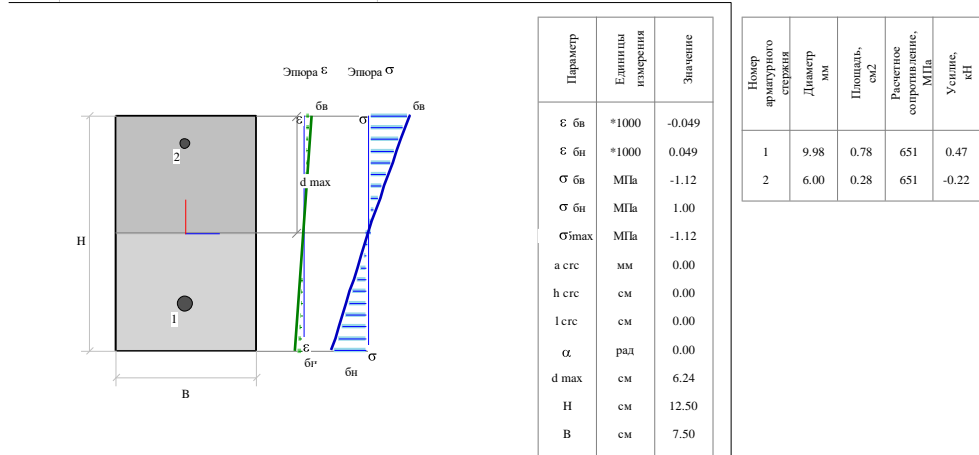


Рисунок 4.51. Первая стадия НДС сечений модельной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P=1\text{кН}$, $M=0.231\text{кН*м}$

А-А
5 $L = 0.0 \text{ м}$ 48 Элемент № 41. Сечение А-А. Загружение 1. 11 % нагрузки

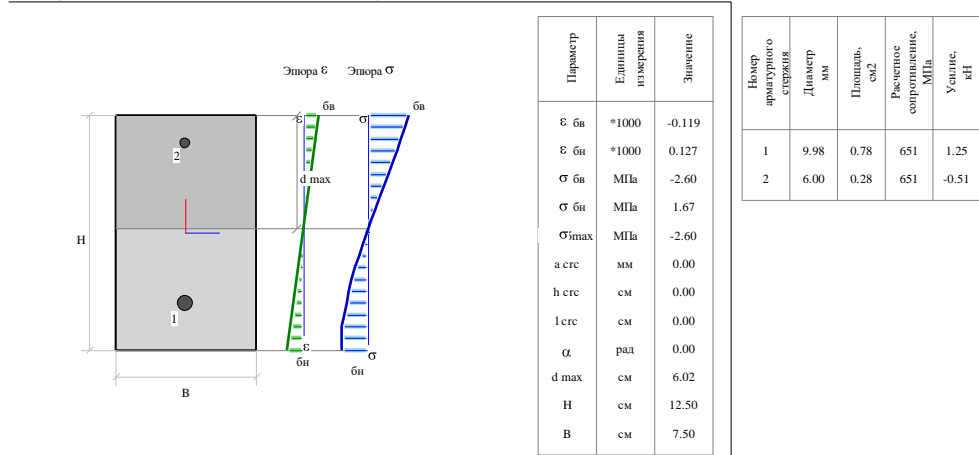


Рисунок 4.52. Первая стадия НДС сечений модельной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P_{\text{crc}}=2.26\text{кН}$, $M_{\text{crc}}=0.52\text{кН*м}$

А-А
5 $L = 0.0 \text{ м}$ 48 Элемент № 41. Сечение А-А. Загружение 1. 13 % нагрузки

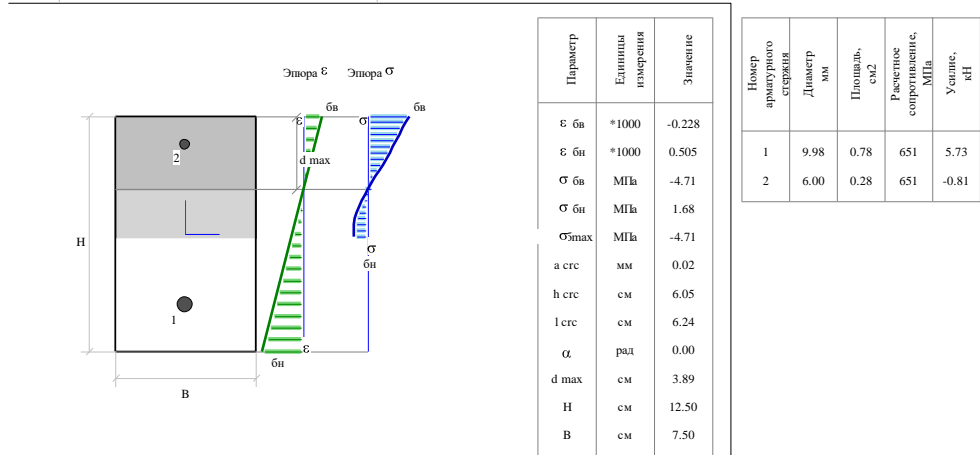


Рисунок 4.53. Вторая стадия НДС сечений модельной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P=2.5\text{кН}$, $M=0,57\text{кН*м}$, $a_{\text{crc}}=0,02\text{мм}$

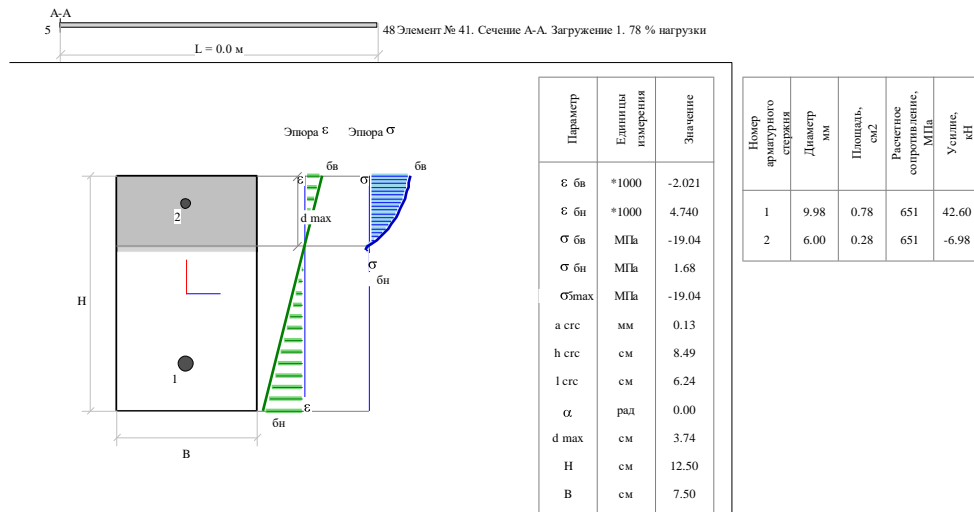


Рисунок 4.54. Третья стадия НДС сечений модельной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P_{ult}=15.5\text{кН}$, $M_{ult}=3.58\text{кН}\cdot\text{м}$, $a_{crc}=0,13\text{мм}$

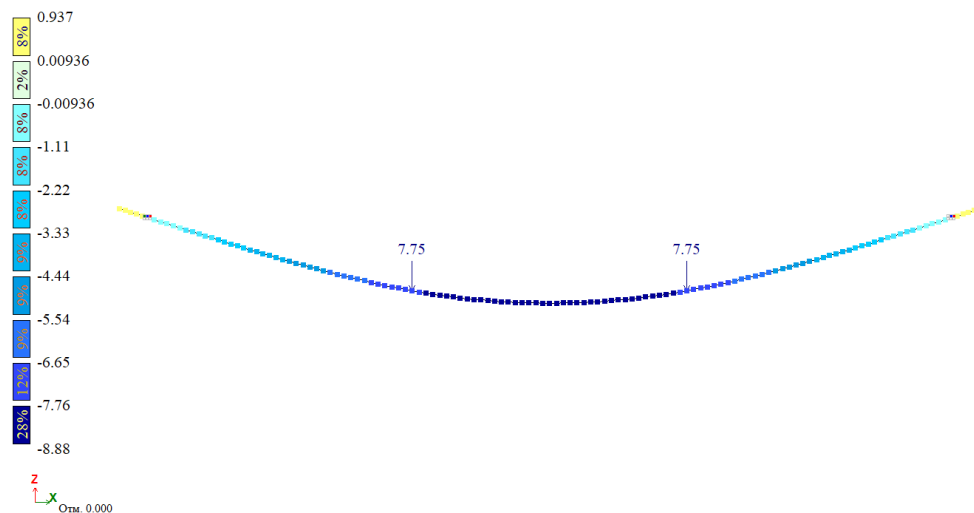


Рисунок 4.55. Картина деформирования натурной железобетонной балки при нагрузке $P_{ult}=15.50\text{кН}$

Представленные данные отражают изменение напряжённо–деформированного состояния в сечениях рассматриваемого конечного элемента на различных этапах нагружения – от упругой стадии до стадии разрушения материала – с учётом фактических законов деформирования бетона и арматуры.

По результатам численного моделирования момент образования трещин в модельной железобетонной балке соответствует нагрузке $P_{crc}=2.26\text{кН}$ и изгибающему моменту $M_{crc}=0,52\text{кН}\cdot\text{м}$. На данной стадии в нижней зоне сечения наблюдается достижение предельных значений напряжений и деформаций бетона растяжению, что свидетельствует о начале процесса трещинообразования в растянутой зоне балки.

Анализ результатов численного моделирования позволил оценить работу натурной железобетонной балки по первому и второму предельным состояниям.

По первому предельному состоянию несущая способность балки достигается при нагрузке $P_{ult}=15.5\text{кН}$ и изгибающем моменте $M_{ult}=3.58\text{ кН*м}$. При этом напряжения в верхней зоне бетонного сечения достигают $19,04\text{ МПа}$, а относительные деформации составляют $0,002$. Усилие в рабочих арматурных стержнях равно $42,60\text{кН}$, что соответствует напряжению 544МПа и свидетельствует о достижении арматурой предела текучести. Прогиб балки при указанном уровне нагружения составляет $8,88\text{мм}$.

По второму предельному состоянию установлено, что ширина раскрытия трещин $a_{crс}=0,11\text{мм}$ соответствует нагрузке $P=13\text{кН}$. При данном уровне нагружения прогиб балки составляет $6,38\text{мм}$, что в относительном выражении соответствует величине $1/220$ от пролёта балки.

По результатам расчета методом последовательных приближений (итерационным методом) момент образования трещин в модельной железобетонной балке соответствует нагрузке $P_{crс}=2.5\text{кН}$ и изгибающему моменту $M_{crс}=0,58\text{кН*м}$.

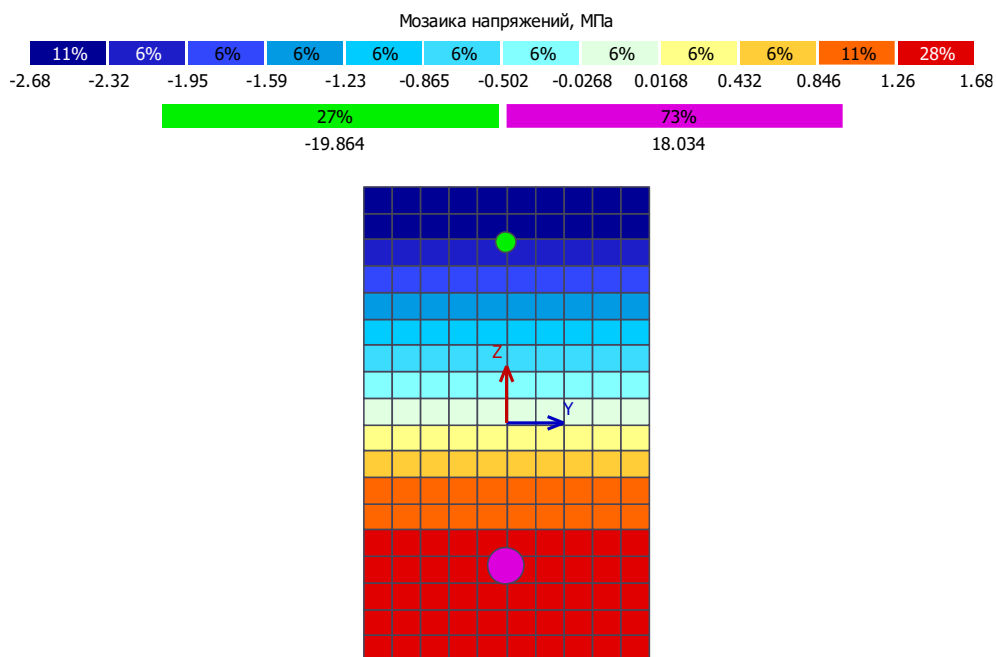


Рисунок 4.56. Вторая стадия НДС сечений модельной железобетонной балки в зоне чистого изгиба при нагрузке $P_{crс}=2.5\text{кН}$, $M_{crс}=0,58\text{кН*м}$

По первому предельному состоянию несущая способность балки достигается при нагрузке $P_{ult}=16.24\text{кН}$ и изгибающем моменте $M_{ult}=3.77\text{кН*м}$. При этом напряжения в верхней зоне бетонного сечения достигают $18,9\text{МПа}$, а относительные деформации составляют $0,0019$. Напряжение в рабочих арматурных стержнях равно 551МПа и свидетельствует о достижении арматурой предела текучести. Прогиб балки при указанном уровне нагружения составляет $11,1\text{мм}$.

При нагрузке $P=13\text{кН}$ прогиб балки составляет $7,31\text{мм}$. Определение ширины раскрытия трещин в рамках данной методики расчёта не представляется возможным. При указанном уровне нагружения прогиб в относительном выражении соответствует величине $1/191$ от пролёта модельной балки.

Анализ совокупности полученных численных результатов показывает, что физически нелинейный расчёт модельной железобетонной балки, выполненный методом последовательных приближений (итерационным методом), обеспечивает результаты, близкие к экспериментальным данным.

4.9. Результаты численного исследования модельной железобетонной балки при объёмном моделировании

В данном параграфе приведены результаты объёмного моделирования модельной железобетонной балки на тех же стадиях нагружения, которые были рассмотрены в параграфе 4.8. На рисунках 4.57–4.62 представлены изополя перемещений, распределение напряжений и усилия в арматурных стержнях, соответствующие каждой стадии нагружения.

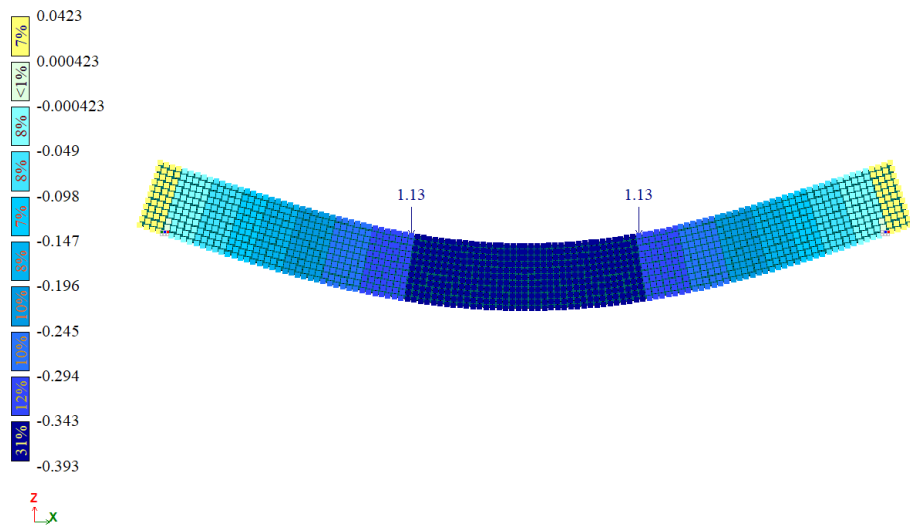


Рисунок 4.57. Изополя деформирования балки (мм) при нагрузке $P=2.26\text{кН}$

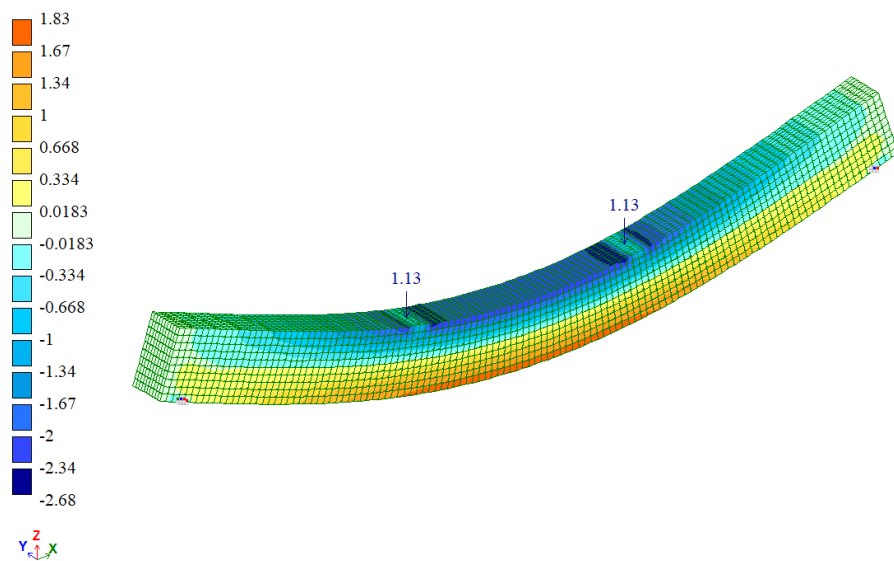


Рисунок 4.58. Изополя напряжений N_x (МПа) при нагрузке $P_{cr}=2.26\text{кН}$

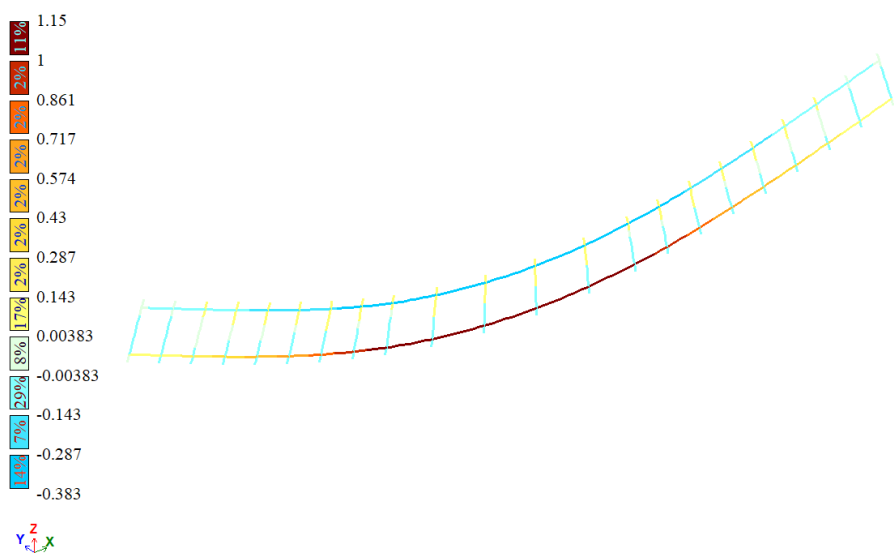


Рисунок 4.59. Изополя усилия арматурных стержней (кН) при нагрузке $P_{cr}=2.26\text{кН}$

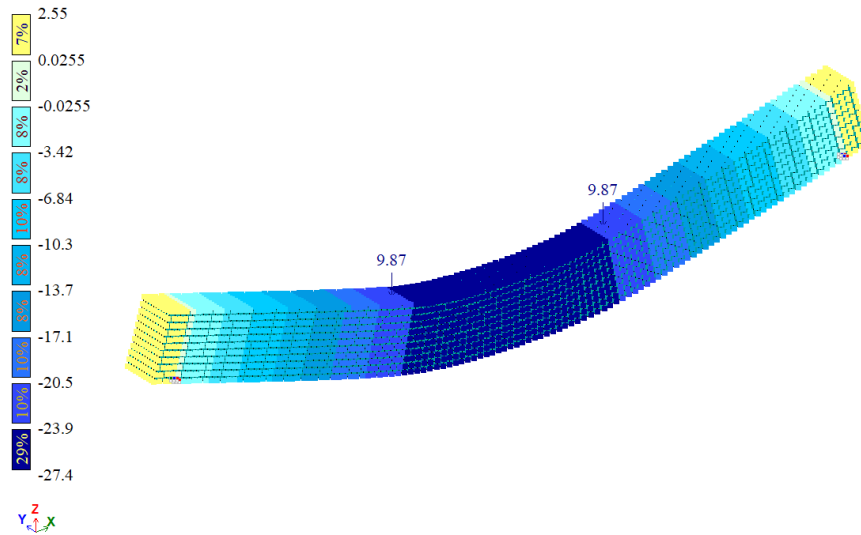


Рисунок 4.60. Изополю деформирования балки (мм) при нагрузке $P_{ult}=19.74\text{кН}$

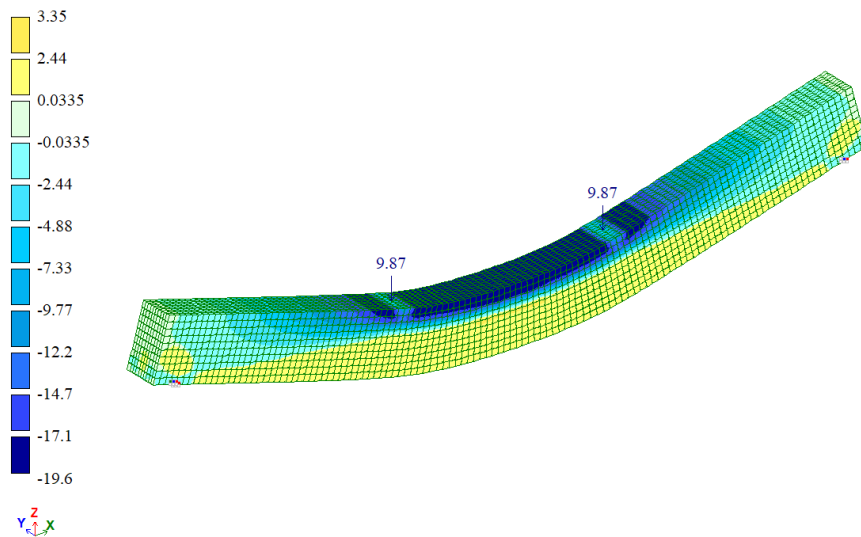


Рисунок 4.61. Изополю напряжений N_x (МПа) при нагрузке $P_{ult}=19.74\text{кН}$

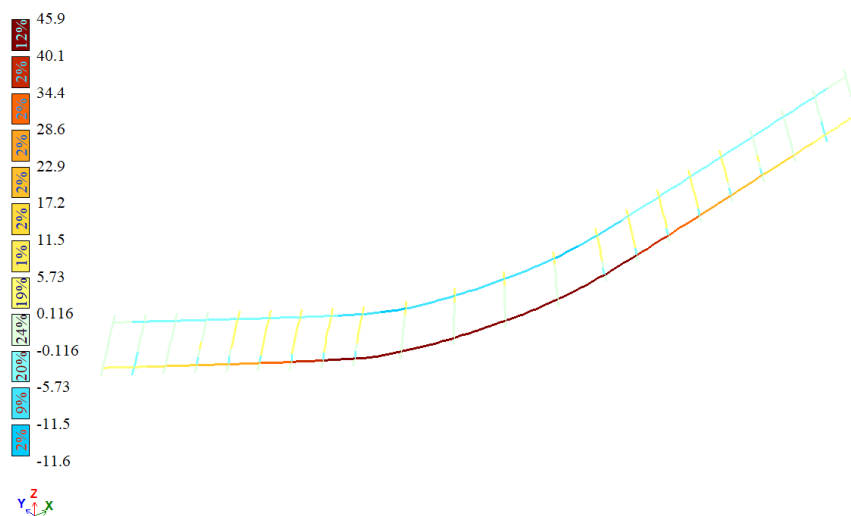


Рисунок 4.62. Изополю усилия арматурных стержней (кН) при нагрузке $P_{ult}=19.74\text{кН}$

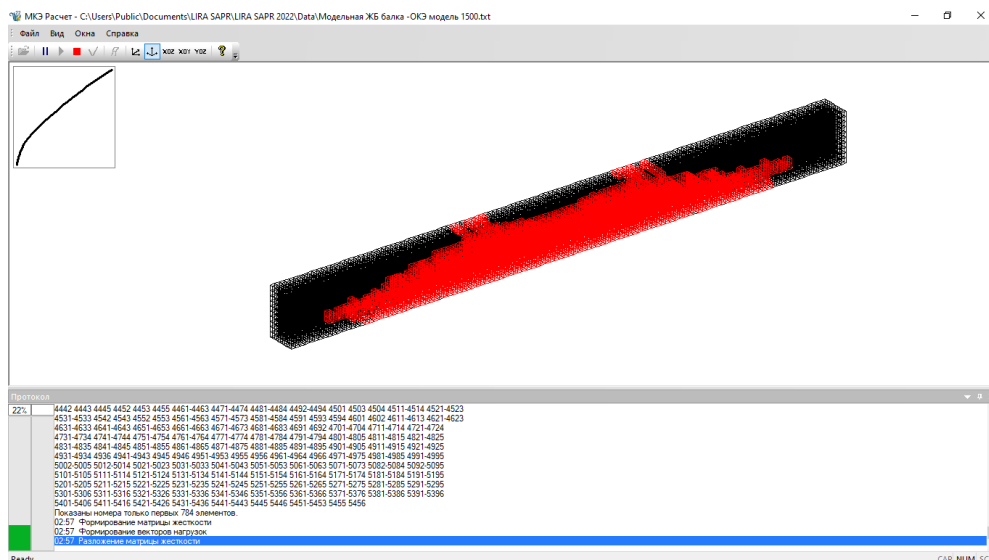


Рисунок 4.63. Картина распределения трещин модельной железобетонной балки

По результатам численного моделирования модельной железобетонной балки с использованием объёмных конечных элементов установлено, что момент образования трещин соответствует нагрузке $P_{cr} = 2.26 \text{ кН}$ (рис. 4.58). На данной стадии в нижней зоне сечения достигаются предельные значения напряжений, соответствующие сопротивлению бетона растяжению, что указывает на начало трещинообразования в растянутой зоне балки. Максимальное перемещение в средней зоне балки составляет $0,39 \text{ мм}$ (рис. 4.57). Усилия, воспринимаемые рабочей арматурой, равны $1,15 \text{ кН}$ (рис. 4.59).

При нагрузке $P = 13 \text{ кН}$ прогиб балки составляет $7,08 \text{ мм}$. Определение ширины раскрытия трещин в рамках данной методики расчёта не представляется возможным. При указанном уровне нагружения прогиб в относительном выражении соответствует величине $1/198$ от пролёта модельной балки.

По результатам численного моделирования модельной железобетонной балки с использованием объёмных конечных элементов установлено, что предельное состояние по несущей способности достигается при нагрузке $P_{ult} = 19.74 \text{ кН}$ (рис.4.61). На данной стадии в сжатой зоне бетонного сечения достигаются предельные значения напряжений, соответствующие принятому закону деформирования бетона. Усилие, воспринимаемое рабочей арматурой, составляет 45.9 кН (рис.4.62). Прогиб балки при данном уровне нагружения составляет $27,4 \text{ мм}$ (рис.4.60).

Картина трещинообразования, полученная по результатам численного расчёта, в целом соответствует характеру трещинообразования, выявленному в ходе экспериментальных исследований моделей железобетонных балок. Анализ результатов объёмного моделирования показывает, что в ПК ЛИРА–САПР 2022 работа бетона и арматуры на участках между трещинами учитывается ограниченно. По мере достижения предельных параметров соответствующие зоны исключаются из расчётной работы, что оказывает влияние на характер перераспределения усилий в конструкции (рис.4.63).

4.10. Сравнительный анализ экспериментальных и численных результатов модельной железобетонной балки

В данном параграфе сопоставление результатов осуществлено по основным параметрам напряжённо–деформированного состояния, включая прогибы и ширину раскрытия трещин, на различных стадиях нагружения – от упругой стадии до стадии разрушения конструкции. Результаты сравнения численных и экспериментальных данных в сходственных точках приведены в табл. 4.16.

Таблица 4.16. – Сравнение численных результатов с экспериментальными данными

Эксперимент (натурная жб.б)		Численный расчёт (Лира–САПР 2022)				Погрешность, %			
F_m , кН	f_m , мм	$F_{чис.р.}$, кН	$f_{чис.р.}$, мм			$F_{чис.р.}/F_m$	шаг. КЭ210	итер. КЭ210	шаг. КЭ236
			шаг. КЭ210	итер. КЭ210	шаг. КЭ236				
в точки измерения ИЧ–2									
2.53	0.27	2.50	0.21	0.21	0.22	1.19	–28.57	–28.57	–22.73
13.07	3.33	13	3.01	3.50	3.08	0.54	–10.63	4.86	–8.12
16.24	4.35	16.25	4.76	5.16	4.31	–0.06	8.61	15.70	–0.93
19.03	5.83	19	–	–	6.45	0.16	–	–	9.61
19.72	10.28	19.75	–	–	11.47	–0.15	–	–	10.37
в точки измерения ИЧ–3									
2.53	0.47	2.50	0.38	0.38	0.39	1.19	–23.68	–23.68	–20.51
13.07	5.88	13	5.48	6.31	5.96	0.54	–7.30	6.81	1.34

16.24	7.66	16.25	8.82	9.44	8.40	-0.06	13.15	18.86	8.81
19.03	10.4	19	-	-	12.73	0.16	-	-	18.30
19.72	19.15	19.75	-	-	23.03	-0.15	-	-	16.85
в точки измерения ИЧ-4									
2.53	0.53	2.50	0.44	0.45	0.45	1.19	-20.45	-17.78	-17.78
13.07	6.77	13	6.37	7.30	7.07	0.54	-6.28	7.26	4.24
16.24	8.80	16.25	10.36	11.04	9.91	-0.06	15.06	20.29	11.20
19.03	12.31	19	-	-	15.02	0.16	-	-	18.04
19.72	25.02	19.75	-	-	27.36	-0.15	-	-	8.55

Для сопоставления результатов численного моделирования и экспериментальных исследований физические модели железобетонных балок на рис. 4.64 - 4.66 представлены графики зависимости прогиба балки от нагрузки в сходственных точках ИЧ-2, ИЧ-3 и ИЧ-4.

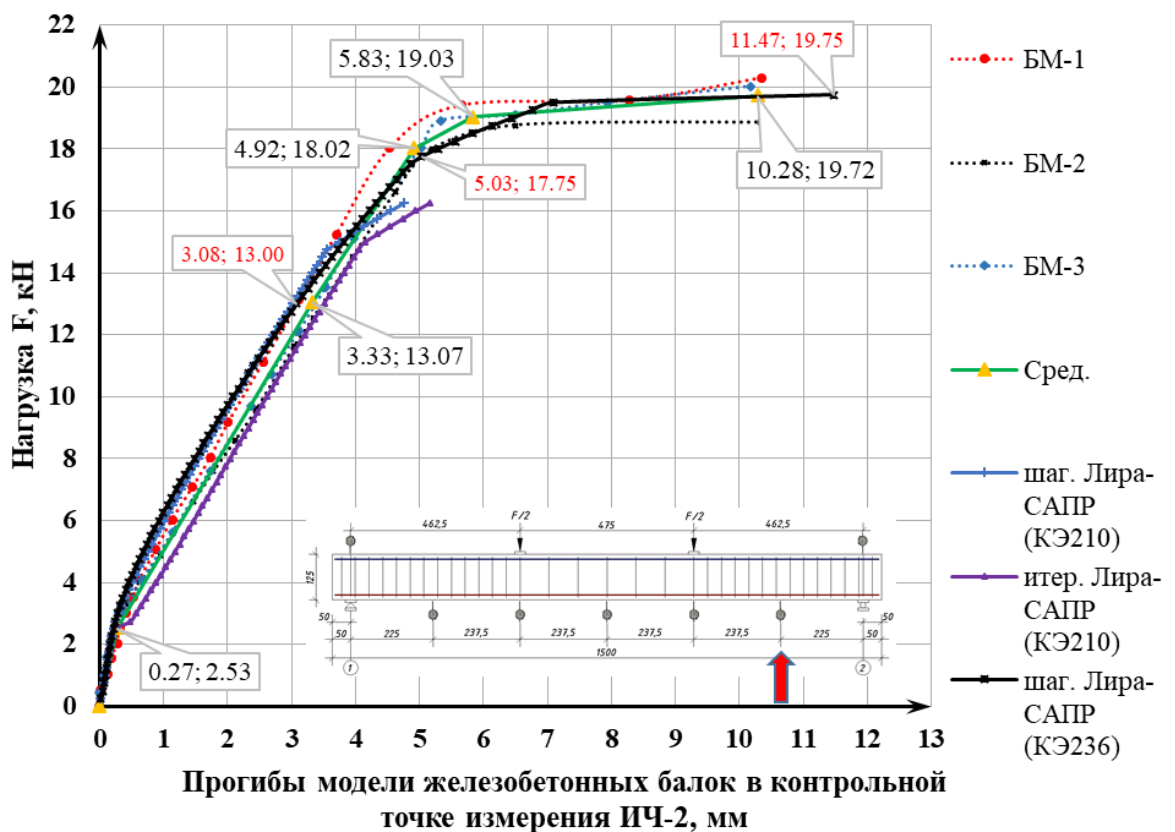


Рисунок 4.64. Зависимость прогиба от нагрузки в сходственной точке ИЧ-2

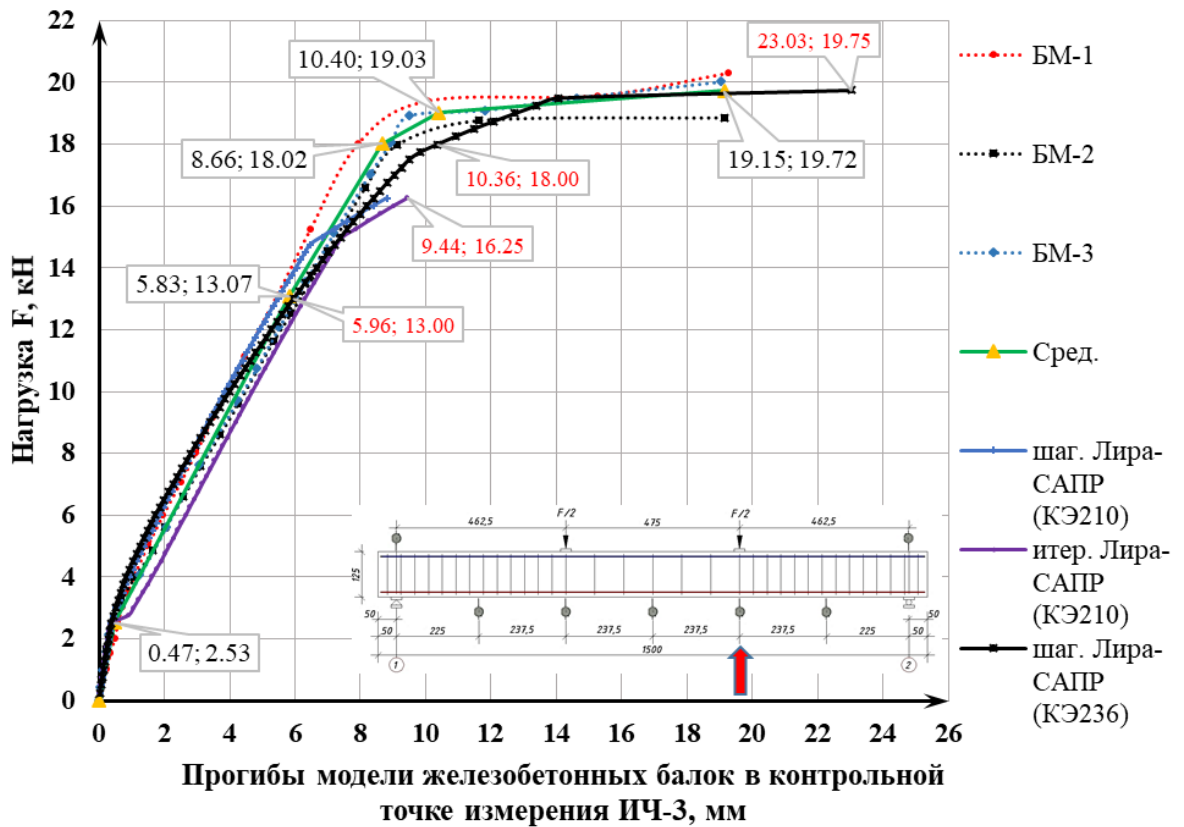


Рисунок 4.65. Зависимость прогиба от нагрузки в сходственной точке ИЧ-3

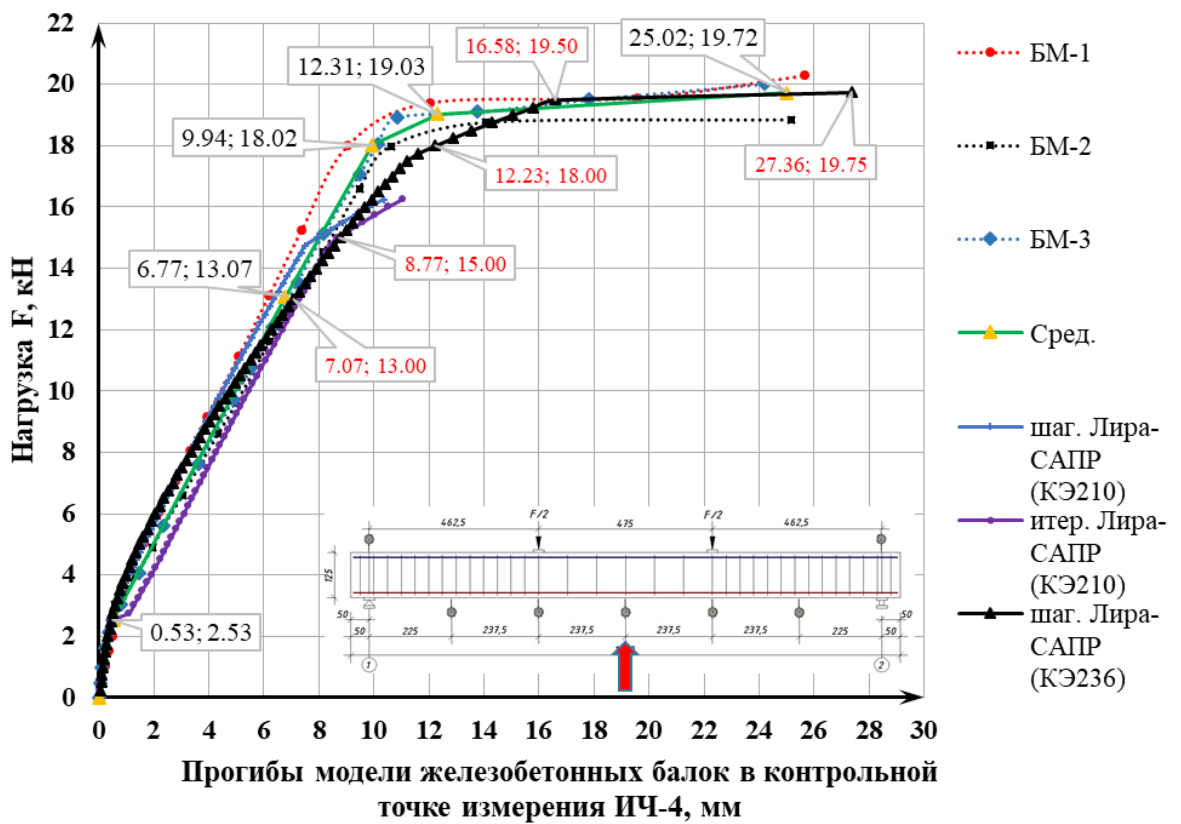


Рисунок 4.66. Зависимость прогиба от нагрузки в сходственной точке ИЧ-4

Анализ численных и экспериментальных значений прогибов модельных железобетонных балок в трёх контрольных точках показал удовлетворительную степень согласованности полученных результатов. По данным анализа напряжённо–деформированного состояния и прогибов установлено, что до уровня нагружения, равного 80% от разрушающей нагрузки, численный расчёт балки, выполненный методами последовательного нагружения (шаговым методом) и последовательных приближений (итерационным методом), адекватно отражает её фактическую работу, установленную в ходе экспериментальных исследований.

Для оценки НДС моделей железобетонных балок от упругой стадии до стадии разрушения численным расчетом ПК Лира–САПР 2022 объёмными конечными элементами КЭ236 с учетом физической нелинейности материалов отражает полную работу конструкции.

На рис. 4.67 приведено сопоставление зависимостей ширины раскрытия трещин от нагрузки, полученных по результатам численного моделирования и экспериментальных исследований модельной железобетонной балки в зоне чистого изгиба.

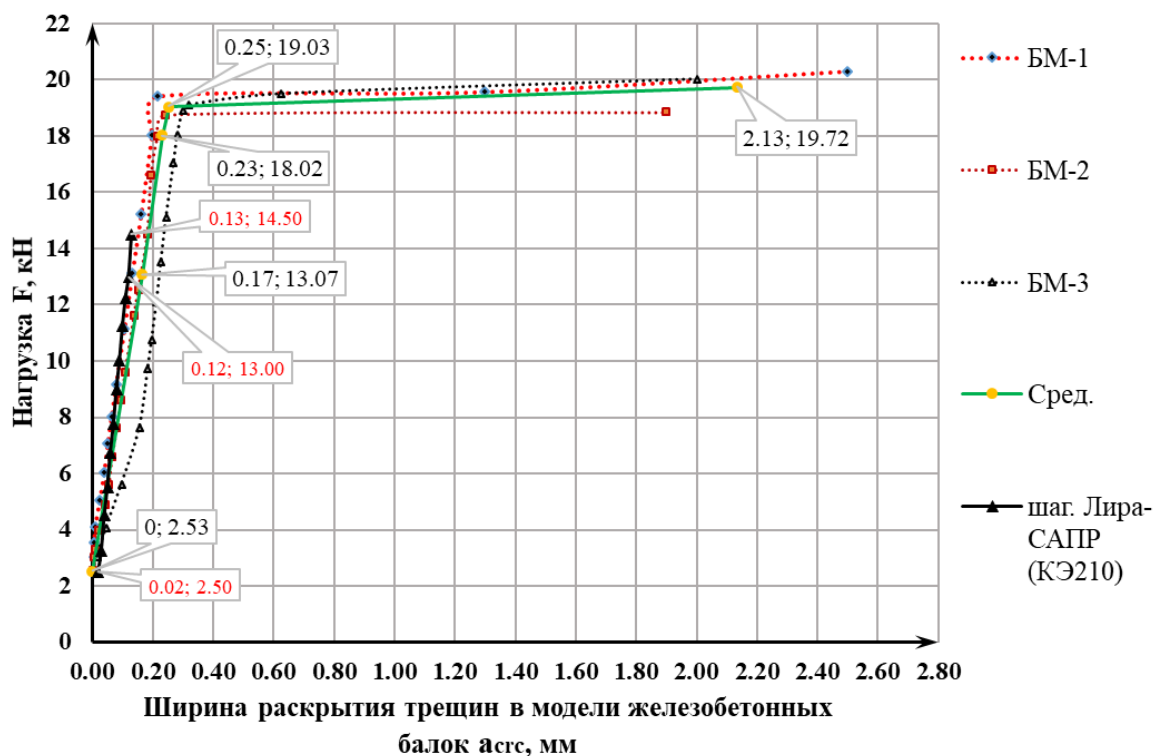


Рисунок 4.67. График зависимости ширины раскрытия трещин от нагрузки

Выводы по четвёртой главе

1. Обоснован подход к численному моделированию натуральных и модельных железобетонных балок с учётом фактических физико-механических характеристик материалов, реализованный в программном комплексе ЛИРА-САПР 2022 в физически нелинейной постановке с применением кусочно-линейного закона деформирования.

2. Для детального анализа напряжённо-деформированного состояния железобетонных балок при действии статической нагрузки применены стержневая и объёмная конечно-элементные модели. Нелинейный расчёт выполнялся методом последовательных нагружений (шаговым методом) и методом последовательных приближений (итерационным методом).

3. По результатам численного исследования установлено, что стержневое моделирование натурной железобетонной балки в нелинейной постановке с использованием конечного элемента КЭ210 и метода последовательных приближений (итерационного метода) позволяет получить параметры напряжённо-деформированного состояния, близкие к экспериментальным данным.

4. Установлено, что нелинейное численное моделирование модельной железобетонной балки объёмным конечным элементом КЭ236 и метода последовательных нагружений (шагового метода) позволяет получить параметры напряжённо-деформированного состояния, близкие к экспериментальным данным.

5. При современном многообразии и сложности железобетонных конструкций и конструктивных систем, в конечном счете, необходим переход на качественно новый уровень в проектировании (после проведения необходимых верификационных расчетов всех классов задач).

6. На основании выполненного анализа дальнейшее совершенствование расчётных методов целесообразно осуществлять в направлении разработки и внедрения специализированных объёмных конечных элементов, позволяющих

учитывать физико–механические процессы, протекающие в реальной неоднородной структуре бетона.

7. Техничко-экономическая оценка показала, что применение модельных железобетонных балок обеспечивает существенное снижение затрат на проведение экспериментальных исследований. Согласно выполненному сметному расчёту в рамках данной диссертационной работы, суммарные затраты на изготовление модельных образцов составляют 2,19% от затрат на изготовление натуральных балок, что подтверждает экономическую эффективность физического моделирования при сохранении научной достоверности получаемых результатов.

Заключение

1. Разработана структурная схема физического моделирования железобетонных конструкций на основе принципов теории подобия, позволяющая систематизировать процесс моделирования и повысить обоснованность прогнозирования напряжённо-деформированного состояния железобетонных элементов.

2. В качестве базового объекта для проверки масштабного перехода использованы результаты натуральных испытаний железобетонных балок, по которым определены стадии НДС работы конструкции: образование трещин, достижение предельной ширины их раскрытия, нелинейное деформирование и разрушение. Указанные уровни приняты как эталонные при сопоставлении с прогнозной оценкой работы натурной балки, полученной по данным модельных испытаний с соблюдением принципов теории подобия.

3. Установлено, что после образования трещин железобетонная балка переходит в область нелинейного деформирования с изменением жёсткости сечения, поэтому перенос нагрузки и прогиба целесообразно выполнять по предлагаемому комплексному коэффициенту подобия. Средняя погрешность масштабного перехода в момент образования трещин составила 5,40% по нагрузке и 6,27% по прогибу, а после образования трещин - соответственно 3,87% и 7,22%. Полученные значения подтверждают корректность применения комплексного коэффициента подобия для прогнозной оценки работы натурной железобетонной балки от упругой стадии до стадии разрушения на основе данных модельных испытаний.

4. Экспериментально установлено, что использование комплексного коэффициента подобия при определении эквивалентного изгибающего момента натурной железобетонной балки обеспечивает среднюю погрешность масштабного перехода 4,6% на всех рассматриваемых стадиях работы конструкции.

5. Установлено, что предельная ширина раскрытия трещин 0,30мм, принимаемая в качестве предельно допустимой для натуральных железобетонных конструкций, не может быть без соответствующего масштабного пересчёта применена к модельным балкам, поскольку при масштабе моделирования 1:4 указанная величина соответствует стадии предельного состояния и фактически

характеризует разрушение элемента. В связи с этим обоснована необходимость моделирования ширины раскрытия трещин как отдельного параметра напряжённо-деформированного состояния модельной железобетонной балки.

6. На основе выявленной экспериментальной закономерности, изложенной в пункте 5, предложена эмпирическая зависимость для определения эквивалентной ширины раскрытия трещин в модельных железобетонных балках. Установлено, что предельному значению ширины раскрытия трещин для модельных железобетонных балок в рамках диссертационной работы соответствует величина 0,16мм; при этом погрешность относительно экспериментальных данных составила 5,88 %.

7. Техничко-экономическая оценка показала, что применение модельных железобетонных балок обеспечивает существенное снижение затрат на проведение экспериментальных исследований. Согласно выполненному сметному расчёту в рамках данной диссертационной работы, суммарные затраты на изготовление модельных образцов составляют 2,19% от затрат на изготовление натуральных балок, что подтверждает экономическую эффективность физического моделирования при сохранении научной достоверности получаемых результатов.

8. Установлено, что применение стержневого КЭ210 и объёмного КЭ236 при нелинейном численном моделировании соответственно натуральных и модельных железобетонных балок с учётом фактических характеристик материалов обеспечивает получение параметров напряжённо-деформированного состояния, близких к экспериментальным данным. Использование метода последовательных приближений в стержневой модели натурной балки и метода последовательных нагружений в объёмной модели модельной балки позволило достоверно отразить работу конструкций в физически нелинейной постановке.

9. Численным методом подтверждена достоверность разработанной эмпирической формулы для прогнозирования ширины раскрытия трещин в натуральных железобетонных балках по данным модельных испытаний. Полученные результаты подтверждают возможность применения данной зависимости для оценки трещиностойкости конструкций при физическом моделировании.

Рекомендации по практическому использованию результатов

Предложенные в диссертационной работе материалы и методики позволяют исследовать железобетонные конструкции в модельном виде при соблюдении принципов теории подобия с целью прогнозирования напряжённо-деформированного состояния натурной конструкции. Разработанный подход может быть использован для изучения работы узлов монолитных железобетонных конструкций, а также элементов, поведение которых не имеет точного аналитического решения.

Методика проведения модельных испытаний железобетонных балок, а также порядок определения физико-механических характеристик бетона и арматуры могут быть использованы при проведении лабораторных занятий по дисциплине «Железобетонные конструкции», а также при выполнении научно-исследовательских работ в области экспериментального изучения строительных конструкций.

Предложенные подходы к физически нелинейному численному расчёту методом последовательных нагружений (шаговым методом) и методом последовательных приближений (итерационным методом), могут быть использованы при обследовании зданий и сооружений для оценки фактического состояния конструкций на основе проверочных расчётов с учётом действующих нагрузок.

С учётом роста численности населения Республики Таджикистан, увеличения доли городского населения, необходимости рационального использования земельных участков и высокой сейсмической активности территории при разработке проектных решений для уникальных, высотных, крупнопролётных и ответственных зданий и сооружений, предпроектной стадии испытание физических моделей на основе принципов теории подобия является перспективным направлением. Особое значение предлагаемой методики позволяет предварительно оценить напряжённо-деформированное состояние, характер работы конструктивной системы и обоснованность принимаемых проектных решений в условиях плотной городской застройки и повышенных требований к сейсмостойкости.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Алабужев П. М., Геронимус В. В., Минкевич Л. М., Шеховцов Б. А. Теория подобия и размерностей. Моделирование. М.: Высш. шк., 1968. 206 с.
2. Александров А.Я., Ахметзянов М. Х. Поляризационно – оптические методы механики деформируемого тела. – М. Наука, 1973. – 576 с.
3. Александров А. П., Журков С. Н. Явление хрупкого разрыва. – М.; Л.: ГТТИ, 1933. – 50 с.
4. Алтухов В.Л., Шапошников В.Ф. О перестройке мышления: философско – методологические аспекты. М., 1988. – 64 с.
5. Амаян Р.О. Некоторые задачи статистического моделирования строительных конструкций: автореф. дис. канд. техн. наук. – Ереван: Ереванский политехнический институт, 1969. – 20 с.
6. Арленинов П. Д., Крылов С. Б. Современное состояние нелинейных расчетов железобетонных конструкций //Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2017. – №. 3. – С. 50 – 53.
7. Архипов В. А., Березиков А. П. Основы теории инженерно – физического эксперимента. Томск: Томск политехнич. ун – т, 2008. 206 с.
8. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона / И.Н. Ахвердов – М.:Стройиздат, 1981. – 464 с. – Киев, 1982. – Вып. 41. – С. 124 – 128.
9. Байков В.Н. Железобетонные конструкции [Текст] / Байков В.Н., Сигалов Э.Е. // Общий курс. 5 – е издание, переработанное и дополненное. Москва – Стройиздат,1991. 767с.
10. Бамбура А.Н. Диаграмма «напряжения – деформации» для бетона при центральном сжатии. Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона: Сб. трудов. – Ростов – на – Дону: РИСИ, 1980. – С. 19 – 22.
11. Берг О.Я. Исследование прочности и деформаций бетона при двухосном сжатии / О.Я. Берг, Н.В. Смирнов // Исследование прочности и

долговечности бетона транспортных сооружений. – М.: Транспорт, 1966. – С. 79 – 108.

12. Бидный Г.Р. Расчёт железобетонных конструкций методом конечных элементов / Г.Р. Бидный – Кишинев: Штиинца, 1979. – 224 с.

13. Блохина Н. С. Проблема учета физической нелинейности при расчете строительных конструкций // Вестник МГСУ. 2011. №6. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/problema-ucheta-fizicheskoy-nelineynosti-pri-raschete-stroitelnyh-konstruktsiy-1> (дата обращения: 14.01.2026).

14. Болотин В. В. Изменчивость пределов прочности хрупких материалов и её связь с масштабным фактором // Строительная механика и расчёт сооружений. – 1960. – № 4. – С. 1 – 7.

15. Бондаренко В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко – М :Стройиздат, 1982. – 287 с.

16. Бриджмен П. Анализ размерностей. Ижевск: НИЦ «Регулярная и хаотическая динамика», 2001, 148с.

17. Веников В.А., Веников Г.В. Теория подобия и моделирования. – М.: Высшая школа, 1984 – 439 с.

18. Гвоздев А.А. К вопросу о теории железобетона / А.А. Гвоздев // Бетон и железобетон. – 1980. – № 4. – С. 18 – 20.

19. Гвоздев А.А. Прочность, структурные изменения и деформации бетона/ А.А. Гвоздев и др. – М.: Госстройиздат, 1978. – 296 с.

20. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.

21. Голованов А.И. Метод конечных элементов в механике деформируемых твердых тел / А.И.Голованов, Д.В.Бережной // Казань: ДАС, 2001. – 301 с.

22. Городецкий А.С. Компьютерное моделирование процесса нагружения железобетонных конструкций. Сборник научных трудов Луганского

национального университета, серия «Технические науки» N49/52. – Л.: Издательство «ЛНАУ», 2004, с. 3 – 10.

23. Городецкий А.С. Расчёт железобетонных балок – стенок с учётом образования трещин методом конечных элементов / А.С. Городецкий, В.С. Здоренко // Сопротивление материалов и теория сооружений. – Киев: Будівельник, 1975. – Вып. 57. – С. 59 – 66.

24. Городецкий А.С., Барабаш М.С. Учет нелинейной работы железобетонных конструкций в практических расчетах. // Строительство, материаловедение, машиностроение // Сб. научн. трудов. – Дн – вск: ПГАСА, 2014. – Вып. 77. – С. 54 – 59.

25. Городецкий Д. А. и др. Программный комплекс ЛИРА – САПР 2013: Учеб. пособие. Киев; Москва: Электронное издание, 2013. 376 с.

26. ГОСТ 10180 – 2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. – М.: Стандартиформ, 2018. – 28 с. (7 переиздание июнь 2018 года).

27. ГОСТ 12004 – 81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4294852/4294852679.pdf>.

28. ГОСТ 21616 – 91. Тензорезисторы общие технические условия [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4294832/4294832051.pdf>.

29. ГОСТ 24452 – 2023. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data/819/81927.pdf>.

30. ГОСТ 26020 – 83. Двутавры стальные горячекатаные с параллельными гранями полок [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data/211/21141.pdf>.

31. ГОСТ 34028 – 2016. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия растяжение [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293746/4293746568.pdf>.

32. ГОСТ 8829 – 2018. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293730/4293730436.pdf>.

33. ГОСТ 9696 – 82. Индикаторы многооборотные с ценой деления 0,001 и 0,002 мм [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4294820/4294820739.pdf>.

34. ГОСТ ISO/IEC 17025 – 2019. Общие требования к компетентности испытательных и калибровочных лабораторий [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293782/4293782275.pdf>.

35. Груздев Р. В., Алешин А. Н., Заславский Е. М. Актуальные проблемы моделирования сложных напряженных состояний в программном комплексе "ЛИРА" // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. – № 3. – С. 94 – 99.

36. Гузь А.Н., Заруцкий В.А. Экспериментальные исследования тонкостенных конструкций – Киев: Наукова думка, 1984. 240 с.

37. Гухман А.А. Введение в теорию подобия. – М.: Высшая школа, 1973. – 296 с.

38. Давиденков Н. Н. О влиянии размеров образцов на их механические свойства // Заводская лаборатория. – 1960. – Т. 26, № 3. – С. 319 – 320.

39. Дорелли А., Паркс В. Анализ деформаций с использованием муара – "Мир", 1974.

40. Дудина И. В. Учет физической нелинейности материалов при оценке надежности железобетонных конструкций / И. В. Дудина, С. А. Жердева // Системы. Методы. Технологии. – 2009. – № 2(2). – С. 66 – 68. – EDN NEJJAT.

41. Иванов И.Е., Ерещенко В.Е. Методы подобия физических процессов: учеб. пособие. – М.: МАДИ, 2015. – 144 с.

42. Иванов М.Г. Размерность и подобие: учеб. пособие. – Долгопрудный, 2013. – 68 с.

43. Иголкин Б. И. О природе масштабного эффекта // Проблемы прочности. – 1978. – № 3. – С. 50 – 52.

44. Каландарбеков, И. К. Применение мелкозернистого бетона при физическом моделировании железобетонных конструкций / И. К. Каландарбеков, У. М. Махмадиев // Политехнический вестник. Серия: Инженерные исследования. – 2024. – № 4(68). – С. 177 – 183. – EDN OXYZNM.

45. Каландарбеков, И. К. Теоретические основы и инженерное применение теории подобия при моделировании строительных конструкций / И. К. Каландарбеков, У. М. Махмадиев, И. И. Каландарбеков // Наука – основа инновационного развития: Материалы X Международной научно – практической конференции, Душанбе, 17 – 18 апреля 2025 года. – Душанбе: Таджикский технический университет им. акад. М.С. Осими, 2025. – С. 163 – 168. – EDN SFNZOO.

46. Каландарбеков, И. К. Экспериментальное исследование напряжённо деформированного состояния натуральных железобетонных балок / И. К. Каландарбеков, У. М. Махмадиев // Светоч науки. – 2025. – № 2. – С. 29 – 41. – EDN WDXOAJ.

47. Калякин А.М., Калякин А.В., Чеснокова Е.В. Обобщение метода анализа размерностей при решении некоторых задач // Совершенствование методов гидравлических расчетов водопропускных и очистных сооружений: межвуз. науч. сб. Саратов: СГТУ, 2011. С. 56 – 59.

48. Калякин А.М., Чеснокова Е.В., Сауткина Т.Н., Богатов Р.И. Один из специальных приемов при применении метода анализа размерностей // Сборник научных трудов Sworld по материалам международной научно – практической конференции. 2012. Т. 29. №3. С. 78 – 79.

49. Каптелин С. Ю. Природа масштабного эффекта при хрупком и квазихрупком разрушении // Известия Петербургского университета путей

сообщения. 2007. №1. URL: [https://cyberleninka.ru/article/n/priroda – masshtabnogo – effekta – pri – hrupkom – i – kvazihrupkom – razrushenii](https://cyberleninka.ru/article/n/priroda-masshtabnogo-effekta-pri-hrupkom-i-kvazihrupkom-razrushenii) (дата обращения: 15.08.2025).

50. Карпенко Н.И. К определению деформаций изгибаемых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры / Н.И.Карпенко, Б.С.Соколов, О.В.Радайкин // Строительство и реконструкция. – 2012. – №2(40). – С. 11 – 20.

51. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

52. Карпенко Н.И. О формировании физических соотношений для бетонных элементов при объемном напряженном состоянии в приращениях / Н.И.Карпенко, С.Н.Карпенко // Жилищное строительство. – 2015. – №3. – С. 10 – 13.

53. Киричевский В. В. и др. Развитие метода конечных элементов и его применение в САПР // Вестник Запорож. нац. ун – та. Физ. – мат. науки. 2006. № 1. С. 38 – 56.

54. Кирпичев М.В. Теория подобия – М.: 1953. – 94 с.

55. Клайн С. Дж. Подобие и приближённые методы. – М.: Мир, 1968. – 302 с.

56. Ключко С.Д. Аффинное подобие в теории неоднородных анизотропных упругих, упругопластических и упруговязких пластин и оболочек// Труды Новосибирского института инж. Ж – д транспорта. Механика деформируемого тела и расчет сооружений. Вып.96. – Новосибирск, 1970. – 63 – 76 с.

57. Клованич С.Ф. Компьютерное моделирование процесса деформирования пространственных железобетонных конструкций с трещинами / С.Ф. Клованич // Вестник Одесского национального морского унив., вып.8, Одесса, 2002. – С. 88 – 95.

58. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейной механике грунтов и бетонов / С.Ф. Клованич // Строительные конструкции // Межвед. н. – т. сб., вып. 61. – т. 1 – Киев: НИИСК, 2004.

59. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций / Клованич С.Ф., Безушко Д.И. – Одесса: изд – во ОНМУ, 2009. – 89 с.

60. Козачевский А.И. Аппроксимация экспериментальных данных многоосного напряжённо – деформированного состояния дилатационной моделью деформированной теории пластичности бетона / А.И. Козачевский, А.М. Зязин // Сопротивление материалов и теория сооружений.

61. Конторова Т. А. К теории прочности тонких нитей // Журнал технической физики. – Л.: Наука, Ленинградское отд. АН СССР, 1945. – Т. 15, вып. 7. – С. 436 – 446.

62. Конторова Т. А., Френкель Я. И. Статистическая теория хрупкой прочности реальных кристаллов // Журнал технической физики. – 1941. – Т. 11, вып. 3. – С. 173 – 183.

63. Крамаренко Н.В. Методы подобия в механике. Анализ уравнений: учебное пособие – Новосибирск: Изд – во НГТУ, 2018. – 124 с.

64. Круглов В.М. Об одном варианте деформационной теории пластичности бетона в шаговом расчёте конструкций методом конечных элементов / В.М. Круглов, А.И. Козачевский // Исслед. работы искусств. сооружений. – Новосибирск, 1980. – С. 15 – 19.

65. Кутателадзе С.С. Анализ подобия и физические модели. Новосибирск: Изд – во СО РАН, 1986. 295 с.

66. Лазовский Д. Н., Глухов Д. О., Лешкевич О. Н. Расчет прочности, жесткости и трещиностойкости стержневых железобетонных конструкций // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия В. Промышленность. Прикладные науки. – 2002. – Т. 1. – №. 2. – С. 69 – 77.

67. Левшина Е.С., Новицкий П.В. Электрические измерения физических величин – Л.: Энергоатомиздат, 1983. – 320 с.

68. Лизогуб, А. А. Применение теории подобия в проверках предельного состояния живучести конструктивных систем в статической и динамической постановке / А. А. Лизогуб, А. В. Тур // Безопасность строительного фонда России проблемы и решения: материалы Международных академических чтений, Курск, 15 ноября 2019 года. – Курск: Курский государственный университет, 2019. – С. 76 – 88. – EDN SGWMPY.

69. Мамедов Н.М. Моделирование и синтез знаний. Баку: Элм, 1979. – 103

70. Мастаченко В.Н. К вопросу вычисления вероятности подобия при моделировании конструкций. – Труды МИИТ, №427, 1973 – с.78 – 83.

71. Мастаченко В.Н. Надежность моделирования строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1974. – 84 с.

72. Мастаченко В.Н. О переходе от параметров модели к параметрам оригинала. – Труды МИИТ, №369, 1971.

73. Мастаченко В. Н. Испытание строительных конструкций на моделях. – 1972. – С. 68.

74. Махмадиев У.М. О моделировании железобетонной балки. // международный научный журнал «Молодой ученый» №48 (443), декабрь 2022 г. (стр. 31 – 38), URL: <https://moluch.ru/archive/443/97222/> ISSN 2072 – 0297.

75. Махмадиев, У. М. Применение нелинейного закона деформирования бетона в ПК ЛИРА – САПР 2022 на основе результатов экспериментальных исследований / У. М. Махмадиев // Политехнический вестник. Серия: Инженерные исследования. – 2026. – № 1(73). – С. 239 – 246. – DOI 10.65599/ENG7748. – EDN CCBAVD.

76. Могилев А.В., Пак Н.И., Хеннер Е.К. Информатика – М.: Академия, 1999. – с.674 – 677.

77. Моделирование и проблема истины [Электронный ресурс]. – URL: <http://allrefs.net/c1/1czvn/p4/>.

78. Монахенко Д.В. Предельная теорема аффинности и ее применение при моделировании задач строительной механики. – Л.: Изд – во ЛИИЖТа, 1968. – с. 173 – 179.

79. Монахенко Д.В. Рациональное моделирование тонкостенных конструкций. – "Строительная механика и расчет сооружений", 1964, №4.

80. Мурашкин В. Г. Особенности нелинейного деформирования бетона //Academia. Архитектура и строительство. – 2019. – №. 1. – С. 128 – 132.

81. Назаров А.Г. О механическом подобии твердых деформируемых тел. – Ереван: Изд – во АН Арм. ССР, 1965. – 303 с.

82. Назаров А.Г., Шагинян С.А. Руководство по исследованию механических свойств строительных конструкций на моделях. Издательство АН АрмССР, Ленинакан. 1966.

83. Назаров А. Г. О механическом подобии твёрдых тел и его применении к исследованию строительных конструкций и сейсмостойкости сооружений. Сообщение. — Известия АН Армянской ССР. Сер. технических наук. 1961. Т. XIV, № 1. С. 1 – 16.

84. Низомов Д.Н., Каландарбеков И.К., Махмадиев У.М. Экспериментальные исследования железобетонных балок с целью определения коэффициентов подобий. // Политехнический вестник. (серия инженерные исследования) – №2 – (58) 2022, – Душанбе: Таджикский технический университет имени академика М.С. Осими, 2022. – 164 с. – С. 132 – 142, ISSN 2520 – 2227.

85. Низомов, Д. Н. Размерный анализ и критерии подобия в задачах моделирования железобетонных конструкций / Д. Н. Низомов, И. К. Каландарбеков, У. М. Махмадиев // Доклады Национальной академии наук Таджикистана. – 2025. – Т. 68, № 5. – С. 489 – 495. – EDN DAYPAK.

86. Новицкий В.В. Экспериментальные исследования строительных конструкций на моделях методом муаров. – Л.: Стройиздат, "Моделирование строительных конструкций", 1971.

87. Ногид Л.М. Теория подобия и размерностей. – Л.: Судпромгиз, 1959. – 98 с.
88. Основы теории подобия: конспект лекций / Владим. гос. ун – т; сост. К. И. Зуев. – Владимир: Изд – во Владим. гос. ун – та, 2011. – 51 с.
89. Покровский Г.И., Федоров И.С. Центробежное моделирование в строительном деле. – М.: Стройиздат, 1968.
90. Поляков Л.П., Файнбург В.М. Моделирование строительных конструкций. – К.: Буд1вельник, 1975. – 160 с.
91. Попов А. Н. и др. Пространственный деформационный нелинейный расчет железобетонных изгибаемых конструкций методом конечных элементов // Вестник евразийской науки. – 2013. – №. 5 (18). – С. 105.
92. Прис Б. В., Дэвис Д. Д. Моделирование железобетонных конструкций // Минск.: Высш. шк. – 1974.
93. Прошко В.М. Исследование напряжений на объемных моделях. – М.: Изд. АН СССР, Сб. "Поляризациино – оптический метод исследования напряжений", 1956.
94. Розанов Н.С. Метод тензосетки и его приложение к исследованию напряженного состояния — Труды Гидропроекта, № 18, 1970.
95. Романов О.Я., Ходосов В.В. Моделирование при проектировании сложных технических систем. – СПб.: Балтийский государственный технический университет, 2006. – 60 с.
96. Ромашкина М.А., Титок В.П. Программный комплекс ЛИРА – САПР 2022®. Руководство пользователя. Обучающие примеры / под ред. акад. РААСН А.С. Городецкого. – Электронное изд. – Киев, 2018. – 254 с.
97. Руководство по подбору составов тяжелого бетона / НИИЖБ СССР. – М.: Стройиздат, 1979. – 87 с.
98. Санников Р.Х. Теория подобия и моделирования. Планирование инженерного эксперимента: учебное пособие. – Уфа: УГНТУ, 2010. – 253 с.

99. Седов Л.И. Методы подобия и размерности в механике. – М.: Наука, 1987. – 447 с.
100. Седракян Л.Г. К статистической теории прочности. – Ереван: Изд – во Ереванского института стройматериалов и сооружений, 1958. – 104 с.
101. Седракян Л.Г. Элементы статистической теории деформирования и разрушения хрупких материалов. – Ереван: Изд – во Айстан, 1968. – 247 с.
102. Сердюков В.М. Фотограмметрия в промышленном и гражданском строительстве. – М.: Недра, 1977. – 245 с.
103. СНиП 2.03.01 – 84* Бетонные и железобетонные конструкции [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4294854/4294854677.pdf>.
104. СНиП 82 – 02 – 95. Бетоны. Правила подбора состава. – М.: Минстрой России, 1995. – 48 с.
105. СНиП РТ 22 – 07 – 2018. Сейсмостойкое строительство. – Душанбе: ГУП «Научно – исследовательский институт „Строительство и архитектура“», 2019. – 82 с.
106. СНиП РТ 52 – 03 – 2020. Бетонные и железобетонные конструкции. – Душанбе: ГУП «Научно – исследовательский институт „Строительство и архитектура“», 2021. – 135 с.
107. Соколов В.А. Основы теории подобия и анализа размерностей в нефтегазодобыче: учеб. Пособие / Ухта: УГТУ, 2001. 159 с.
108. Соловьев А. Н., Киричевский Р. В. Развитие САПР для решения задач механики с использованием МКЭ // Вестник НГУ. Серия: Информационные технологии. 2021. №4. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/razvitie-sapr-dlya-resheniya-zadach-mehani-s-ispolzovaniem-mke> (дата обращения: 13.01.2026).
109. Стратегия развития строительной отрасли Республики Таджикистан на период до 2030 года, утверждённой постановлением Правительства Республики Таджикистан от 27 апреля 2022 г. № 203.

110. Сухарев И.П. Исследование пластин переменной жесткости муар – отражательным методом – М.: Машиностроение, 1965 – 67 с.
111. Сухарев И.П. Экспериментальные методы исследования деформации и прочности – М.: Машиностроение, 1987. – 216 с.
112. Тарасов А.М., Бобров Ф.Ю., Пряхин Д.В. Применение физического моделирования при строительстве мостов и других сооружений // Вестник мостостроения. – 2007. – № 1. – С. 21 – 26.
113. Теория и методы инженерного эксперимента: Курс лекций/Н.Г. Бойко, Т.А. Устименко. – Донецк, ДонНТУ, 2009г. – 158с.
114. Тирский Г.А. Анализ размерностей // Соросовский образовательный журнал. – 2000. – Т. 7, № 6. – С. 82 – 87.
115. Тирский Г.А. Подобие и физическое моделирование // Соросовский образовательный журнал. – 2001. – Т. 7, № 8. – С. 122 – 127.
116. Ужиг Г. В. Масштабный фактор в связи с оценкой прочности металлов и расчётом деталей машин // Известия АН СССР. – М.: ОТН АН СССР, 1955. – С. 109 – 121.
117. Хантли Г. Анализ размерностей. М.: Мир, 1970. 176 с.
118. Цискрели Г. Д. Влияние формы и размеров образца на сопротивление бетона разрыву // Известия Тбилисского науч. – исследовательского института сооружений и гидроэнергетики. – 1951. – Т. 4, вып. 2. – С. 105 – 120.
119. Чемодуров В.Т., Литвинова Э.В. Физическое и математическое моделирование строительных систем: учебное пособие. – Москва: ИНФРА – М, 2021. – 196 с. DOI: 10.12737/1014191.
120. Чемодуров В.Т., Кузьменко О.А., Хитрук С.А. Методика моделирования явлений аэроупругости. Строительство и техногенная безопасность. 2021. № 20 (72). С. 23-29
121. Шаповалов Л.А. Моделирование в задачах механики элементов конструкции. – М.: Машиностроение, 1990. – 288 с.
122. Шенк Х. Теория инженерного эксперимента. – М.: Мир, 1972. – 384 с.

123. Штофф В.А., Моделирование и философия, М. – Л., «Наука», 1966 г.
124. Эйгенсон Л.С. Моделирование. – М.: Советская наука, 1952 – 372 с.
125. Экспериментальные исследования моделей железобетонных балок на основе теории подобия / Д. Н. Низомов, И. К. Каландарбеков, У. М. Махмадиев [и др.] // Доклады Национальной академии наук Таджикистана. – 2025. – Т. 68, № 6. – С. 578 – 587. – EDN HIUCYS.
126. Buckingham E. On physically similar systems // Physical Reviews. 1914. Vol. IV. Pp. 345 – 376.
127. Drobot S. About dimensional analysis // Zat. Mat. 1954. №14. Pp. 84 – 99.
128. Furmanik K., Nowakowski Z. Possibilities of dimensional analysis for a wear model – experimental verification of active layout of rail vehicle wheel bands // Scientific Bulletin of Technical University of Cracow. 1996. No. 10. Pp. 35 – 46.
129. Griffith A. A. The phenomena of rupture and flow in solids // Philosophical Transactions of the Royal Society. – London A, 1920. – Vol. 221. – P. 163 – 198.
130. Jenckel E. Über die Festigkeit und die Streckgrenze dünner Stäbchen aus Steinsalz, Zinkein-kristall und Gläsern // Zeitschrift für Elektrochemie und angewandte physikalische Chemie. – Berlin, 1932. – Bd. 38, № 8a. – S. 569 – 578.
131. Kasprzak W., Lysik B. Dimensional Analysis. Warsaw: WNT, 1988. 220 p.
132. Weibull W. A statistical theory of the strength of materials // Proceedings of the Royal Swedish Academy of Engineering Sciences. – 1939. – № 151.

Список основных публикаций по теме диссертации

Статьи в изданиях, рекомендованных ВАК при Президенте

Республики Таджикистан

[1-А]. **Махмадиев, У. М.** Экспериментальное исследование напряжённо деформированного состояния натуральных железобетонных балок / И. К. Каландарбеков, У. М. Махмадиев // Светоч науки. – 2025. – № 2. – С. 29–41. – EDN WDXOAJ.

[2-А]. **Махмадиев, У. М.** Размерный анализ и критерии подобия в задачах моделирования железобетонных конструкций / Д. Н. Низомов, И. К. Каландарбеков, У. М. Махмадиев // Доклады Национальной академии наук Таджикистана. – 2025. – Т. 68, № 5. – С. 489–495. – EDN DAYPAK.

[3-А]. **Махмадиев, У. М.** Применение мелкозернистого бетона при физическом моделировании железобетонных конструкций / И. К. Каландарбеков, У. М. Махмадиев // Политехнический вестник. Серия: Инженерные исследования. – 2024. – № 4(68). – С. 177–183. – EDN OXYZNM.

[4-А]. **Махмадиев, У. М.** Экспериментальные исследования моделей железобетонных балок на основе теории подобия / Д. Н. Низомов, И. К. Каландарбеков, У. М. Махмадиев [и др.] // Доклады Национальной академии наук Таджикистана. – 2025. – Т. 68, № 6. – С. 578–587. – EDN HIUCYC.

[5-А]. **Махмадиев, У. М.** Экспериментальные исследования железобетонных балок с целью определения коэффициентов подобий. // Политехнический вестник. (серия инженерные исследования) – №2–(58) 2022, – Душанбе: Таджикский технический университет имени академика М.С. Осими, 2022. – 164 с. – С. 132–142, ISSN 2520–2227.

[6-А]. **Махмадиев, У. М.** Применение нелинейного закона деформирования бетона в ПК ЛИРА–САПР 2022 на основе результатов экспериментальных исследований / У. М. Махмадиев // Политехнический вестник. Серия: Инженерные исследования. – 2026. – № 1(73). – С. 239–246. – DOI 10.65599/ENG7748. – EDN CCBAVD.

Статьи в материалах конференции и других журналов

[7-А]. **Махмадиев, У. М.** О моделировании железобетонной балки. // международный научный журнал «Молодой ученый» №48 (443), декабрь 2022 г. (стр. 31–38) , URL: <https://moluch.ru/archive/443/97222/> ISSN 2072–0297.

[8-А]. **Махмадиев, У. М.** Экспериментальные исследования модели железобетонных балок [Текст]/ Низомов Д.Н., Каландарбеков И., Махмадиев У.М., Каландарбеков И.И.// Международная научно – практическая конференция Архитектура и градостроительство Таджикистана: вчера, сегодня, завтра, посвящённая 60-летию образования архитектурной специальности. Душанбе, 2022. - С. 213-216.

[9-А]. **Махмадиев, У. М.** Теоретические основы и инженерное применение теории подобия при моделировании строительных конструкций / И. К. Каландарбеков, У. М. Махмадиев, И. И. Каландарбеков // Наука–основа инновационного развития : Материалы X Международной научно–практической конференции, Душанбе, 17–18 апреля 2025 года. – Душанбе: Таджикский технический университет им. акад. М.С. Осими, 2025. – С. 163–168. – EDN SFNZOO.

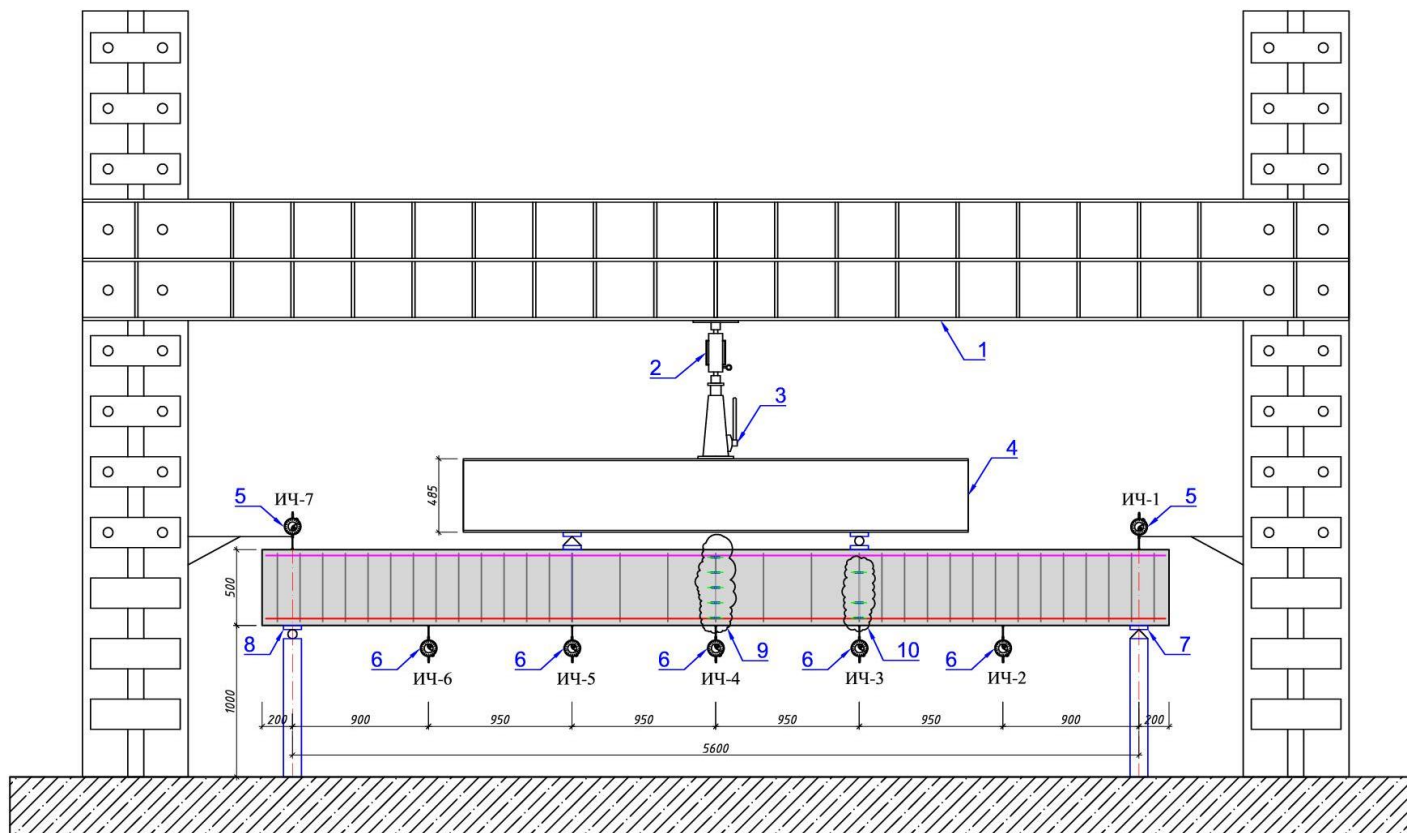
Патенты, авторские свидетельства и государственная регистрация информационных ресурсов

[1-А]. **Махмадиев, У. М.** Стенд для моделирования сейсмических воздействий на физические модели зданий и сооружений [Текст]/ Махмадиев У.М., Каландарбеков И., Каландарбеков И.И. // Малый патент Республики Таджикистан №1453, зарегистрировано в Государственном реестре изобретений Республики Таджикистан от 04.12.2023 г.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение №1

**ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ И ЧИСЛЕННЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ,
ДОПОЛНЯЮЩИЕ СОДЕРЖАНИЕ ДИССЕРТАЦИИ**



1 – стенд для испытания строительных конструкций, 2– динамометр ДОС–100, 3 – механический винтовой домкрат TOR–50, 4 – распределитель нагрузки (двугавр №50Ш1), 5 – прогибомер часового типа ИЧ–50 (для измерения осадки опор), 6 –прогибомер часового типа ИЧ–50 (для измерения деформаций в пролётной зоне), 7 – шарнирно–неподвижная опора, 8 – шарнирно–подвижная опора, 9 – тензорезисторы типа ПКБ с базой 50мм (для измерения относительных деформаций по высоте сечения в средней зоне балки), 10 – тензорезисторы типа ПКБ с базой 50мм (для измерения относительных деформаций по высоте сечения в зоне приложения нагрузки).

**Рисунок 1. Схема испытательного стенда и расположения измерительных приборов при испытании
натурных железобетонных балок**

Таблица 1. – Результаты испытаний натурной железобетонной балки БМ–1

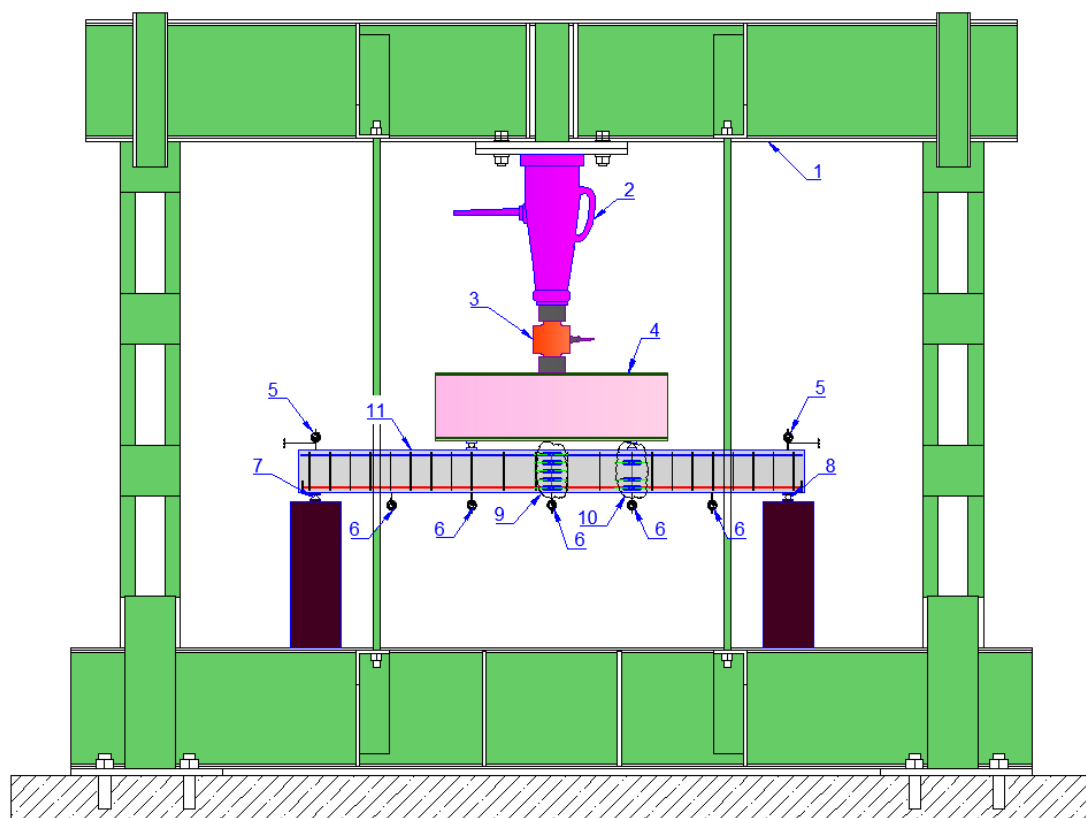
№ эт.	Нагрузка на балку F, кН	Выдержка под нагрузкой t, минут	Прогиб в точке измерения ИЧ–2 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–3 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–4 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–5 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–6 f, мм	Макс. изгибающий момент M, кН*м	Радиус кривизны балки r*100, м	ϵ_b^H * 10 ⁻⁵	ϵ_b^6 * 10 ⁻⁵	a_{erc} , мм
1.	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0	0	0	—
2.	7.65	20	0.15	0.24	0.26	0.20	0.15	7.1	150.8	1	-1	—
3.	11.40	20	0.40	0.43	0.55	0.45	0.28	10.5	71.27	2	-2	—
4.	19.65	20	0.77	0.85	1.09	0.91	0.48	18.2	35.96	3	-3	—
5.	27.15	20	0.85	1.28	1.43	1.34	0.75	25.1	27.41	5	-5	—
6.	35.40	20	1.21	1.93	2.09	1.65	0.90	32.7	18.76	10	-9	0.01
7.	42.90	20	1.87	3.07	3.61	3.16	2.09	39.7	10.86	15	-15	0.05
8.	50.40	20	2.30	3.87	4.35	3.53	1.79	46.6	9.01	16	-17	0.07
9.	57.90	20	2.74	4.53	5.12	3.68	1.53	53.6	7.66	13	-21	0.08
10.	66.90	20	3.53	6.02	7.04	5.58	3.04	61.9	5.57	13	-24	0.08
11.	74.40	20	4.22	7.32	8.38	6.76	3.63	68.8	4.68	13	-30	0.1
12.	81.90	20	4.77	8.25	9.52	7.74	4.25	75.8	4.12	14	-33	0.12
13.	90.90	20	5.42	9.44	10.84	8.93	4.80	84.1	3.62	18	-36	0.13
14.	98.40	20	5.86	10.26	12.01	9.91	5.35	91.0	3.27	23	-40	0.14
15.	107.4	20	6.55	11.70	13.71	11.68	6.81	99.3	2.86	31	-44	0.16
16.	114.9	20	7.27	12.92	15.26	13.03	7.61	106.3	2.57	39	-48	0.18
17.	122.4	20	7.85	14.03	16.48	14.11	8.18	113.2	2.38	44	-51	0.21
18.	131.4	20	8.53	15.20	17.85	15.30	8.83	121.5	2.20	51	-56	0.24
19.	137.4	20	9.22	16.33	19.34	16.58	9.53	127.1	2.03	59	-60	0.26
20.	146.4	20	9.73	17.44	20.51	17.63	10.12	135.4	1.91	62	-64	0.28
21.	153.9	20	10.64	19.05	22.25	19.16	10.96	142.4	1.76	70	-70	0.3
22.	162.9	20	11.35	19.95	23.34	20.08	11.44	150.7	1.68	75	-73	0.35
23.	170.4	20	12.16	21.33	24.78	21.34	12.13	157.6	1.58	82	-77	0.38
24.	177.9	20	12.80	22.49	26.22	22.49	12.72	164.6	1.50	90	-81	0.4
25.	185.4	20	13.01	23.22	27.04	23.44	13.13	171.5	1.45	97	-84	0.43
26.	191.4	20	13.70	24.82	29.01	25.18	14.03	177.0	1.35	108	-91	0.45
27.	195.9	20	13.82	25.68	30.17	26.26	14.45	181.2	1.30	125	-105	0.48

Таблица 2. – Результаты испытаний натурной железобетонной балки БМ–2

№ эт.	Нагрузка на балку F, кН	Выдержка под нагрузкой t, минут	Прогиб в точке измерения ИЧ–2 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–3 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–4 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–5 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–6 f, мм	Макс. изгибающий момент M, кН*м	Радиус кривизны балки r*100, м	ϵ_b^H * 10 ⁻⁵	ϵ_b^6 * 10 ⁻⁵	a_{crc} , мм
1.	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0	0	0	0	–
2.	3.90	20	0.10	0.17	0.23	0.21	0.09	3.6	170.43	3	–3	–
3.	11.40	20	0.49	0.89	1.05	0.93	0.50	10.5	37.51	23	–5	–
4.	23.40	20	0.82	1.51	1.84	1.63	0.83	21.6	21.36	43	–7	–
5.	33.90	20	1.38	2.60	3.19	2.84	2.05	31.4	12.29	71	–11	0.01
6.	47.40	20	2.06	3.84	4.44	3.88	2.12	43.8	8.84	101	–14	0.05
7.	58.05	20	2.99	5.60	6.63	6.11	3.73	53.7	5.91	135	–17	0.1
8.	71.40	20	3.84	7.18	8.27	7.25	3.91	66.0	4.74	162	–21	0.1
9.	83.40	20	4.80	8.90	10.33	9.24	5.18	77.1	3.80	205	–27	0.1
10.	102.9	20	6.33	11.66	13.70	12.10	7.13	95.2	2.86	243	–32	0.2
11.	119.4	20	7.42	13.54	15.74	13.67	7.54	110.4	2.49	269	–37	0.22
12.	129.9	20	8.43	15.40	18.06	15.93	9.32	120.2	2.17	298	–41	0.25
13.	143.4	20	9.38	17.09	19.96	17.69	10.28	132.6	1.96	339	–45	0.27
14.	155.4	20	10.34	18.72	21.71	19.03	9.52	143.7	1.81	369	–48	0.30
15.	165.9	20	11.27	20.52	23.77	21.01	12.21	153.5	1.65	415	–52	0.35
16.	176.4	20	12.29	22.51	25.86	22.71	12.58	163.2	1.52	469	–57	0.40
17.	191.4	20	13.69	24.93	28.58	25.30	13.02	177.0	1.37	510	–61	0.40
18.	201.9	20	14.70	26.81	31.02	27.39	15.76	186.8	1.26	602	–65	0.50
19.	212.4	20	16.14	30.37	33.97	29.95	17.06	196.5	1.15	722	–68	0.60
20.	222.9	20	18.17	33.21	38.64	34.05	19.15	206.2	1.01	851	–70	0.75
21.	225.9	20	19.83	36.58	43.46	37.44	20.87	209.0	0.90	979	–75	1.00
22.	228.9	20	22.99	38.43	47.35	39.24	21.81	211.7	0.83	1301	–82	1.40
23.	231.9	20	23.51	43.97	53.94	44.71	24.59	214.5	0.73	1454	–87	1.70
24.	234.9	20	25.53	48.19	59.04	48.63	26.62	217.3	0.66	1494	–88	1.80
25.	242.4	20	26.64	50.13	61.44	51.43	27.37	224.2	0.64	1757	–100	2.10

Таблица 3. – Результаты испытаний натурной железобетонной балки БМ–3

№ эт.	Нагрузка на балку F, кН	Выдержка под нагрузкой t, минут	Прогиб в точке измерения ИЧ–2 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–3 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–4 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–5 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–6 f, мм	Макс. изгибающий момент M, кН*м	Радиус кривизны балки r*100, м	ϵ_b^H * 10 ⁻⁵	ϵ_b^6 * 10 ⁻⁵	$a_{срс}$, мм
1.	0	0	0	0	0	0	0	0.0	0	0	0	–
2.	3.90	20	0.10	0.19	0.29	0.18	0.06	3.6	135.2	4	–3	–
3.	12.38	20	0.39	0.62	0.76	0.60	0.31	11.5	51.58	14	–6	–
4.	23.67	20	0.81	1.34	1.63	1.36	0.68	21.9	24.05	20	–8	–
5.	35.70	20	1.44	2.62	3.21	2.70	1.39	33.0	12.21	30	–12	0.01
6.	47.73	20	2.37	4.41	5.29	4.61	2.40	44.2	7.42	45	–16	0.04
7.	59.77	20	3.35	6.23	7.38	6.44	3.45	55.3	5.32	66	–23	0.07
8.	71.80	20	4.29	7.96	9.38	8.13	4.44	66.4	4.18	84	–29	0.10
9.	82.33	20	5.46	9.99	11.84	10.19	5.60	76.2	3.31	109	–39	0.12
10.	98.88	20	6.66	12.29	14.46	12.45	6.80	91.5	2.71	132	–47	0.16
11.	107.91	20	7.34	13.46	15.80	13.67	7.58	99.8	2.48	146	–53	0.18
12.	118.44	20	8.06	14.68	17.02	14.53	7.58	109.6	2.30	159	–60	0.21
13.	131.98	20	9.14	16.65	19.45	16.90	9.42	122.1	2.02	179	–66	0.24
14.	142.51	20	9.80	17.92	20.90	18.21	10.14	131.8	1.88	194	–72	0.27
15.	156.04	20	10.88	19.93	23.14	20.20	11.31	144.3	1.69	216	–77	0.30
16.	166.57	20	11.70	21.35	24.81	21.70	12.13	154.1	1.58	258	–86	–
17.	178.61	20	12.84	23.43	27.22	24.70	13.21	165.2	1.44	274	–91	–
18.	190.64	20	13.87	25.36	29.48	25.58	14.32	176.3	1.33	318	–99	–
19.	204.18	20	14.92	27.41	31.86	28.60	15.53	188.9	1.23	356	–107	0.35
20.	214.71	20	16.40	30.09	35.09	30.25	16.94	198.6	1.12	361	–116	–
21.	216.22	20	17.64	32.57	38.46	32.89	18.31	200.0	1.02	365	–123	0.9
22.	219.22	20	21.47	40.15	48.66	41.15	22.29	202.8	0.81	376	–137	1.9
23.	222.23	20	26.57	49.22	61.80	51.71	27.91	205.6	0.63	385	–147	2



1 – стенд для испытания моделей строительных конструкций, 2 – механический винтовой домкрат марки TOR-50, 3 – электронный динамометр марки ДМС-1000/5-1МГ4, 4 – распределитель нагрузки (двутавр №20Б1), 5 – прогибомер часового типа ИЧ-50 (для измерения осадки опор), 6 – прогибомер часового типа ИЧ-50 (для измерения деформаций в пролётной зоне), 7 – шарнирно-неподвижная опора, 8 – шарнирно-подвижная опора, 9 – тензорезисторы типа ПКБ с базой 50мм (для измерения относительных деформаций по высоте сечения в средней зоне балки), 10 – тензорезисторы типа ПКБ с базой 50мм (для измерения относительных деформаций по высоте сечения в зоне приложения нагрузки), 11 – испытываемая модель железобетонной балки.

Рисунок 2. Схема испытательного стенда и расположения измерительных приборов при испытании

модельных железобетонных балок

Таблица 4. Результаты испытаний модельной железобетонной балки БМ–1

№ эт.	Нагрузка на балку F, кН	Выдержка под нагрузкой t, минут	Прогиб в точке измерения ИЧ–2 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–3 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–4 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–5 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–6 f, мм	Макс. изгибающий момент M, кН*м	Радиус кривизны балки r*100, м	ϵ_b^H * 10 ⁻⁵	ϵ_b^g * 10 ⁻⁵	a_{crc} , мм
1.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.	0.53	20	0.01	0.08	0.09	0.18	0.03	0.12	25.79	10	-2	0
3.	1.04	20	0.13	0.21	0.24	0.33	0.11	0.24	10.21	18	-3	0
4.	1.55	20	0.18	0.33	0.35	0.38	0.16	0.36	7.10	25	-4	0
5.	2.03	20	0.27	0.47	0.50	0.52	0.22	0.47	4.95	32	-5	0
6.	2.53	20	0.31	0.56	0.59	0.59	0.24	0.59	4.15	35	-6	0.001
7.	3.03	20	0.41	0.70	0.76	0.71	0.34	0.70	3.25	40	-8	0.005
8.	3.53	20	0.52	0.88	0.93	0.87	0.40	0.82	2.63	45	-9	0.006
9.	4.09	20	0.62	1.08	1.14	1.08	0.50	0.95	2.15	53	-10	0.008
10.	5.07	20	0.88	1.50	1.63	1.49	0.75	1.17	1.50	65	-12	0.024
11.	6.03	20	1.13	1.96	2.18	1.96	0.98	1.39	1.13	79	-16	0.038
12.	7.08	20	1.45	2.49	2.81	2.51	1.30	1.64	0.87	97	-18	0.05
13.	8.04	20	1.73	2.96	3.34	2.98	1.55	1.86	0.73	113	-21	0.063
14.	9.17	20	2.01	3.48	3.95	3.51	1.85	2.12	0.62	131	-24	0.078
15.	11.13	20	2.56	4.44	5.08	4.47	2.38	2.57	0.48	159	-30	0.105
16.	13.13	20	3.12	5.45	6.20	5.47	2.94	3.04	0.40	190	-34	0.132
17.	15.24	20	3.70	6.46	7.37	6.52	3.51	3.52	0.33	220	-40	0.161
18.	18.02	20	4.53	7.92	9.06	8.03	4.34	4.17	0.27	260	-50	0.197
19.	19.41	20	5.65	10.07	12.03	10.95	5.80	4.49	0.20	303	-58	0.216
20.	19.57	20	8.27	15.24	19.58	17.58	9.06	4.53	0.13	968	-56	1.3
21.	20.30	20	10.35	19.25	25.66	23.46	11.81	4.69	0.10	251	-55	2.5
22.	16.92	20	12.95	24.58	33.94	31.48	15.68	3.91	0.07	1214	-69	0

Таблица 5. Результаты испытаний модельной железобетонной балки БМ–2

№ эт.	Нагрузка на балку F, кН	Выдержка под нагрузкой t, минут	Прогиб в точке измерения ИЧ–2 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–3 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–4 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–5 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–6 f, мм	Макс. изгибающий момент M, кН*м	Радиус кривизны балки r*100, м	ϵ_b^h * 10 ⁻⁵	ϵ_b^g * 10 ⁻⁵	a_{cre} , мм
1.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.	0.66	20	0.05	0.07	0.10	0.09	0.04	0.15	24.50	2	-2	0
3.	1.16	20	0.10	0.15	0.18	0.17	0.08	0.27	14.00	4	-5	0
4.	1.65	20	0.15	0.22	0.25	0.24	0.11	0.38	9.80	6	-7	0
5.	2.21	20	0.22	0.32	0.37	0.33	0.17	0.51	6.71	8	-9	0
6.	2.55	20	0.28	0.44	0.50	0.45	0.22	0.59	4.95	12	-12	0.001
7.	3.02	20	0.32	0.52	0.59	0.54	0.25	0.70	4.15	18	-14	0.005
8.	3.30	20	0.41	0.68	0.83	0.71	0.36	0.76	2.97	28	-16	0.010
9.	4.00	20	0.63	1.08	1.34	1.12	0.57	0.93	1.83	25	-17	0.021
10.	4.88	20	0.94	1.65	1.97	1.69	0.88	1.13	1.25	41	-21	0.041
11.	5.60	20	1.13	2.01	2.37	2.04	1.07	1.30	1.04	49	-23	0.055
12.	6.60	20	1.46	2.57	3.06	2.63	1.40	1.53	0.80	70	-26	0.066
13.	7.61	20	1.78	3.12	3.70	3.20	1.71	1.76	0.66	86	-31	0.081
14.	8.60	20	2.12	3.69	4.35	3.78	2.04	1.99	0.56	105	-34	0.095
15.	9.60	20	2.45	4.25	5.01	4.37	2.36	2.22	0.49	120	-39	0.109
16.	11.63	20	3.04	5.33	6.24	5.45	2.95	2.69	0.39	152	-45	0.138
17.	12.55	20	3.34	5.88	6.89	6.02	3.27	2.90	0.36	168	-50	0.152
18.	14.53	20	3.96	6.99	8.17	7.16	3.89	3.36	0.30	201	-60	0.182
19.	16.60	20	4.62	8.14	9.48	8.32	4.54	3.84	0.26	227	-70	0.194
20.	17.99	20	5.19	9.14	10.62	9.43	5.13	4.16	0.23	168	-80	0.216
21.	18.76	20	6.50	11.64	14.06	12.70	6.71	4.34	0.17	831	-94	0.243
22.	18.85	20	10.32	19.15	25.17	23.85	12.09	4.36	0.10	1306	-110	1.900

Таблица 6. Результаты испытаний модельной железобетонной балки БМ–3

№ эт.	Нагрузка на балку F, кН	Выдержка под нагрузкой t, минут	Прогиб в точке измерения ИЧ–2 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–3 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–4 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–5 f, мм	Прогиб в точке измерения ИЧ–6 f, мм	Макс. изгибающий момент M, кН*м	Радиус кривизны балки r*100, м	ϵ_b^H * 10 ⁻⁵	ϵ_b^g * 10 ⁻⁵	a_{crc} , мм
1.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2.	0.45	20	0.00	0.03	0.06	0.03	0.00	0.10	40.83	2	-2	0
3.	1.00	20	0.06	0.12	0.10	0.11	0.03	0.23	25.79	4	-4	0
4.	1.60	20	0.11	0.21	0.25	0.21	0.19	0.37	9.80	6	-6	0
5.	2.12	20	0.16	0.30	0.37	0.31	0.11	0.49	6.71	10	-10	0
6.	2.52	20	0.22	0.40	0.49	0.43	0.16	0.58	5.05	18	-16	0.001
7.	3.03	20	0.36	0.68	0.79	0.71	0.29	0.70	3.12	33	-24	0.015
8.	4.07	20	0.66	1.25	1.45	1.25	0.60	0.94	1.70	54	-38	0.045
9.	5.62	20	1.14	2.05	2.36	2.03	1.03	1.30	1.04	81	-56	0.096
10.	7.62	20	1.73	3.08	3.63	3.12	1.58	1.76	0.67	117	-79	0.155
11.	9.71	20	2.37	4.24	4.89	4.24	3.18	2.25	0.50	148	-103	0.183
12.	10.74	20	2.68	4.81	5.54	4.78	2.98	2.48	0.44	163	-115	0.196
13.	12.09	20	3.11	5.51	6.33	5.49	2.87	2.80	0.39	183	-131	0.212
14.	13.54	20	3.54	6.31	7.23	6.26	3.32	3.13	0.34	203	-147	0.227
15.	15.12	20	3.97	7.18	8.17	7.10	3.81	3.50	0.30	227	-169	0.244
16.	17.05	20	4.65	8.29	9.47	8.25	4.43	3.94	0.26	259	-194	0.269
17.	18.05	20	5.03	8.93	10.14	8.88	4.78	4.17	0.24	274	-210	0.281
18.	18.92	20	5.34	9.49	10.84	9.48	6.07	4.38	0.23	291	-226	0.300
19.	19.10	20	6.50	11.83	13.77	11.60	6.13	4.42	0.18	453	-272	0.320
20.	19.50	20	7.93	14.64	17.81	14.80	7.69	4.51	0.14	1100	-341	0.625
21.	20.02	20	10.17	19.04	24.22	21.34	10.85	4.63	0.10	1325	-361	2.000
22.	20.02	20	13.89	26.50	32.52	31.08	15.58	4.63	0.08	1864	-420	0

**Таблица 7. Результаты численного моделирования бетонных призм
натурной железобетонной балки**

№ (шаг)	Процент прикладываемой нагрузки от заданной величины, %	Величина нагрузки в пределах шага, кН	Абсолютная деформация, мм	Относительная деформация $\varepsilon * 10^{-3}$ ($l_0=400\text{мм}$)	Напряжение σ , МПа
1	2.5	7	0.0114	2.86E-02	0.70
2	5	14	0.0228	5.71E-02	1.40
3	7.5	21	0.0343	8.57E-02	2.10
4	10	28	0.0457	1.14E-01	2.80
5	12.5	35	0.0578	1.45E-01	3.50
6	15	42	0.0700	1.75E-01	4.20
7	17.5	49	0.0828	2.07E-01	4.90
8	20	56	0.0955	2.39E-01	5.60
9	22.5	63	0.1083	2.71E-01	6.30
10	25	70	0.1219	3.05E-01	7.00
11	27.5	77	0.1354	3.39E-01	7.70
12	30	84	0.1490	3.73E-01	8.40
13	32.5	91	0.1633	4.08E-01	9.10
14	35	98	0.1776	4.44E-01	9.80
15	37.5	105	0.1924	4.81E-01	10.50
16	40	112	0.2076	5.19E-01	11.20
17	42.5	119	0.2233	5.58E-01	11.90
18	45	126	0.2396	5.99E-01	12.60
19	47.5	133	0.2580	6.45E-01	13.30
20	50	140	0.2739	6.85E-01	14.00
21	52.5	147	0.2905	7.26E-01	14.70
22	55	154	0.3078	7.70E-01	15.40
23	57.5	161	0.3254	8.13E-01	16.10
24	60	168	0.3456	8.64E-01	16.80
25	62.5	175	0.3664	9.16E-01	17.50
26	65	182	0.3872	9.68E-01	18.20
27	67.5	189	0.4097	1.02E+00	18.90
28	70	196	0.4333	1.08E+00	19.60
29	72.5	203	0.4572	1.14E+00	20.30
30	75	210	0.4832	1.21E+00	21.00
31	77.5	217	0.5126	1.28E+00	21.70
32	80	224	0.5433	1.36E+00	22.40
33	82.5	231	0.5794	1.45E+00	23.10
34	85	238	0.6237	1.56E+00	23.80
35	87.5	245	0.6696	1.67E+00	24.50
36	90	252	0.7974	1.99E+00	25.20
37	92.5	259	484.3810	1.21E+03	25.90
38	95	266	1432.2200	3.58E+03	26.60
39	97.5	273	2519.2900	6.30E+03	27.30
40	100	280	3623.9600	9.06E+03	28.00

Таблица 8. Результаты численного моделирования арматуры натурной железобетонной балки

№ (шаг)	Процент прикладываемой нагрузки от заданной величины, %	Величина нагрузки в пределах шага, кН	Абсолютная деформация, мм	Относительная деформация $\varepsilon \cdot 10^{-3}$ ($l_0=245\text{мм}$)	Напряжение σ , МПа
1	2.5	5.75	0.0228	0.093	18.30
2	5	11.5	0.0456	0.186	36.60
3	7.5	17.25	0.0685	0.279	54.90
4	10	23	0.0913	0.373	73.20
5	12.5	28.75	0.1141	0.466	91.50
6	15	34.5	0.1369	0.559	109.80
7	17.5	40.25	0.1598	0.652	128.10
8	20	46	0.1826	0.745	146.40
9	22.5	51.75	0.2054	0.838	164.70
10	25	57.5	0.2282	0.932	183.00
11	27.5	63.25	0.2510	1.025	201.30
12	30	69	0.2739	1.118	219.61
13	32.5	74.75	0.2967	1.211	237.91
14	35	80.5	0.3195	1.304	256.21
15	37.5	86.25	0.3423	1.397	274.51
16	40	92	0.3652	1.490	292.81
17	42.5	97.75	0.3880	1.584	311.11
18	45	103.5	0.4108	1.677	329.41
19	47.5	109.25	0.4336	1.770	347.71
20	50	115	0.4564	1.863	366.01
21	52.5	120.75	0.4793	1.956	384.31
22	55	126.5	0.5021	2.049	402.61
23	57.5	132.25	0.5249	2.142	420.91
24	60	138	0.5477	2.236	439.21
25	62.5	143.75	0.5706	2.329	457.51
26	65	149.5	0.5934	2.422	475.81
27	67.5	155.25	0.7640	3.118	494.11
28	70	161	0.9346	3.815	512.41
29	72.5	166.75	1.1052	4.511	530.71
30	75	172.5	1.2758	5.207	549.01
31	77.5	178.25	1.4464	5.904	567.31
32	80	184	1.6171	6.600	585.61
33	82.5	189.75	5.9627	24.337	603.91
34	85	195.5	10.6876	43.623	622.22
35	87.5	201.25	15.4126	62.909	640.52
36	90	207	20.1376	82.194	658.82
37	92.5	212.75	24.8625	101.480	677.12
38	95	218.5	29.5875	120.765	695.42
39	97.5	224.25	2285.8100	9329.837	713.72
40	100	230	4542.0300	18538.898	732.02

Таблица 9. Результаты численного моделирования бетонных призм модельной железобетонной балки

№ (шаг)	Процент прикладываемой нагрузки от заданной величины, %	Величина нагрузки в пределах шага, кН	Абсолютная деформация, мм	Относительная деформация $\varepsilon \cdot 10^{-3}$ ($l_0=400\text{мм}$)	Напряжение σ , МПа
1	2.5	5.5	0.0098	2.44E-02	0.55
2	5	11	0.0195	4.88E-02	1.10
3	7.5	16.5	0.0293	7.32E-02	1.65
4	10	22	0.0397	9.92E-02	2.20
5	12.5	27.5	0.0501	1.25E-01	2.75
6	15	33	0.0614	1.53E-01	3.30
7	17.5	38.5	0.0727	1.82E-01	3.85
8	20	44	0.0840	2.10E-01	4.40
9	22.5	49.5	0.0963	2.41E-01	4.95
10	25	55	0.1090	2.73E-01	5.50
11	27.5	60.5	0.1217	3.04E-01	6.05
12	30	66	0.1345	3.36E-01	6.60
13	32.5	71.5	0.1487	3.72E-01	7.15
14	35	77	0.1629	4.07E-01	7.70
15	37.5	82.5	0.1778	4.45E-01	8.25
16	40	88	0.1937	4.84E-01	8.80
17	42.5	93.5	0.2095	5.24E-01	9.35
18	45	99	0.2269	5.67E-01	9.90
19	47.5	104.5	0.2444	6.11E-01	10.45
20	50	110	0.2633	6.58E-01	11.00
21	52.5	115.5	0.2835	7.09E-01	11.55
22	55	121	0.3039	7.60E-01	12.10
23	57.5	126.5	0.3259	8.15E-01	12.65
24	60	132	0.3496	8.74E-01	13.20
25	62.5	137.5	0.3736	9.34E-01	13.75
26	65	143	0.3994	9.99E-01	14.30
27	67.5	148.5	0.4269	1.07E+00	14.85
28	70	154	0.4569	1.14E+00	15.40
29	72.5	159.5	0.4890	1.22E+00	15.95
30	75	165	0.5237	1.31E+00	16.50
31	77.5	170.5	0.5624	1.41E+00	17.05
32	80	176	0.6021	1.51E+00	17.60
33	82.5	181.5	0.6487	1.62E+00	18.15
34	85	187	0.7072	1.77E+00	18.70
35	87.5	192.5	0.7973	1.99E+00	19.25
36	90	198	732.1340	1.83E+03	19.80
37	92.5	203.5	1649.3100	4.12E+03	20.35
38	95	209	2598.5100	6.50E+03	20.90
39	97.5	214.5	3541.4500	8.85E+03	21.45
40	100	220	4476.4300	1.12E+04	22.00

Таблица 10. Результаты численного моделирования арматуры модельной железобетонной балки

№ (шаг)	Процент прикладываемой нагрузки от заданной величины, %	Величина нагрузки в пределах шага, кН	Абсолютная деформация, мм	Относительная деформация $\varepsilon \cdot 10^{-3}$ ($l_0=233\text{мм}$)	Напряжение σ , МПа
1	2.5	1.5	0.0221	0.095	19.16
2	5	3	0.0441	0.189	38.31
3	7.5	4.5	0.0662	0.284	57.47
4	10	6	0.0883	0.379	76.63
5	12.5	7.5	0.1103	0.473	95.79
6	15	9	0.1324	0.568	114.94
7	17.5	10.5	0.1545	0.663	134.10
8	20	12	0.1765	0.758	153.26
9	22.5	13.5	0.1986	0.852	172.41
10	25	15	0.2206	0.947	191.57
11	27.5	16.5	0.2427	1.042	210.73
12	30	18	0.2648	1.136	229.89
13	32.5	19.5	0.2868	1.231	249.04
14	35	21	0.3089	1.326	268.20
15	37.5	22.5	0.3310	1.420	287.36
16	40	24	0.3530	1.515	306.51
17	42.5	25.5	0.3751	1.610	325.67
18	45	27	0.3972	1.705	344.83
19	47.5	28.5	0.4192	1.799	363.98
20	50	30	0.4413	1.894	383.14
21	52.5	31.5	0.4634	1.989	402.30
22	55	33	0.4854	2.083	421.46
23	57.5	34.5	0.5075	2.178	440.61
24	60	36	0.5296	2.273	459.77
25	62.5	37.5	0.5516	2.367	478.93
26	65	39	0.5737	2.462	498.08
27	67.5	40.5	0.5957	2.557	517.24
28	70	42	0.7129	3.060	536.40
29	72.5	43.5	0.8301	3.563	555.56
30	75	45	0.9473	4.065	574.71
31	77.5	46.5	1.0644	4.568	593.87
32	80	48	5.8541	25.125	613.03
33	82.5	49.5	10.6437	45.681	632.18
34	85	51	15.4333	66.237	651.34
35	87.5	52.5	20.2229	86.794	670.50
36	90	54	2201.5600	9448.755	689.66
37	92.5	55.5	4382.9000	18810.730	708.81
38	95	57	6564.2400	28172.704	727.97
39	97.5	58.5	8745.5800	37534.678	747.13
40	100	60	10926.9000	46896.567	766.28

Таблица 11. - Локальный ресурсный сметный расчёт для трёх натуральных железобетонных балок

(составлен в текущих ценах по состоянию на I квартал 2026 года)

№ пп	Обоснование	Наименование	Ед. изм.	Кол.		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, сом.	
				на ед.	всего	на единицу измерения	общая
1	2	3	4	5	6	7	8
1	ЭСН6-34-2	Устройство балок для перекрытий, подкрановых и обвязочных на высоте от опорной площадки до 6 м при высоте балок: до 500 мм	100 м ³ железобетона в деле		0.027	185934.73	5020.65
		Затраты труда рабочих (средний разряд 3,1)	чел.-ч	1749.3	47.23	18.58	877.53
		Затраты труда машинистов	чел.-ч	95.85	2.59	27.83	72.08
	1. 01-04-01.001	Вибраторы глубинные	маш.-ч	85.68	2.31	3.32	7.67
	2. 01-05-01.040	Краны башенные, грузоподъемность 8 т	маш.-ч	91.51	2.47	135.95	335.8
	3. 01-05-05.001	Автопогрузчики 5 т	маш.-ч	0.27	0.01	75.31	0.75
	4. 01-06-01.265	Установки для сварки ручной дуговой (постоянного тока)	маш.-ч	283.22	7.65	9.92	75.89
	5. 03-01-02.001	Автомобили бортовые грузоподъемностью до 5 т	маш.-ч	2.44	0.07	62.69	4.39
	6. 04-03-01.010	Пилы электрические цепные	маш.-ч	6.28	0.17	2.13	0.36
	7. 1.10-110-5.20	Лесоматериалы круглые хвойных пород для строительства длиной 3-6,5 м, диаметром 12-24 см	м ³	0.178	0.004806	482	2.32
	8. 1.10-110-50-5.15	Пиломатериалы хвойных пород. Бруски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм III сорта	м ³	9.56	0.25812	3820	986.02
	9. 1.10-110-50-5.46	Пиломатериалы хвойных пород. Брусья обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 150 мм и более II сорта	м ³	1.51	0.04077	3820	155.74
	10. 1.10-110-50-15.131	Пиломатериалы хвойных пород. Доски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 44 мм и более, III сорта	м ³	2.03	0.05481	3740	204.99
	11. 1.10-240-25-35.5	Гвозди строительные	т	0.067	0.001809	11500	20.8
	12. 1.10-260-200.10	Катанка горячекатаная в мотках диаметром 6,3-6,5 мм	т	0.054	0.001458	9850	14.36
	13. 1.10-280-20.70	Вода	м ³	0.235	0.006345	2.17	0.01
	14. 2.50-35-10.20	Щиты из досок толщиной 25 мм	м ²	155	4.185	119	498.02
3	15. 4.1-4-10.5	Бетон В25	м³	101.5	2.7405	643.65	1763.92
2	ЭСН6-15-6	Армирование натурной железобетонной балки	1 т		0.21183	1804.88	382.4
		Затраты труда рабочих (средний разряд 4,0)	чел.-ч	46.33	9.81	20.74	203.46
		Затраты труда машинистов	чел.-ч	4.38	0.93	27.83	25.88
	1. 01-05-01.215	Краны на автомобильном ходу, грузоподъемность 10 т	маш.-ч	1.75	0.37	160.42	59.36
	2. 01-06-01.265	Установки для сварки ручной дуговой (постоянного тока)	маш.-ч	8.82	1.87	9.92	18.55
	3. 03-01-02.001	Автомобили бортовые грузоподъемностью до 5 т	маш.-ч	2.63	0.56	62.69	35.11
	4. 1.10-140-40.20	Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0.007	0.0014828	27000	40.04
3		Арматура А 500	т		0.17667	7825	1382.44
4		Арматура А240			0.03516	9250	325.23
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							7110.72
ВСЕГО по смете							7110.72

Таблица 12. - Локальный ресурсный сметный расчёт для трёх модельных железобетонных балок

(составлен в текущих ценах по состоянию на I квартал 2026 года)

№ пп	Обоснование	Наименование	Ед. изм.	Кол.		Сметная стоимость в текущих (прогнозных) ценах, сом.	
				на ед.	всего	на единицу измерения	общая
1	2	3	4	5	6	7	8
Раздел 1. Новый раздел							
1	ЭСН6-34-2	Устройство балок для перекрытий, подкрановых и обвязочных на высоте от опорной площадки до 6 м при высоте балок: до 500 мм	100 м3 железобетона в деле		0.0006	132406.41	78.57
		Затраты труда рабочих (средний разряд 3,1)	чел.-ч	1749.3	1.05	18.58	19.51
		Затраты труда машинистов	чел.-ч	95.85	0.06	27.83	1.67
	1. 01-04-01.001	Вибраторы глубинные	маш.-ч	85.68	0.05	3.32	0.17
	2. 01-05-01.040	Краны башенные, грузоподъемность 8 т	маш.-ч	91.51	0.05	163.78	8.19
	3. 01-06-01.265	Установки для сварки ручной дуговой (постоянного тока)	маш.-ч	283.22	0.17	9.92	1.69
	4. 1.10-110-5.20	Лесоматериалы круглые хвойных пород для строительства длиной 3-6,5 м, диаметром 12-24 см	м3	0.178	0.0001068	482	0.05
	5. 1.10-110-50-5.15	Пиломатериалы хвойных пород. Бруски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 40-75 мм III сорта	м3	9.56	0.005736	3820	21.91
	6. 1.10-110-50-5.46	Пиломатериалы хвойных пород. Брусья обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 150 мм и более II сорта	м3	1.51	0.000906	3820	3.46
	7. 1.10-110-50-15.131	Пиломатериалы хвойных пород. Доски обрезные длиной 4-6,5 м, шириной 75-150 мм, толщиной 44 мм и более, III сорта	м3	2.03	0.001218	3740	4.56
	8. 1.10-140-40.20	Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0.34	0.000204	27000	5.51
	9. 1.10-240-25-35.5	Гвозди строительные	т	0.067	0.0000402	11500	0.46
	10. 1.10-260-200.10	Катанка горячекатаная в мотках диаметром 6,3-6,5 мм	т	0.054	0.0000324	9850	0.32
	11. 2.50-35-10.20	Щиты из досок толщиной 25 мм	м2	155	0.093	119	11.07
3	12. 4.1-4-10.5	Бетон В25	м3	101.5	0.0609		
2	ЭСН6-15-6	Армирование модельной железобетонной балки	1 т		0.00486	1926.77	9.44
		Затраты труда рабочих (средний разряд 4,0)	чел.-ч	46.33	0.23	20.74	4.77
		Затраты труда машинистов	чел.-ч	4.38	0.02	27.83	0.56
	1. 01-05-01.215	Краны на автомобильном ходу, грузоподъемность 10 т	маш.-ч	1.75	0.01	188.25	1.88
	2. 01-06-01.265	Установки для сварки ручной дуговой (постоянного тока)	маш.-ч	8.82	0.04	9.92	0.4
	3. 03-01-02.001	Автомобили бортовые грузоподъемностью до 5 т	маш.-ч	2.63	0.01	90.52	0.91
	4. 1.10-140-40.20	Электроды диаметром 4 мм Э42	т	0.007	0.000034	27000	0.92
3		Арматура А 500	тн		0.00276	7825	21.6
4		Арматуран А240	тн		0.0021	9250	19.43
5	ЭСН6-80-11	Приготовление тяжелого бетона на щебне класса: В 20	100 м3 бетона		0.000609	44281.77	26.6
		Затраты труда рабочих (средний разряд 2,0)	чел.-ч	301.71	0.18	16.82	3.03
3		Затраты труда машинистов	чел.-ч	23.55	0.01	27.83	0.28
	1. 01-03-01.015	Бетономесители передвижные 250 л на других видах строительства (кроме водохозяйственного)	маш.-ч	23.55	0.01	45.55	0.46
3	2. 1.10-10-10.215	Цемент марки 500	т	30.4	0.0185136	1025	18.98
3	3. 1.10-280-20.70	Вода	м3	23	0.014007	2.17	0.03
3	4. 4.1-5-20-10.5	Щебень из природного камня для строительных работ	м3	81.2	0.0494508	40	1.98
3	5. 4.1-5-40-1010.1	Песок для строительных работ природный	м3	53	0.032277	57	1.84
Итого прямые затраты по смете в текущих ценах							155.64
ВСЕГО по смете							155.64

**МАТЕРИАЛЫ О ВНЕДРЕНИИ РЕЗУЛЬТАТОВ ДИССЕРТАЦИОННОГО
ИССЛЕДОВАНИЯ**



МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РЕСПУБЛИКИ ТАДЖИКИСТАН
ТАДЖИКСКИЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
имени академика М.С. Осими

734042, Душанбе, просп. академиков Раджабовых, 10, Тел.: (+992 37) 221-35-11, Факс: (+992 37) 221-71-35
Web: www.ttu.tj E-mail: info@ttu.tj

от «05» 05 2026 г. № 1

«УТВЕРЖДАЮ»

Ректор ТТУ им. акад. М.С. Осими
д.э.н. профессор Давлатзода К.К.



« _____ 2026г.

АКТ

о внедрении научных результатов диссертационной работы Махмадиева Усмонали Муродалиевича на тему: «Экспериментальные исследования железобетонных балок методами физического моделирования» в учебный процесс университета при подготовке специалистов строительного профиля

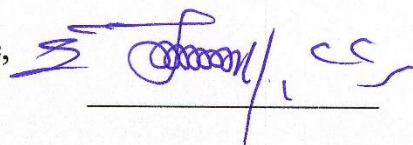
Мы, нижеподписавшиеся, комиссия Таджикского технического университета имени академика М.С. Осими в составе: председателя комиссии – первого проректора, проректора по учебной работе, к.т.н., доцента Маджидзода Т.С.; членов комиссии: начальника учебно-методического управления, к.т.н., доцента Рахимзода Дж.Б.; начальника управления науки и инноваций, к.т.н. Бозорова Ш.А., составили настоящий акт о том, что научные результаты диссертационной работы соискателя кафедры «Промышленное и гражданское строительство» Таджикского технического университета имени академика М.С. Осими Махмадиева Усмонали Муродалиевича на тему: «Экспериментальные исследования железобетонных балок методами физического моделирования», представленной на соискание учёной степени доктора философии (PhD), доктора по специальности 6D072900 – Строительство (6D072902 – Строительные конструкции, здания и сооружения), внедрены и используются в учебном процессе при подготовке специалистов строительного профиля.

Результаты диссертационного исследования Махмадиева У.М. внедрены и используются в учебном процессе при проведении лекционных, практических и лабораторных занятий по дисциплинам «Железобетонные конструкции», «Основы строительных конструкций», «Расчёт зданий и сооружений с применением программных комплексов», а также в рамках научно-исследовательской работы бакалавров и магистрантов и при подготовке выпускных квалификационных работ по специальности 1-700201 – Промышленное и гражданское строительство.

В результате использования материалов диссертационной работы достигнут положительный учебно-методический эффект, заключающийся в повышении уровня освоения обучающимися теоретических положений расчёта железобетонных конструкций, развитии практических навыков экспериментальной оценки их работы, а также в расширении применения методов физического и численного моделирования при подготовке специалистов строительного профиля.

ПРЕДСЕДАТЕЛЬ КОМИССИИ,

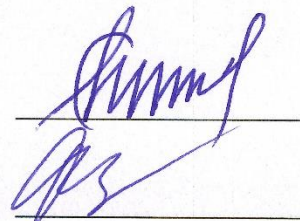
первый проректор, проректор по учебной работе,
к.т.н., доцент Маджидзода Т.С.



ЧЛЕНЫ КОМИССИИ:

Начальник УМУ,
к.т.н. доцент Рахимзода Дж.Б.

Начальник УНИ,
к.т.н. Бозоров Ш.А.





«УТВЕРЖДАЮ»

Директор Института геологии, сейсмостойкого
строительства и сейсмологии Национальной
академии наук Таджикистана

Сафарализода Н. С.

«05» 05 2026 г.

АКТ

о внедрении научных результатов диссертационной работы Махмадиева Усмонали Муродалиевича на тему «Экспериментальные исследования железобетонных балок методами физического моделирования»

Комиссия в составе: председателя комиссии – заведующий лаборатории сейсмостойкости зданий и сооружения Института геологии, сейсмостойкого строительства и сейсмологии Национальной академии наук Таджикистана д.т.н., проф., чл.- корр. НАНТ Низомов Д. Н.; членов комиссии – руководитель экспериментальной группы лаборатории сейсмостойкости зданий и сооружения ИГССС НАНТ Каримов Р. Ш.; ведущий инженер экспериментальной группы лаборатории сейсмостойкости зданий и сооружения ИГССС НАНТ Базаров Р., составила настоящий акт о том, что результаты диссертационной работы Махмадиева Усмонали Муродалиевича на тему: «Экспериментальные исследования железобетонных балок методами физического моделирования», представленной на соискание учёной степени доктора философии (PhD), доктора по специальности 6D072900 – Строительство (6D072902 – Строительные конструкции, здания и сооружения), внедрены в научно-исследовательскую деятельность Института геологии, сейсмостойкого строительства и сейсмологии Национальной академии наук Таджикистана.

Краткая характеристика внедрённых результатов. В научно-исследовательскую деятельность Института внедрены результаты экспериментального изучения работы железобетонных изгибаемых элементов, полученные на основе натуральных и модельных испытаний железобетонных балок. Практическое значение имеют разработанные методические положения по физическому моделированию железобетонных конструкций, критерии подобия для переноса параметров напряжённо-деформированного состояния от модельных образцов к натурным конструкциям, а также экспериментально обоснованные подходы к оценке трещинообразования, прогибов и несущей способности железобетонных балок при статическом нагружении.

Результаты исследования используются при выполнении научных работ, связанных с экспериментальным и расчётно-аналитическим обоснованием работы железобетонных конструкций, в том числе при анализе их

деформативности, трещиностойкости и предельных состояний с учётом нелинейного характера деформирования бетона и арматуры.

Эффект от внедрения. Внедрение результатов диссертационной работы способствует развитию экспериментальной базы исследований железобетонных конструкций, совершенствованию методических подходов к моделированию несущих элементов зданий и сооружений.

Полученные научные результаты имеют практические значения для исследований в области сейсмостойкого строительства.

Председатель комиссии,

заведующий лабораторией сейсмостойкости
зданий и сооружений Института геологии,
сейсмостойкого строительства и сейсмологии
Национальной академии наук Таджикистана
д.т.н., проф., чл.- корр. НАНТ

— Д. Н. Низомов

Члены комиссии:

руководитель экспериментальной группы
лаборатории сейсмостойкости зданий и
сооружения ИГССС НАНТ

Р. Ш. Каримов

ведущий инженер экспериментальной
группы лаборатории сейсмостойкости
зданий и сооружения ИГССС НАНТ.

Р. Базаров



КУМИТАИ МЕЪМОРӢ ВА СОХТМОНИ
НАЗДИ ҲУКУМАТИ ҶУМҲУРИИ ТОҶИКИСТОН

КОРХОНАИ ВОҲИДИ ДАВЛАТИИ
«ПАЖУҲИШГОҲИ ИЛМИЮ ТАДҚИҚОТИИ СОХТМОН ВА МЕЪМОРӢ»

734025 ш. Душанбе кӯчаи Хусейнзода 36-А

Тел.: (992 37) 227-77-60, 227-77-61, Факс: (992 37) 227-77-60. E-mail: niisa.tj@mail.ru

« 05 » 05 соли 2026, № 228/9

«УТВЕРЖДАЮ»



Директор ГУП «Научно – исследовательский
институт «Строительство и архитектура»

Саломзода М.М.

2026 г.

АКТ

о внедрении научных результатов диссертационной работы Махмадиева Усмонали Муродалиевича на тему: «Экспериментальные исследования железобетонных балок методами физического моделирования», представленной на соискание учёной степени доктора философии (PhD), доктора по специальности 6D072900 – Строительство (6D072902 – Строительные конструкции, здания и сооружения)

Комиссия в составе: председателя комиссии – главного инженера ГУП «Научно-исследовательский институт «Строительство и архитектура» Мустафокулова С.Х.; членов комиссии – начальника отдела инженерных изысканий, сейсмостойкого строительства, технического обследования зданий и сооружений Мухаммадиева Д.И. и главного специалиста отдела проектирования Саидмуродова Х.И., подтверждает, что научные результаты диссертационного исследования применены при выполнении расчётно-аналитических и проектно-конструкторских работ, связанных с оценкой напряжённо-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов, обоснованием расчётных схем, анализом трещиностойкости, прогибов и несущей способности железобетонных конструкций.

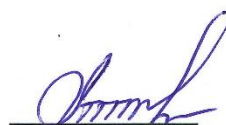
Предложенные в диссертационной работе методики экспериментальных испытаний, физического моделирования и численного моделирования железобетонных балок с учётом физической нелинейности позволяют повысить

обоснованность расчётных решений, уточнить параметры работы железобетонных изгибаемых элементов на различных стадиях нагружения, а также повысить достоверность расчётно-конструкторских решений при проектировании и выполнении проверочных расчётов железобетонных конструкций.

Результаты диссертационной работы имеют практическую значимость для деятельности ГУП «Научно-исследовательский институт «Строительство и архитектура»» и используются при выполнении проектных, расчётно-конструкторских и научно-исследовательских работ, а также при обследовании и оценке технического состояния железобетонных несущих конструкций зданий и сооружений.

Председатель комиссии,

главный инженер ГУП «Научно –
исследовательский институт
«Строительство и архитектура»



Мустафокулов С.Х.

Члены комиссии:

начальник отдела инженерных изысканий,
сейсмостойкого строительства,
технического исследования зданий и
сооружений



Мухаммадиев Д.И.

главный специалист отдела
проектирования



Саидмуродов Х.И.

Муассисаи давлатии
«Дирексияи сохтмони
иншооти ҳукуматӣ»-и Дастгоҳи
иҷроияи Президенти Ҷумҳурии
Тоҷикистон
Ҷамъияти саҳомии кушодаи
Пажӯҳишгоҳии илмӣ ва лоиҳакашию
ҷустуҷӯии «САНИИОСП»



Государственного учреждения
“Дирекция по строительству правительственных
объектов” Исполнительного аппарата
Президента Республики Таджикистан
Открытое Акционерное Общество
Научно-исследовательский и проектно-
изыскательский институт «САНИИОСП»

734013, ш. Душанбе, хиёбони Дусти Халқо-94 / e-mail: info@saniiosp.tj // www.saniiosp.tj / тел: 221-06-13, факс: 223-05-29

«28» 04 соли 2026, № 4311



«УТВЕРЖДАЮ»

Директор ОАО «Научно-исследовательский
и проектно-изыскательский институт
«САНИИОСП»

Мализода Б.Х.

«___» _____ 2026 г.


АКТ О ВНЕДРЕНИИ НАУЧНЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ
диссертационной работы Махмадиева Усмонали Муродалиевича
на тему: «Экспериментальные исследования железобетонных балок
методами физического моделирования»

ОАО «Научно-исследовательский и проектно-изыскательский институт «САНИИОСП» подтверждает, что научные результаты, полученные в диссертационной работе Махмадиева Усмонали Муродалиевича на тему: «Экспериментальные исследования железобетонных балок методами физического моделирования», внедрены в научно-проектную и проектно-изыскательскую деятельность института.

Материалы диссертационного исследования, включающие теоретическое обоснование применения методов подобия, результаты испытаний натуральных и модельных железобетонных балок, а также данные численного анализа их работы, используются при научном сопровождении проектных решений и выполнении инженерно-аналитических задач, связанных с оценкой поведения железобетонных элементов под нагрузкой.

Внедрение указанных результатов способствует расширению экспериментально обоснованной базы для анализа деформативности, трещинообразования и предельных состояний железобетонных конструкций, а также повышает обоснованность принимаемых проектных и экспертно-аналитических решений в деятельности института.

Главный инженер ОАО «Научно-исследовательский и проектно-изыскательский институт «САННИОСП»



Насруллоев Х.Х.

Главный инженер проектов ОАО «Научно-исследовательский и проектно-изыскательский институт «САННИОСП»



Джамолов С.С.

АВТОРСКИЕ СВИДЕТЕЛЬСТВА, ПАТЕНТЫ И СЕРТИФИКАТЫ

ҶУМҲУРИИ
ТОҶИКИСТОН



ИДОРАИ
ПАТЕНТИ

НАХУСТПАТЕНТ

№ ТҶ 1453

БА ИХТИРОИ

Система барои моделсозии таъсири сейсмики ба моделҳои физикии биноҳо ва иншоот

Дорандаи нахустпатент Маҳмадиев Усмолати Муродалиевич

Сарзамини Ҷумҳурии Тоҷикистон

Муаллиф(он) Маҳмадиев У.М., Қаландарбеков И., Қаландарбеков И.И.

Аввалияти ихтироъ 16.05.2023

Таърихи рӯзи пешниҳоди ариза 16.05.2023

Аризаи № 2304836

Дар Фохристи давлатии ихтироъҳои

Ҷумҳурии Тоҷикистон 04 декабри с. 2023 ба қайд гирифта шуд

Нахустпатент
эътибор дорад аз 16 май с. 2023 то 16 май с. 2033

ДИРЕКТОР

Исмоилзода М.

РЕСПУБЛИКА ТАДЖИКИСТАН

ПАТЕНТНОЕ ВЕДОМСТВО

МАЛЫЙ ПАТЕНТ

№ TJ 1453

на изобретение

Стенд для моделирования сейсмических воздействий на физические модели зданий и сооружений

Патентообладатель Махмадиев Усмонали Муродалиевич

Страна Республика Таджикистан

Автор (ы) Махмадиев У.М., Каландарбеков И., Каландарбеков И.И.

Приоритет изобретения 16.05.2023

Дата подачи заявки 16.05.2023

Заявление № 2301836

Зарегистрировано в Государственном реестре изобретений Республики Таджикистан

04 декабря 2023

Малый патент действителен с 16 мая 2023 г. по 16 мая 2033 г.



СЕРТИФИКАТ

Настоящий сертификат подтверждает, что

Махамдиев Усмонали Муродалиевич

успешно окончил(а) курс обучения «Применение программных комплексов семейства ЛИРА-САПР для расчета монолитных железобетонных и стальных конструкций (практикум)» продолжительностью 40 академических часов

Преподаватель: Мельников Алексей Александрович



№ **PR-02/23 02** Выдан **03.03.2023**





СЕРТИФИКАТИ

Курси тақмили ихтисоси касбӣ

Иҷозатнома онд ба ҳуқуқи номбардан ҷаъловияти таълимӣ:
сериали Т-ИФ № 0004189 аз « 14 » декабри 2023 соли
Мақоли семинари омӯзишӣ: «Ҳисоби конструктиви банохо ва
ишдоот ба истифода аз барномаи ҳисоби ETABS»

Гурӯҳи шунавандагон: Мухаллис - ҳисобчи

Дода шуд ба: Махмалнев Усмоили Муродалиевич
(номи писаб, номи падар)

Мухалли омӯзиш: аз « 15 » то « 29 » сентябр соли 2025

Таълиқунашдан курси тақмили ихтисоси касбӣ:

Қорҷояи воҳиди давлати «Пажухиштихи илмию таълиқоти
сохтмон ва меъморӣ»-и Ҷумҳурии Тоҷикистон ва сохтмони назди
Ҳукумати Ҷумҳурии Тоҷикистон



Директори М. М. Саломов ва М. М. Саломов

т. Душанбе, 29 сентябр соли 2025

Риками бақайдгирӣ №: 276



СЕРТИФИКАТ

Курси тақмили ихтисоси касбӣ

Иҷозатнома онд ба ҳуқуқи ҷаъловияти таълиқоти:
сериали Т-ИФ № 0004189 аз « 14 » декабри 2023 соли
Мақоли семинари омӯзишӣ: «Расчет конструкций зданий и
сооружений с применением расчетной программы ETABS»

Категория слушателей: Инженер - расчётчик

Выдан: Махмалневу Усмоили Муродалиевичу
(фамилия, имя, отчество)

Период обучения: от « 15 » до « 29 » сентября 2025 года

Организатор курса: повышения профессиональной квалификации.

Государственное унитарное предприятие «Научно-исследовательский
институт строительства и архитектуры» Комитета по архитектуре
и строительству при Правительстве Республики Таджикистан



Директор М. М. Саломов ва М. М. Саломов

т. Душанбе, 29 сентябри 2025 Ҷ.

Регистрационный №: 276