

**АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «КАЗАХСКИЙ
НАУЧНО ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ»**

На правах рукописи
УДК 624.016

Алтигенов Улан Байтурсынович

**ПРОЧНОСТЬ И ЖЕСТКОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕННЫХ ФИБРОАРМИРОВАННЫМИ
ПЛАСТИКАМИ, ПРИ СТАТИЧЕСКИХ И ДИНАМИЧЕСКИХ
НАГРУЗКАХ**

Специальность 05.23.01 – «Строительные конструкции,
здания и сооружения»

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор академик НИА РК
Беспаев А.А.

город Бишкек 2021

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ	9
1.1 Общие сведения о развитии методов усиления строительных конструкций композитными материалами	9
1.2 Способы усиления железобетонных конструкций традиционным методом	17
1.3 Усиление железобетонных конструкций фиброармированными пластиками	20
1.4 Выводы по Главе 1	25
ГЛАВА 2. ПРОГРАММА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ	26
2.1 Методика экспериментальных исследований нормальных сечений	26
2.2 Опытные образцы изгибаемых железобетонных балок	30
2.3 Характеристики материалов для усиления железобетонных балок	34
2.4 Выводы по Главе 2	36
ГЛАВА 3. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ФИБРОАРМИРОВАННЫМИ ПЛАСТИКАМИ	37
3.1 Результаты изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными пластиками по нормальному сечением при статическом нагружении	37
3.1.1 Расчетно-теоретический анализ прочности нормальных сечений	49
3.2 Результаты работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными пластиками (сетки), по наклонным сечениям при статическом нагружении	53
3.2.1 Расчетно-теоретический анализ прочности наклонных сечений	65
3.3 Результаты работы нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными пластиками (ленты S&N Laminate), при динамическом нагружении	68
3.3.1 Расчетно-теоретический анализ прочности нормальных сечений при динамических нагружениях	102
3.4 Выводы по главе 3	103

ГЛАВА 4. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ	105
4.1 Положение по усилению изгибаемых железобетонных конструкций фиброармированными пластиками	105
4.2 Основные расчетные положения.....	107
ВЫВОДЫ.....	116
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	118
ПРИЛОЖЕНИЕ 1	129
П1.1 Усиление и восстановление железобетонных конструкций предварительно напряженными фиброармированными пластиками.....	129
П 1.2 Пример усиления.....	131
П 1.3 Пример усиления.....	135
П 1.4 Пример усиления.....	137
ПРИЛОЖЕНИЕ 2 АКТ О РЕАЛИЗАЦИИ НАУЧНЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ В ЖИЛОМ КОМПЛЕКСЕ «ТОО Gloria Asset Management».....	145
ПРИЛОЖЕНИЕ 3 АКТ О РЕАЛИЗАЦИИ НАУЧНЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ В ЖИЛОМ КОМПЛЕКСЕ «ТОО GEMBA»	146

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертации. В связи с частым изменением назначения, реконструкцией и реновацией, требованиями повышения надежности и комфорта, физическим износом и повреждением от коррозии зданий и сооружений все большее значение приобретает необходимость усиления строительных конструкций. Особенно важную роль усилению и восстановлению зданий и сооружений отводится в сейсмических районах строительства, в районах стихийных бедствий, после аварий и террористических актов.

Основным материалом несущих конструкций зданий и сооружений современности является монолитный или сборной железобетон, поэтому проблемы совершенствования методов усиления железобетонных конструкций приобретают особую актуальность. Традиционные методы усиления железобетонных конструкций весьма трудоемки, требуют вскрышных, сварных и бетонных работ, нуждаются в значительном времени для обеспечения требуемой прочности. Новые, современные методы усиления железобетонных конструкций ориентированы на применение для усиления композитных фибропластиковых материалов, отличающихся высокой прочностью, стойкостью к коррозии и долговечностью. Поверхностное усиление железобетонных конструкций непосредственным наклеиванием на бетонные поверхности усиливающих композитных материалов отличается высокой эффективностью усиления, простотой и высокой скоростью выполнения, низкой трудоемкостью работ и быстрыми сроками повышения прочности.

Большая часть усиливаемых железобетонных конструкций нуждается в повышении прочности нормальных сечений по изгибающему моменту и несущей способности по поперечной силе.

В разработанной редакции Европейских норм в Республике Казахстане (Eurocode 2: Design of concrete structures [1]) введен раздел по проектированию усиления железобетонных конструкций фиброармированными пластиками.

Поэтому проведение исследований по выбранной теме весьма актуально и необходимо для строительной отрасли Казахстана и Средней Азии.

Связь темы диссертации с крупными научными программами, основными научно-исследовательскими работами, проводимыми научными учреждениями. Диссертация выполнена в рамках государственной программы Комитета по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства Республики Казахстан по теме: Прочность и жесткость изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками, при статических и динамических нагрузках.

Цель и задачи исследования. является повышение эффективности усиления фиброармированными пластиками нормальных и наклонных сечений изгибаемых железобетонных конструкций.

Для достижения поставленной цели решались следующие задачи:

- определение физико-механических характеристик новых типов фиброармированных материалов;
- оценка уровня повышения прочности сечений нормальных к продольной оси изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными пластиками;
- определение несущей способности изгибаемых железобетонных балок по прочности сечений наклонных к продольной оси элемента усиленных фиброармированными пластиками;
- определение учета влияния повторных динамических воздействий на прочность, жесткость и трещиностойкость изгибаемых железобетонных балок усиленных конструкций фиброармированными пластиками;
- определить эффективность усиления фиброармированными пластиками нормальных и наклонных сечений изгибаемых железобетонных конструкций;
- разработка рекомендаций по усилению изгибаемых железобетонных конструкций предварительно напряженными фиброармированными пластиками;

Научная новизна полученных результатов:

– определены результаты по напряженно-деформированному состоянию изгибаемых железобетонных конструкций усиленных лентами фиброармированных пластиков, при статических нагрузках вплоть до разрушения, при которых происходит отрыв защитного слоя бетона в зоне анкеровки лент или нарушение сцепления лент с бетоном;

– выявлены результаты по напряженно-деформированному состоянию и работе усиленных железобетонных изгибаемых конструкций при динамических нагрузках вплоть до разрушения, при которых происходит отрыв защитного слоя бетона в зоне анкеровки лент или нарушение сцепления лент с бетоном;

– разработана методика расчета усиления изгибаемых железобетонных конструкций, напряженными фиброармированными пластиками для повышенной прочности, жесткости и трещиностойкости элементов.

– разработаны рекомендации по усилению изгибаемых железобетонных конструкций предварительно напряженными фиброармированными пластиками.

Практическая значимость полученных результатов. Получены сопоставительные данные по применению новых типов фиброармированных пластиков для усиления железобетонных конструкций. Получены экспериментальные исследования по величине, учитываемой в расчетах предельных деформаций фиброармированных пластиков при различных типах нагрузок. Разработаны рекомендации позволяющие проектировать усиление нормальных и наклонных сечений железобетонных конструкций, применяемых в обычных и сейсмических районах.

Экономическая значимость полученных результатов. Применение результатов выполненных экспериментальных исследований, усиленных изгибаемых железобетонных конструкций позволит обеспечить следующее показатели:

- сокращение сроков выполнения работ, а также привлечение исполнителей к работам по усилению железобетонных конструкций;
- отсутствие дополнительных конструктивных элементов от усиления несущих конструкций, в связи с тем не изменяется существующая полезная площадь усиливаемого объекта;

Расчитанные показатели экономической эффективности внедрения разработанного усиления железобетонных конструкций составила в сопоставлении, с традиционным методом усиления (рубашка или обойма из металлоконструкций) составляет на 1 м² 53 600 тенге, усиление фиброармированными пластиками составляет 44 250 тенге.

Основные положения диссертации, выносимые на защиту:

- выявлены предельно допустимые деформации фиброармированных пластиков, усиливающей прочность растянутой зоны нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов;
- определена картина распределения растягивающих напряжений в волокнах фиброармированных сеток по высоте усиливаемых наклонных сечений и предельные деформации волокон усиливающих сеток, при которых происходит отрыв защитного слоя бетона с боковых сторон усиливаемого элемента;
- получено влияние динамического характера нагружения на прочность железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками;
- разработан способ усиления изгибаемых железобетонных конструкций предварительного напряжения фиброармированных пластиков при восстановлении эксплуатационной пригодности поврежденных железобетонных конструкций.

Личный вклад соискателя:

- приведен обзор предшествующих работ в мировой практике по применению и изучению работы железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками.

– выполнены экспериментальные исследования, работы нормальных и наклонных сечений железобетонных элементов, усиленных различными типами фиброармированных пластиков, при статических и динамических нагрузках.

– осуществлена камеральная обработка опытных данных и выполнен расчетно-теоретический анализ результатов исследований.

– разработана методика расчета усиления нормальных и наклонных сечений поверхностным усилением фиброармированными пластиками для обычных и сейсмических районов.

– разработаны рекомендации по усилению и восстановлению поврежденных изгибаемых железобетонных конструкций применением предварительного напряжения фибропластиков.

Апробация результатов исследования. Результаты исследований доложены и обсуждены на ряде международных и республиканских конференциях и совещаниях, в том числе на:

– IV Международной научно-практической конференции «Строительство в сейсмических районах», 2012, КазНИИСА, г. Алматы;

– Международной научно-практической конференции «Актуальные проблемы и перспективы развития строительных конструкций: инновации, модернизация и энергоэффективность в строительстве», 2013 г. КазГАСА, Алматы;

– X Юбилейная всеукраинской конференции «Строительство в сейсмических районах Украины», 2015, г. Одесса;

– II международной конференции молодых ученых "Современные задачи геофизики, инженерной сейсмологии и сейсмостойкого строительства" Институт геофизики и инженерной сейсмологии им. А. Назарова НАН РА, 2015, г. Армения, Ереван;

– Международной научно-практической конференции «Современная строительная наука, состояние и перспективы развития», 2016 г., КазНИИСА, Алматы;

– VI Международная научно-практическая конференция «Новые строительные тренды в XXI веке, 2017 г. НИА РК, Алматы.

Полнота отражения результатов диссертации в публикациях. Материалы диссертации опубликованы 21 научных трудах в том числе 7- в научных периодических изданиях, включенных в наукометрической базе данных РИНЦ, а также 14- в дополнительных изданиях.

Структура и объем диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, четырех глав, выводов, списка использованных литературы и приложений, изложенных на 146 страницах, машинописного текста. В работе содержится 20 таблиц, 98 рисунков 102 наименований литературы и 18 страниц приложений.

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЯ

1.1 Общие сведения о развитии методов усиления строительных конструкций композитными материалами

Первые экспериментальные исследования несущей способности усиленных железобетонных элементов с помощью композиционных материалов, были начаты в дальнем зарубежье. Испытанию подвергались железобетонные конструкции, усиленные композиционными материалами на основании стеклянных, арамидных, углеродных и других волокон. Впоследствии было выявлено эффективность усиления конструкций композитными материалами на основании углеродных волокон.

Активное изучение, производство и применение полимерных композитных материалов на основе различных волокон (углеродных, арамидных, стеклянных и др.) в строительстве началось в середине XX века. В 80-х годах прошлого века в Японии впервые композитные материалы использовали для усиления колонн путем создания охватывающей обоймы [1]. Основными преимуществами данного метода усиления, являлись меньшая трудоемкость, удобство выполнения, малый собственный вес, низкая стоимость производства работ. Базовой работой по изучению напряженного состояния бетона в обойме является работа американских ученых в Иллинойском университете [2]. Их исследование посвящено изучению работы бетона при трехосном сжатии. По результатам исследований предложена зависимость прочности усиленного бетона от прочности исходного бетона, радиального напряжения в обойме и угла внутреннего трения. В экспериментальных исследованиях бетонные образцы испытывались в стабилометре, создающем постоянное гидростатическое давление.

В последующих исследованиях [3] в железобетонных образцах, усиленных обоймами из фиброармированных пластиков, напряжения в

материале усиления были переменными, что позволило предложить более совершенную эмпирическую зависимость прочности усиленного бетона.

В работах [4-7] разработаны принципы расчета сжатых железобетонных элементов, усиленных фибропластиковой оболочкой, по которым разрушение может происходить из-за разрыва материала оболочки или отслоения материала оболочки в зоне перехлеста материала. При этом предлагаются различные эмпирические зависимости для определения прочности бетона железобетонных колонн, усиленных обоймами из фиброармированных пластиков.

В работе [8] приведен анализ напряженно-деформированного состояния железобетонных колонн, усиленных композиционными материалами, которые показывают, что существующие зависимости обеспечивают высокую точность только для круглых колонн, а для колонн другой формы сечения получаются значительные расхождения.

В работе [9] показано, что помимо того, что помимо трехосного напряженного состояния в бетоне, связанного с наличием фиброармированной оболочки, сама обойма из фиброармированных пластиков также приобретает объемное напряженное состояние (возникают растягивающие от бокового направления в продольном направлении; действует пассивный отпор бетона в радиальном направлении; возникают сжимающие напряжения, действующие поперек волокон). Кроме того, обойма из фиброармированных пластиков упруго деформируется вплоть до разрушения усиленного элемента, создавая возрастающее пассивное давление на бетон. Это отличает от работы металлической обоймы, которая при достижении металлом предела текучести прекращает увеличивать давление на бетон. Работа обоймы из фиброармированных пластиков для усиливаемых элементов прямоугольного сечения не столь эффективна.

Американские нормативные документы по проектированию сжатых железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками [17], рассматривают две схемы разрушения: разрыв материала оболочки и

отслоение материала оболочки в стыковых соединениях материала «внахлест». Даны ограничения расчетных деформаций фиброармированного материала и при разрыве и величине нахлестка фиброволокон.

В исследованиях сейсмостойкости колонн, усиленных композитными материалами, в Японии [9-10] в середине 80-х годов прошлого века было проверено два способа усиления: наклеиванием полос композиционного материала на боковые поверхности колонн и создания обойм из композиционного материала на всей высоте усиливаемых колонн. В дальнейшем оба способа усиления получили развитие при восстановлении железобетонных и каменных стен, а также колонн [11-13].

Успешный опыт восстановления аварийных колонн 7-ми этажной гостиницы в Лос-Анджелесе, поврежденной при землетрясении в июне 1992 года [14], получен при устройстве обойм из холстовых композитных материалов.

В сообщении [15] приводятся сведения об областях применения композитных материалов в строительстве.

В работе [17] рассматривается железобетонная балка, разрушавшаяся по поперечной силе. Балка оказалась разделенной наклонной трещиной на две части, которые поворачиваются относительно этой трещины. При этом разрушение произошло по поверхностям полуконуса, основание которого лежит в плоскости критической трещины.

В работе [18] выполнены исследования работы нормальных сечений железобетонных балок, усиленных в растянутой зоне ламинатом «Sika». Опытные образцы первоначально нагружались до образования трещин эксплуатационным уровнем усилий, а затем они усиливались ламинатом и производилось повторное нагружение усиленных образцов. Разрушение образцов происходило от отслоения композитного материала по контакту клей-бетон в зоне чистого изгиба.

В нормах США [19] расчет прочности наклонного сечения с учетом ФАП отличается от расчета сечения со стальной поперечной арматурой ограничением экспериментальных деформаций ФАП.

В работе [20] предложен итерационный метод моделирования различных углов раскрытия наклонных трещин, учитывающий длину передачи усилия с ФАП на бетон, высоту полуконуса разрушения и величину прикладываемого усилия.

В работе [21] предложен энергетический метод определения момента нарушения сцепления ФАП с бетоном (деламинация) в наклонном сечении.

В последние годы в России накоплен большой опыт усиления [22] ОАО ЦНИИС, НИИЖБ, Гормост, РосдорНИИ, ЗАО «Триада-Холдинг».

В ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко выполнены исследования прочности кирпичных и ячеистобетонных простенков [23-25], усиленных холстами из углеволокнистой ткани, при статической сдвигающей нагрузке.

Исследования сжатых железобетонных колонн и кирпичных столбов, усиленных композиционными материалами, выполнено А.Н. Костенко [24] при осевом и внецентренном сжатии.

В работах [26-27] представлены результаты экспериментального исследования сейсмоусиления каменной кладки фиброармированными материалами. Опытные образцы кладки испытывались на действие продольной сжимающей силы, приложенной по диагонали образцов, и различались наличием усиления лентами холста из углеволокна с одной или обеих сторон. Прочность на перекося с усилением с одной стороны увеличилась на 48%, а с двухсторонним усилением – на 92%. При этом, деформации удлинения растянутой диагонали уменьшились, соответственно, в 2,75 и 2,16 раз, а сжатой диагонали уменьшились на 30%. Динамические испытания образцов кирпичной стены размерами 300x25x25 см с оконным проемом размером 100x100 см при частоте нагружения 2–5 герц, амплитуде усилий -80% от расчетной прочности при действии динамической нагрузки в течение 30 секунд, показали, что при горизонтальных ускорениях виброплатформы 0,03-4,2 м/с² вызвали

повреждения и разрушение не усиленных образцов, а усиленные наклонными и горизонтальными лентами углепластиков образцы не получили повреждений.

В работе Гапонова В.В. [28] приводятся результаты испытаний железобетонных балок, имитирующих ребра жесткости в сборных плитах, а также натуральных плитах ДП–15–1т пролетом 5,4 м и 4,2 м, усиленных поверхностным наклеиванием углеродной сетки. Коэффициент усиления изменялся в диапазоне 1,5–6,0. Разрушение по поперечной силе происходило по наклонному сечению в месте окончания усиления.

В статье Литвинова Артема [29] приведены сведения о свойствах карбоновых фибропластиков, применяемых в строительных конструкциях.

В работе [30] предлагаются четыре конечно-элементные модели по расчету железобетонных колонн с внешним армированием обоймами из углеволокна для программного комплекса SCAD Office.

В Москве были [31] были проведены исследования прочности железобетонных колонн, усиленных углеволокнистой тканью Sika Wrap. Прочность колонн, усиленных бандажами из полос увеличилась на 80%, а образцов, усиленных по боковым сторонам слоем углепластика, – на 100%.

В работе [32] изучалась прочность, деформативность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов усиленных композитными материалами. Предложена расчетная схема балки в виде арки с затяжкой или свода. Показано что установка U-образных анкеров приводит к повышению прочности элементов, а эффект усиления растет до определенного процента композиционного армирования.

В работе [33] рассматривается методика расчета металлических конструкций, усиливаемых фиброармированными пластиками, методом предельного равновесия, учитывающего несколько схем возможных разрушений (разрушение от растяжения в усиливаемой балке; разрушение от растяжения фиброармированного пластика; местное выпучивание усиливаемой балки; расслоение фиброармированного пластика).

В работе С-Петербургского ГАСУ [34] представлены результаты экспериментальных исследований прочности по поперечной силе железобетонных балок, усиленных полосами из однонаправленных углеродных фиброармированных сеток в виде вертикальных или наклонных полос сеток, охватывающими три стороны балки. Усиление фиброармированными лентами повысило прочность по поперечной силе балок без поперечной стальной арматуры в 2,04-2,32 раза, а балок, имеющих стальную поперечную арматуру, на 9-26 % и 5-11,5 %.

В статье НИИЖБ [35] излагается методика расчета прочности железобетонных конструкций, усиленных внешним армированием в виде лент ламината и ламеля с использованием арамидных, углеродных или стеклянных волокон, построенная на моделях СП 63.13330.2012 с использованием рекомендаций европейских норм. Рассматривается как разрушение вследствие полного использования прочностных свойств элементов усиления, так и от преждевременного отслоения элементов усиления. Исключение возможности разрушения от отслоения элементов усиления рекомендуется обеспечивать ограничением расчетного сопротивления растяжению композиционных материалов.

В исследованиях НИУ МНСУ [36] представлены результаты динамических испытаний изгибаемых железобетонных, каменных и металлических образцов, усиленных различными типами углеродных фиброармированных материалов. Опытные образцы подвергались действию 1000 циклов динамических повторных нагрузок с амплитудой усилий, близкой к расчетной прочности и коэффициентом асимметрии усилий 0,5, а затем разрушались статическим нагружением. Несущая способность усиленных железобетонных образцов превысила прочность не усиленных образцов на 35-64%. При этом предельные прогибы перед разрушением увеличились на 16-89 %.

В обзорной информации по международному опыту сейсмоусиления фиброармированными пластиками несущих конструкций зданий,

выполненному холдинговой компанией «Композит» (Россия) [37], приводятся примеры выполненных исследований:

1. В Беркли (Калифорния, США) проведены сопоставительные испытания железобетонных стен без усиления, усиленных железобетонными обоймами, которые сместили зону пластического шарнира выше зоны усиленного участка. Бандажи из углеродного волокна повысили прочность и жесткость стен, а также уменьшили уровень повреждения стен;

2. В Турции (Стамбульский Технический Университет) усилены композитными материалами поврежденные землетрясением стены складского помещения, фрагмент испытания которых показал высокую степень усиления;

3. В Португалии восстановлены поврежденные землетрясением железобетонные колонны, которые после усиления бандажами из углеродных волокон восстановили свою несущую способность;

4. В Японии более 200 видов конструкции усилены поверхностным наклеиванием фиброармированных пластиков;

5. В России (ФГБУ ВНИИ ГОЧС) испытали четыре фрагмента зданий на пневматической сейсмоплатформе вибромашиной, создававшей ускорения, эквивалентные 3-9,5 баллов. Фрагмент железобетонного каркаса, усиленный композитным материалом FIBARM в соответствии с расчетом для 8–9 балльной сейсмичности, выдержал динамические испытания без существенных повреждений.

Значительные исследования усиленных композитными материалами железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений выполнены под руководством Бокарева С.А. [38]–[40]. Проведен комплекс исследований прочности полномасштабных моделей и натуральных конструкций железобетонных колонн и балок, усиленных полимерволокнистыми холстами и лентами ламеля с учетом температурных факторов.

Проведены натурные испытания конструкций моста через реку Тарьсма на 138 км автомобильной дороги «Новосибирск-Ленинск-Кузнецк», усиленного

композиционным материалом из углеродного волокна [41], выполненные без остановки движения транспорта.

В исследованиях НИИЖБ им. А.А. Гвоздева [42]–[43] представлены результаты исследования работы сжатых железобетонных конструкций, усиленных путем наклеивания композитных материалов на бетон вдоль продольной оси элемента. Предлагается методика определения прочности бетона и величина допустимых деформаций фибропластиковой арматуры с учетом высоты сжатой зоны.

В работе [44] рассматривается прочность внецентренно сжатых железобетонных конструкций, усиленных обоймами из композитных материалов в поперечном направлении. Установлено, что с увеличением эксцентриситета приложения сжимающей силы эффект обоймы снижается. Предложена зависимость для учета прямоугольной формы сечения усиливаемой конструкции.

В работе [45] приведены примеры зданий в Москве, в которых выполнено усиление железобетонных перекрытий с помощью высокопрочных фиброармированных композитов.

В последние годы в Казахстане (АО КазНИИСА) проводятся экспериментальные исследования работы железобетонных конструкций, усиливаемых различными типами композиционных материалов [46]–[50], в которых изучались:

- прочность и деформативность сжатых и внецентренно сжатых железобетонных конструкций, усиленных бандажами из нескольких слоев оборачивающих листов (тканей) с направлением фиброволокон перпендикулярно продольной оси усиливаемого элемента;

- работа нормальных сечений изгибаемых балочных железобетонных конструкций, усиленных наклейкой ламелей или ламината на растянутую поверхность с направлением фиброволокон вдоль усиливаемой конструкции;

– прочность по поперечной силе наклонных сечений изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных наклейкой в приопорной зоне усиливаемой конструкции вертикальных или наклонных сеток;

– влияние динамических повторных нагрузок на работу сжатых и изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками.

В диссертации использованы следующие нормативные документы по проектированию усиления строительных конструкций фиброармированными пластиками [52–102].

1.2 Способы усиления железобетонных конструкций традиционными методами

В настоящее время применяются различные способы усиления элементов железобетонных конструкций. Ниже представлены краткие сведения о способах и технологиях усиления эксплуатируемых железобетонных конструкций с выделением их особенностей, достоинств и недостатков.

Традиционное усиление железобетонных конструкций чаще всего производится путем увеличения их поперечного сечения с добавлением нового материала (бетона, арматуры) и реже путем изменения статической схемы, подведением шпренгелей. Небольшое усиление до 15% по нормальным напряжениям достигается добавлением растянутой арматуры. Значительно большее усиление железобетонных конструкций (до 15-35%) обеспечиваются приваркой дополнительного арматурного каркаса, состоящего из продольных и наклонных стержней и коротких хомутов с обетонированием усиливаемых участков и увеличением, таким образом, высоты их сечения (рис. 1.1.). При этом основные трудозатраты связаны необходимостью обеспечения связи дополнительного арматурного каркаса с существующей арматурой.

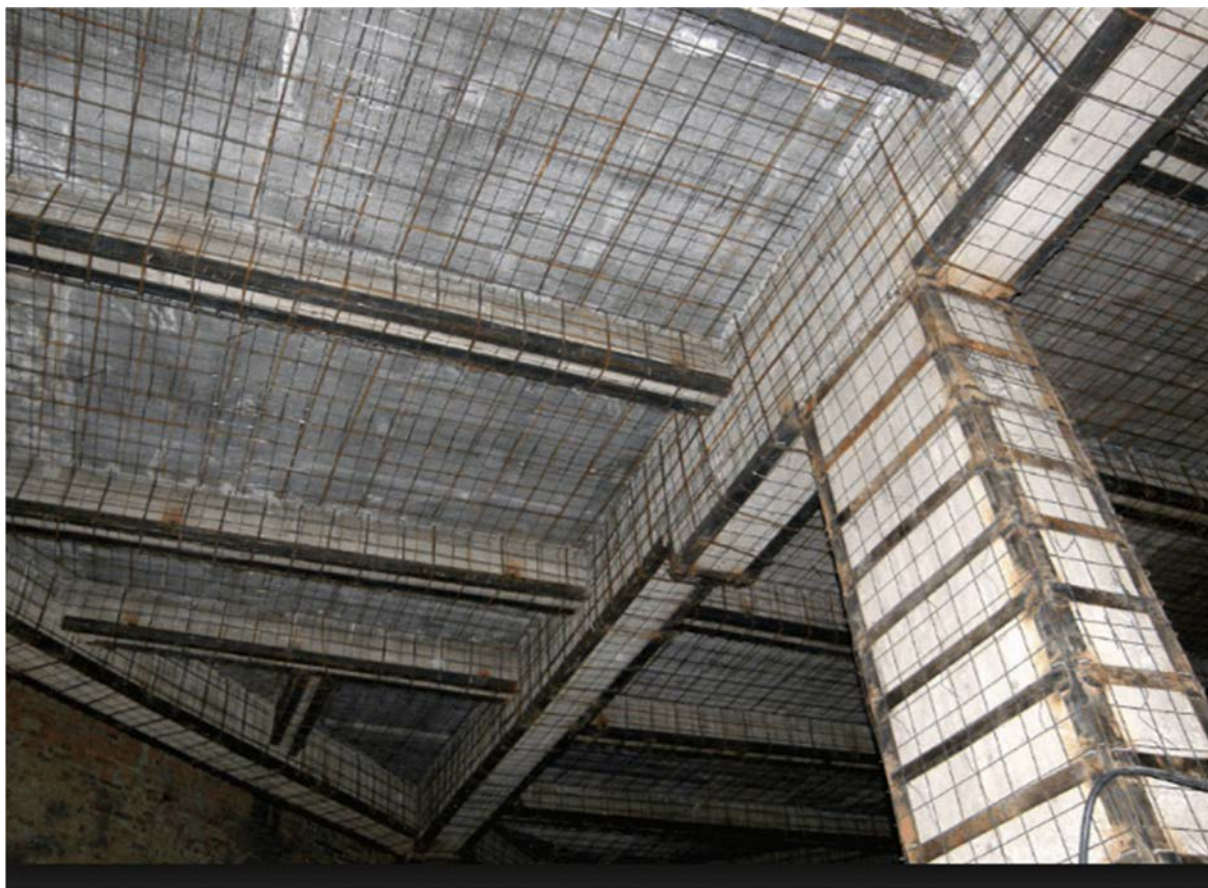


Рис 1.1. Усиление каркаса здания стальной арматурой

Возможность усиления железобетонных конструкций изменением их расчетной схемы по сравнению с металлическими конструкциями крайне ограничена. Для железобетонных элементов при изменении их статической схемы необходимо обеспечить совпадение знаков эксплуатационных эпюр внутренних усилий до и после усиления. Из всех решений этому наибольшей степени отвечают шпренгельные конструкция усиления. Работа по устройству шпренгельных и металлических обойм для усиления конструкций сложная и трудоемкая, требуют высокой квалификации исполнителей.

Широкое распространение получило способ усиления железобетонных конструкций стальными элементами (листами, стержневой арматурой и т.д.). В этих решениях используется принцип внешнего армирования путем наклейки стальных элементов на поверхность усиливаемого элемента при дополнительной установке наклонных и вертикальных тяг.

Из всех выделенных способов усиления обычно применяют металл, который включается в совместную работу с усиливаемой железобетонной конструкцией рис. 1.2.



Рис. 1.2. Усиление железобетонной конструкции прокатными стальными элементами.

Основными недостатками технологий усиления железобетонных конструкций бетоном, железобетоном и металлом являются:

- низкая эффективность усиления, возникновение дополнительных внутренних усилий в конструктивных элементах, к которым привариваются материалы усиления;
- трудности в монтаже материалов усиления в стесненных условиях (например, при усилении внешних колонн каркасных зданий перед кладкой наружных стен);

- плохая связь материалов усиления (бетона, железобетона и металла) с элементами усиливаемых конструкций;
- требуется дополнительная защита материалов усиления от коррозии, что может привести к увеличению затрат на текущее содержание усиленных конструкций;
- усиление конструкций крупногабаритными элементами может привести к снижению архитектурной выразительности зданий и сооружений.

Современные технологии усиления и восстановления несущей способности железобетонных конструкций зданий, и сооружений базируются на применении композитных материалов усиления.

1.3 Усиление железобетонных конструкций фиброармированными пластиками

Композиционные материалы являются многокомпонентными материалами, состоящими из пластичной основы (матрицы), армированной наполнителями, обладающими высокой прочностью, жесткостью и т.д. Сочетание разнородных веществ приводит к созданию нового материала, свойства которого количественно и качественно отличаются от свойств каждого из его составляющих. Варьируя состав матрицы и наполнителя, их соотношение, ориентацию наполнителя, получают широкий спектр материалов с требуемым набором свойств. Многие композиты превосходят традиционные материалы и сплавы по своим механическим свойствам и в то же время они легче. Использование композитов обычно позволяет уменьшить массу конструкции при сохранении или улучшении ее механических характеристик.

Даже малые добавки волокна значительно увеличивают прочность и вязкость хрупких материалов, было известно с древнейших времен. В древности в Египте при строительстве добавляли солому в кирпичи, чтобы они были прочнее и не растрескивались при сушке на жарком солнце. Одно из самых древних, по всей видимости, описаний изготовления композиционного материала приводится в Ветхом Завете.

В углепластиковых композитах наполнителем служат углеродные волокна, которые получают из синтетических и природных волокон на основе целлюлозы, сополимеров акрилонитрила, нефтяных и каменноугольных пеков и т.д. В зависимости от режима обработки и исходного сырья полученное углеволокно имеет различную структуру. Для изготовления углепластиковых композитов чаще всего используются терморезистивные и термопластичные полимеры. Основными преимуществами углепластиковых композитов является их низкая плотность и высокий модуль упругости. Углеродные волокна и углепластики имеют практически нулевой коэффициент линейного расширения, хорошо проводят электричество.

Методы усиления железобетонных конструкций фиброармированными пластиками активно начали развиваться в начале текущего века. Сначала они применялись для сооружений, которые в процессе эксплуатации получили повреждения от чрезмерных нагрузок или коррозионного воздействия среды, а также для исправления ошибок при проектировании, которые требовали локального усиления отдельных элементов.

Первые примеры усиления железобетонных сооружений были направлены на повышение прочности бетона при сжатии, которые использовали идею ограничения поперечных деформаций в бетоне, испытывающем осевое сжатие. Для этого сжатые элементы оборачивались полимерными тканевыми материалами из фиброармированных пластиков.

Следующим этапом применения фиброармированных пластиков явилось создание лент из фиброармированных волокон для усиления растянутой зоны железобетонных конструкций. Такие ленты наклеиваются на бетон вдоль растянутой зоны элементов и повышают прочность находящейся в конструкции стальной арматуры или усиливают зоны неармированного бетона. Они исполняют роль не только дополнительной продольной арматуры, но и могут использоваться для повышения прочности элементов поперечной арматуры при установке их в виде хомутов или наклонных полос.

Ламинаты, в основном, имеют одно направленные волокна. Листовые покрытия могут быть плетеными (одно направленными) или тканными (двусторонне-направленными).

Ламинаты обычно применяются для усиления растянутой зоны изгибаемых балочных конструкций наклеиванием на растянутую грань ламината вдоль усиливаемой конструкции, а также наклеиванием вертикальных или наклонных хомутов в приопорной зоне для повышения прочности по поперечной силе. Усиление плитных конструкций осуществляется наклейкой лент на растянутую поверхность с направлением волокон вдоль оси конструкции и поверх них – поперечных лент с направлением волокон перпендикулярно продольной оси. Усиление сжатых конструкций осуществляется путем устройства вокруг сечения элементов бандажей с направлением волокон фиброармированных пластиков перпендикулярно оси усиливаемой конструкции.

Исследуемый в данном проекте способ усиления внешним армированием фиброармированными пластиками применяется для продольного и поперечного армирования, а также для создания армирующих обоев в сжатых железобетонных элементах [8].

Наклеивание высокопрочных полимерволокнистых лент (ламината) с однонаправленными фиброволокнами может существенно увеличить прочность растянутой зоны, уменьшить ширину раскрытия нормальных трещин нормальных сечений железобетонных конструкций. Кроме того, наклейка высокопрочных полимерволокнистых сеток или лент (ламината) может существенно увеличить прочность по поперечной силе, уменьшить ширину раскрытия наклонных трещин, либо существенно увеличить несущую способность железобетонных плит, опертых по контуру [22].

Наиболее распространенным методом усиления железобетонных конструкций является применение поверхностного усиления железобетонных конструкций, для которого используется грунтовка бетонных поверхностей,

шпаклевочные составы, адгезивы, одно или двусторонне направленные листовые ткани или ламинат.

Исследуемый в данном проекте способ усиления внешним армированием фиброармированными пластиками (ФАП) применяется для продольного и поперечного армирования железобетонных конструкций [8].

Наклейка высокопрочных полимерволоконистых лент (ламеля или ламината) с однонаправленными фиброволокнами может существенно увеличить прочность растянутой арматуры, уменьшить ширину раскрытия нормальных трещин рис. 1.3.



Рис. 1.3. Усиление плиты перекрытия фиброармированными лентами ламелей

Наклеивание высокопрочных полимерволоконистых лент (ламелей) может существенно увеличить прочность по поперечной силе (рис.1.4.), уменьшить ширину раскрытия наклонных трещин, либо существенно увеличить несущую способность железобетонных плит, опертых по контуру [22].



Рис. 1.4. Усиление растянутой зоны и прочности по поперечной силе ригеля

Данная работа направлена на экспериментальное исследование работы железобетонных конструкций, усиленных карбоновыми фибропластиковыми материалами, включающая:

- изучение напряженного состояния нормальных сечений, усиленных в растянутой зоне лентами ламината,
- оценку несущей способности наклонных сечений, усиленных по боковым поверхностям фибропластиковыми материалами,
- выявление особенностей поведения усиленных железобетонных элементов при действии динамических повторных нагрузок.

1.4 Выводы по Главе 1

1. Традиционный метод усиления железобетонных конструкций заключается в наращивании размеров сечения с помощью монолитных железобетонных обойм или металло–конструкциями. Эти методы трудоемкие, сопровождаются вскрышными, сварными и бетонными работами, требует значительного времени для набора прочности бетона.

2. В мировой практике для усиления нашли широкое применение композитными фибропластиковыми материалами, которые непосредственно наклеиваются на бетонные поверхности.

3. Обзор опыта применения поверхностного усиления железобетонных конструкций фиброармированными пластиками свидетельствует о весьма ограниченном объеме их экспериментально теоретических исследований. Практически отсутствует сведения о влиянии динамического характера нагружения на изгибаемых железобетонных элементов фиброармированных пластиками.

4. Данные экспериментально-теоретического исследования направлены на изучение напряженного деформированного состояния по нормальным и наклонным сечениям изгибаемых железобетонных конструкций усиленных поверхностным нагружением фиброармированными пластиками при статических и динамических нагрузках.

ГЛАВА 2. ПРОГРАММА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

В настоящей работе выполнен комплекс экспериментальных исследований, направленных на изучение особенностей работы изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных с помощью карбонатного однонаправленного ламината и сеток при статических и динамических нагрузках.

В задачи исследования входит:

- результаты работы нормальных сечений изгибаемых железобетонных балок, усиленных с помощью фиброармированными пластиками;
- изучение прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных балок, усиленных с помощью фиброармированными пластиками;
- оценка влияния немногочисленных динамических повторных нагрузок на работу нормальных сечений изгибаемых железобетонных балок, усиленных с помощью фиброармированными пластиками.

2.1 Методика экспериментальных исследований нормальных сечений

Изучение работы нормальных сечений изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных лентами ламеля или ламината, производилось на железобетонных балках, испытанных по схеме шарнирно-опертой балки, загруженной в третях пролета двумя равными сосредоточенными силами.

Опытные образцы балок различались количеством слоев лент ламеля или ламината на растянутой грани. В процессе испытаний изгибаемых элементов с помощью тензодатчиков с базой 50 мм замерялись продольные деформации по высоте сжатой зоны бетона, а также с помощью тензодатчиков с базой 20 мм производились замеры деформаций растянутой и сжатой стальной арматуры, а также ламеля или ламината в зоне чистого изгиба. Кроме того, с помощью прогибомеров ПАО-6 замерялись вертикальные перемещения пролетных и

опорных сечений, а также фиксировалась поперечная нагрузка. В процессе испытаний фиксировались трещины в бетоне, ширина раскрытий которых замерялась с помощью микроскопа.

Часть опытных образцов испытана при эталонном статическом действии поперечной нагрузки, а остальные изгибаемые образцы испытаны при динамическом действии повторных нагружений.

Статические нагружения выполнялись с помощью гидравлического домкрата и ручной насосной станции. Регистрация статических параметров осуществлялась с помощью автоматического измерителя деформаций АИД-4М и прогибомеров ПАО-6. Ширина раскрытия нормальных трещин замерялась микроскопом МПБ-3 рис. 2.1-2.2.

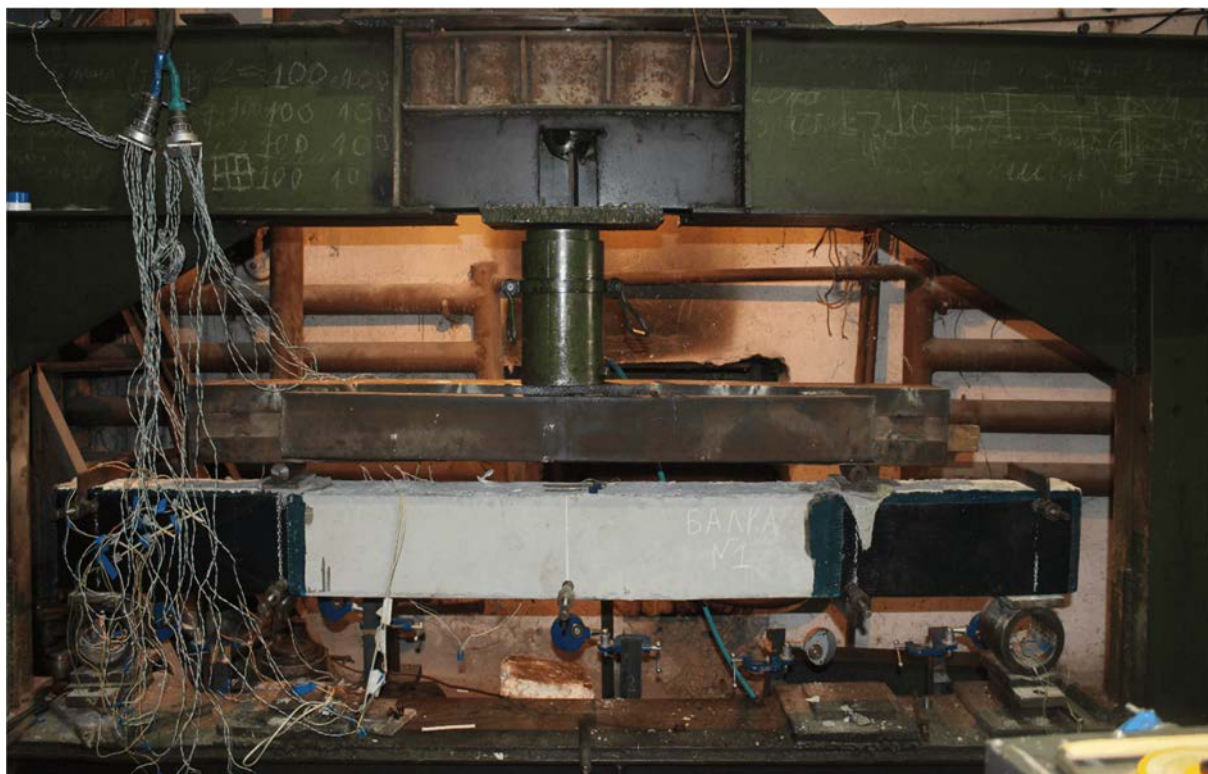


Рис. 2.1. Общий вид статических испытаний железобетонных балок

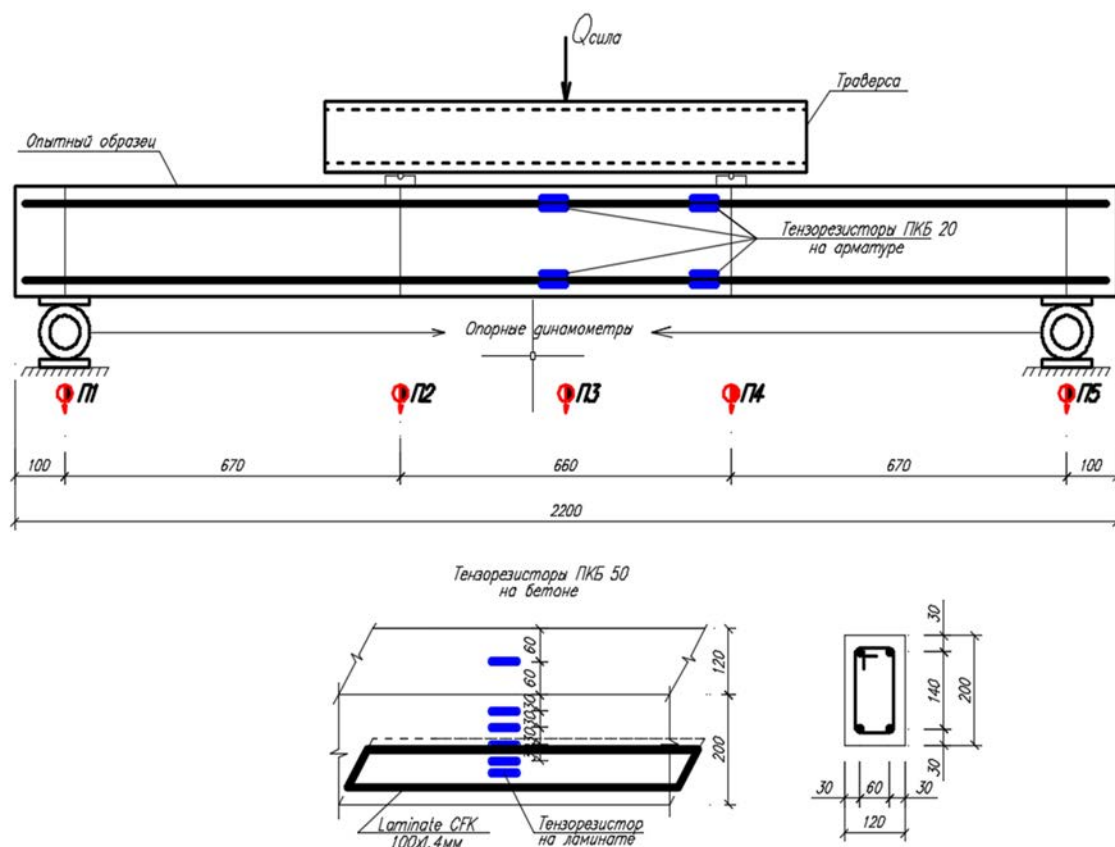


Рис. 2.2. Схема статических испытаний железобетонных балок

Динамические повторные нагрузки создавались гидродинамической машиной МВГ-1 с гидравлическим домкратом двойного действия при положительном коэффициенте асимметрии изменения усилий, постоянной частоте нагружения и величине усилий, обеспечивающих разрушение опытных образцов за $10 \div 100$ циклов нагружения. В процессе динамических испытаний изгибаемых элементов также с помощью тензодатчиков с базой 50 мм замерялись продольные деформации по высоте сжатой зоны бетона, а также с помощью тензодатчиков с базой 20 мм замерялись деформации растянутой и сжатой стальной арматуры и ламината в зоне чистого изгиба. Кроме того, замерялись вертикальные перемещения и величина динамической нагрузки.



Рис. 2.3. Общий вид динамических испытаний балки



Рис. 2.4. Регистрирующий электронный комплекс ПРИС1000, использованный при динамических испытаниях балок

Динамические испытания изгибаемых образцов проводились при положительном коэффициенте асимметрии изменения усилий ($\rho = 0,1 \div 0,2$) и частоте нагружения 1,0 герц при величине усилий, обеспечивающей разрушение опытных образцов за $3 \div 200$ циклов нагружения (рис. 2.3-2.5.). Регистрация параметров динамических испытаний железобетонных балок осуществлялось с помощью электронной системы ПРИС-1000 и измерительный комплекс РСМ-8.

Влияние динамических нагрузок уточнялось сравнением с результатами испытаний образцов-близнецов при эталонном статическом нагружении.



Рис. 2.5. Гидродинамическая машина МВГ-1

2.2 Опытные образцы изгибаемых железобетонных балок

Испытано три партии опытных образцов железобетонных балок (по 15 балок в партии), основная часть которых предназначена для изучения работы нормальных сечений, а остальные образцы испытаны при изучении прочности наклонных сечений. Партии образцов отличались типом используемых для усиления фибропластиковых материалов.

Опытные образцы для изучения работы нормальных сечений изгибаемых железобетонных балок изготовлены пролетом 2200 мм, сечением 120x200 (b×h) мм из общего замеса бетона естественного твердения. Они армированы пространственными вязаными каркасами с несимметричной арматурой из 2Ø12А–III в нижней зоне, 2Ø10А–III в верхней зоне и хомутами Ø6 А–I рис. 2.6-2.7.

Для усиления растянутой зоны опытных образцов для исследования работы нормальных сечений использовались следующие фиброармированные полимерные материалы:

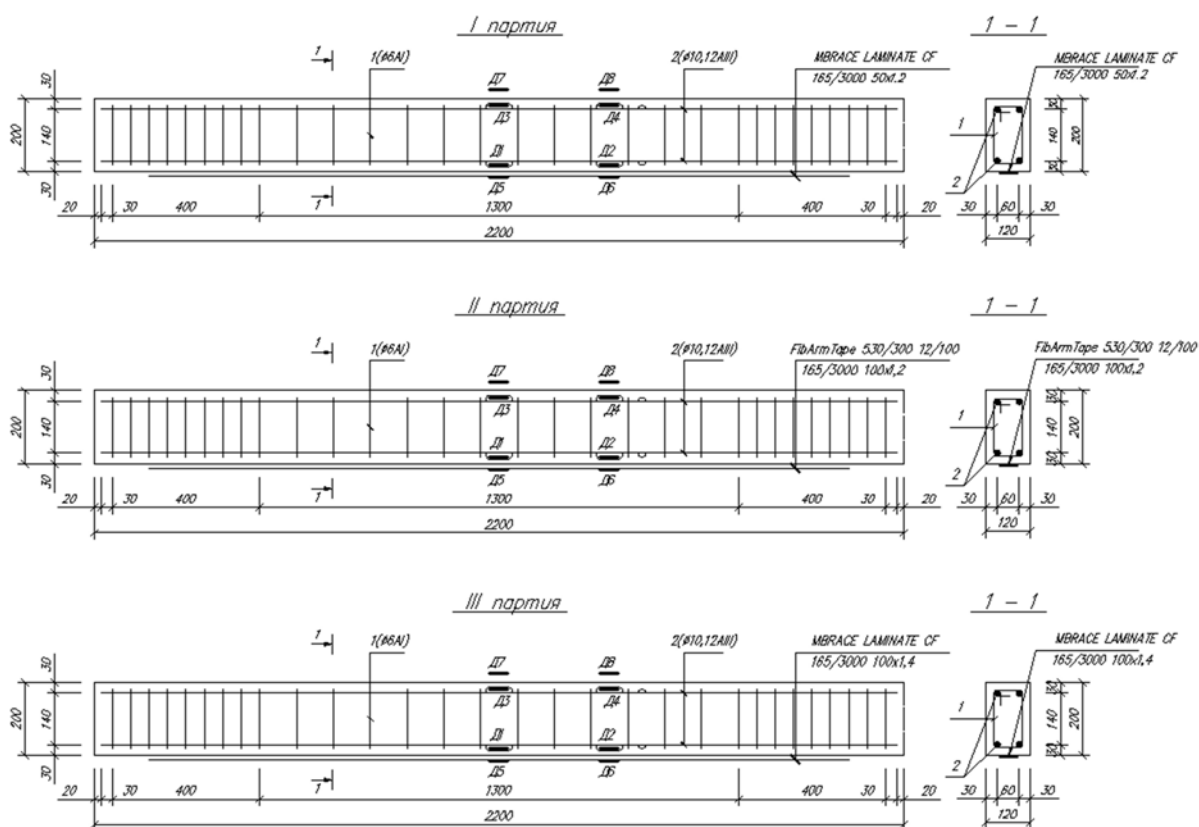


Рис. 2.6. Усиление лентами ламината на основе карбоновых фиброволокон типа S&H Laminate CFR 150/200 сечением 50x1,2/100x1,2/100x1,4 мм

I партия усиливалась лентами ламината на основе карбоновых фиброволокон типа S&H Laminate CFR 150/200 сечением 50x1,2 мм (БАСФ, Германия) см. рис. 2.6.

II партия усиливалась лентами ламеля типа FibArm Tape 530/300 12/100 сечением 100×1,2 мм (ХК Композит, Россия) см. рис. 2.6.;

III партия усиливалась лентами ламината на основе карбоновых фиброволокон типа MBACE LAM CF 165/3000 100x1,4 100m сечением 100x1,4 мм (БАСФ, Германия) см. рис. 2.6.

Опытные образцы железобетонных балок, предназначенные для изучения наклонных сечений были изготовлены пролетом 2200 мм, сечением 120×200 (b×h) мм и армированы пространственными вязаными каркасами с несимметричной арматурой из 3Ø12А-III в нижней зоне, 2Ø10А-III в верхней зоне. Опорные зоны балок усилены наклейкой фиброармированных полимерных сеток.

Испытано три серии опытных образцов железобетонных балок, предназначенных для изучения прочности наклонных сечений, различающихся типом применяемых для усиления фиброармированных полимерных материалов:

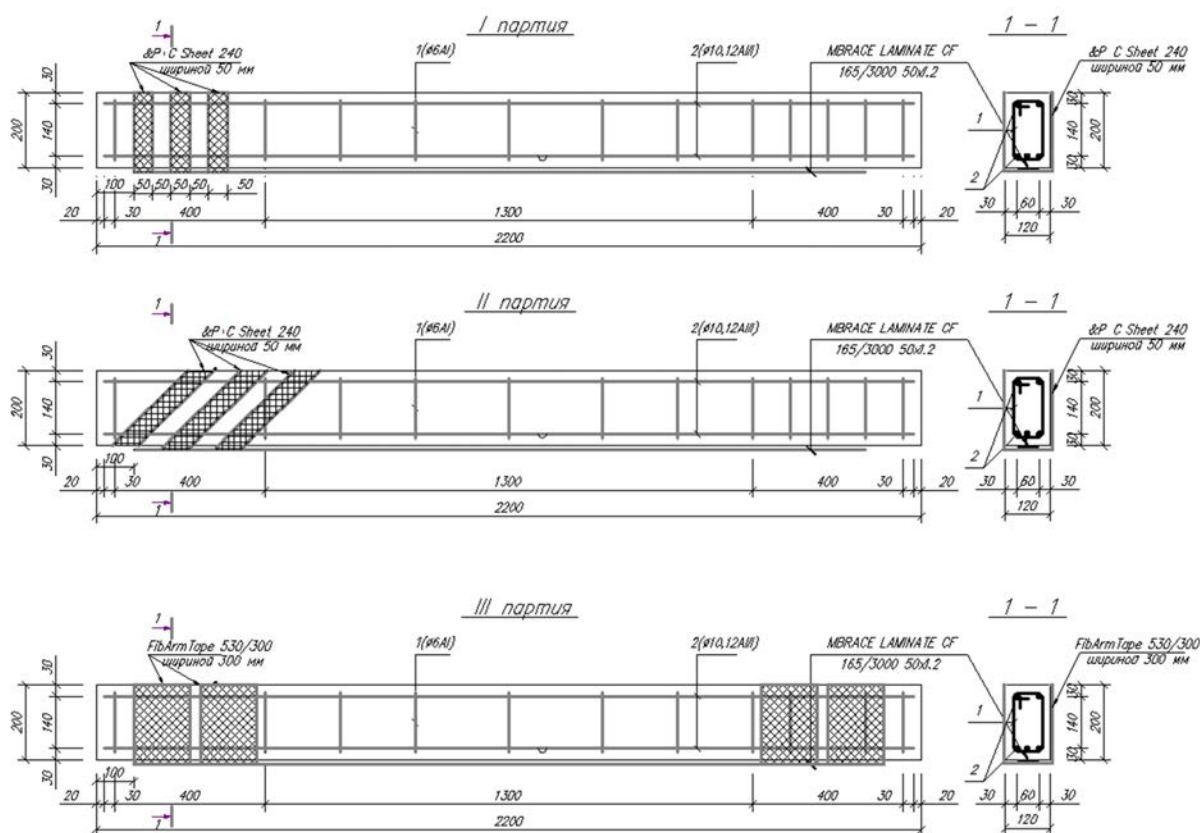


Рис. 2. Усиление наклонных сечение изгибаемых железобетонных балок вертикальными и наклонными полосами фибрармированными сетками

серия Б-I усиливалась сетками на основе карбоновых фиброволокон типа S&P C Sheet 240 шириной 50 мм (БАСФ, Германия);

серия Б-II усиливалась сетками типа FibArm Tape 530/300 шириной 300 мм (ХК Композит, Россия);

серия Б-III усиливалась сетками на основе карбоновых фиброволокон типа MBRACE FIB CF 230/4900.530g/5.50m (БАСФ, Германия).

В Таблице 2.1. приведены прочностные и деформативные характеристики бетона для каждой серии опытных балок.

Таблица 2.1– Цилиндрическая прочность бетона по сериям балок

Марка серии	R_b , МПа	$\epsilon_{пр}$, 10^{-5}	$\epsilon_{пр}$, 10^{-5}	E_b , МПа
Б-1	34,6	280	93	36,0
Б-II	25,1	176	58	25,5
Б-III	22,4	296	105	22,1



Рис. 2.8. Наклеивание лент ламината на опытные балки

2.3 Характеристики материалов для усиления железобетонных балок

Для уточнения прочностных и деформативных характеристик материалов, использованных для усиления опытных железобетонных образцов, проведены испытания образцов сеток и ламината. Испытания образцов проводились на гидравлической разрывной машине Р-50 путем закрепления концов лент или сеток (образцы имели усиленные концы) в захватах и создания поэтапно увеличивающегося осевого растягивающего усилия. В процессе испытания замерялись продольные деформации удлинения с помощью прогибомеров ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм на базе 180-200 мм и тензодатчиков длиной 50 мм в комплекте с АИД-4М рис. 2.9.



Рис. 2.9. Испытание на растяжение образца ламината в разрывной машине Р-50

Разрушение опытных образцов сопровождалось образованием в ламинате продольных трещин, начинающихся в захвате разрывной машины, после чего несущая способность образцов резко уменьшалась. Диаграмма растяжения

ламината и сеток имеет линейный вид, т.е. волокна растягивались упруго. Замеры длины образцов, произведенные по предварительно нанесенным насечкам по длине с шагом 20 мм, подтвердили, что в волокнах после испытаний нет остаточных деформаций.

В Таблицах 2.2 и 2.3 приведены основные прочностные и деформативные характеристики материалов усиления образцов для исследования работы нормальных и наклонных сечений.

Таблица 2.2–Характеристики материалов для усиления нормальных сечений

Марка лент ламината	Модуль упругости, Е, ГПа	Прочность волокна, R, МПа	Напряжения при деформации 0,6% σ , МПа	Напряжения при деформации 0,8% σ , МПа	Площадь сечения, мм ² $b \times h = S$
S&H Laminate 150/200	150	2500	966	1283	50x1,2=60
FIBARM Lamel 12/100	165	2800	-	-	100x1,2=120
MBRACE LAM CF 165/3000. 100x1,4.100m	165	3000	-	-	100x1,4=140

Таблица 2.3–Характеристики материалов для усиления наклонных сечений

Марка лент ламината	Прочность волокна, R, МПа	Модуль упругости волокна Е, ГПа	Удельный вес г/м ³	Толщина волокон, мм
S&P C Sheet 240	3800	240	300	0,176
FIB ARM Tape 530/300	4300	245	300	0,245

MBRACE	FIB	CF	4900	230	530	0,293
230/4900.						

2.4 Выводы по Главе 2

Разработанные экспериментальные исследования напряженно-деформированного-состояний по нормальным и наклонным сечением изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в растянутой зоне поверхностным наклеиванием различных типов карбоновых фиброармированных пластиков, применяемых в Казахстане.

Методика экспериментальных исследований, включающая:

- статические испытания для исследования напряженно-деформированного состояния по наклонным и нормальным сечениям;
- исследование напряженно-деформированного состояния по нормальным сечением при повторных динамических нагрузок.

Для усиления изгибаемых железобетонных конструкций были приняты три вида композитных материалов со следующими техническими характеристиками:

- ламината S&H Laminate CFR 150/200 сечением 50x1,2 мм (БАСФ, Германия);
- ламеля FibArm Tape 530/300 12/100 сечением 100x1,2 мм (ХК Композит, Россия);
- ламината MBRACE LAM CF 165/3000 100x1,4 100m сечением 100x1,4 мм (БАСФ, Германия).

Разработаны технология выполнения работ по усилению изгибаемых конструкций (технические характеристики клеящих составов, грунтовок, шпаклевок).

ГЛАВА 3. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ФИБРОАРМИРОВАННЫМИ ПЛАСТИКАМИ

3.1 Результаты изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными пластиками по нормальным сечением при статическом нагружении

Изучение работы нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в растянутой и сжатой зонах лентами фиброармированного ламината, производилось на опытных железобетонных балках, испытанных по схеме шарнирно-опертой балки пролетом 2,0 м, загруженной в пролете двумя равными сосредоточенными силами, расположенными на расстоянии 0,7 м.

Статические испытания балок проводились в силовом стенде при поэтапном нагружении поперечной нагрузкой, создаваемой гидравлическим домкратом и ручной насосной станцией.

Две балки серии Б-I-0 партии не имели усиления. Их разрушение произошло в зоне чистого изгиба и сопровождалось раздроблением сжатой зоны бетона при напряжениях в растянутой арматуре, соответствующих пределу текучести стали, прогибы балки составляли $1/27,5$ величины пролета, а ширина раскрытия трещин достигала 2мм и более рис. 3.1.



Рис. 3.1. Разрушение железобетонной балки, не имеющей усиления

Балки серии Б-I-1, усиленные наклеиванием на растянутую лентами ламината S&H Laminate CFR 150/200 сечением 50x1,2 мм, имели различные схемы разрушения:

- разрушение сжатой зоны бетона при чрезмерных деформациях растянутой зоны рис. 3.2.;
- разрушение усиленной ламинатом растянутой зоны, вызванное отрывом растянутого ламината вместе с защитным слоем бетона в зоне анкеровки ламината рис. 3.3–3.5.



Рис. 3.2. Разрушение балки с усилением ламинатом растянутой зоны



Рис. 3.4. Разрушение балки от отрыва защитного слоя бетона ламинатом



Рис. 3.3. Участок разрушения в зоне чистого изгиба балки, усиленной в растянутой зоне ламинатом



Рис. 3.4. Вид сбоку участка поврежденного защитного слоя бетона балки



Рис. 3.5. Вид сверху участка поврежденного защитного слоя бетона балки

В Таблице 3.1 представлены общие данные по результатам статических испытаний балок серии Б–I.

Таблица 3.1 – Результаты испытаний изгибаемых балок серии Б–I

Марка образцов	Усиление образцов	Разрушающая нагрузка М, кНм	Прогибы f , см	Ширина раскрытия трещин $a_{скс}$, мм	Предельные деформации		Деформации ламинита	
					ϵ_b 10^{-5}	ϵ_s 10^{-5}	$\epsilon_{лр}$ 10^{-5}	$E_{лс}$ 10^{-5}
Б1-0-1с	Без усиления	+20,4	5,6	1,6	-286	+591	-	-
Б1-0-2с		+18,68	5,1	1,3	-332	+430	-	-
Б1-0-3с		-16,41	5,8	2,2	-312	+464	-	-
Б1-0-4с		-15,78	5,9	2,3	-313	+439	-	-
Б1-1-1с	Ламинат снизу	+35,07	2,4	0,6	-340	+472	+610	-
Б1-1-2с		+33,79	2,2	0,7	-347	+480	+580	-
Б1-1-3с	Ламинат снизу и сверху	+31,78	1,8	0,8	-308	+546	+596	-308
Б1-1-4с		+31,78	2,1	0,8	-290	+450	+600	-290
Б1-1-5с		+32,52	2,0	0,8	-290	+505	+510	-269

Анализ данных таблицы 3.1 показывает, что наклейка ламината S&P CFK 150/2000 на растянутую грань балки привела к повышению прочности балок в среднем на 76% (рис. 3.6.). При этом деформации сжатой зоны бетона и растянутой арматуры практически не изменились, а деформации растянутого ламината составили около 6%, прогибы балки и ширина раскрытия трещин уменьшились более чем в два раза рис. 3.7.

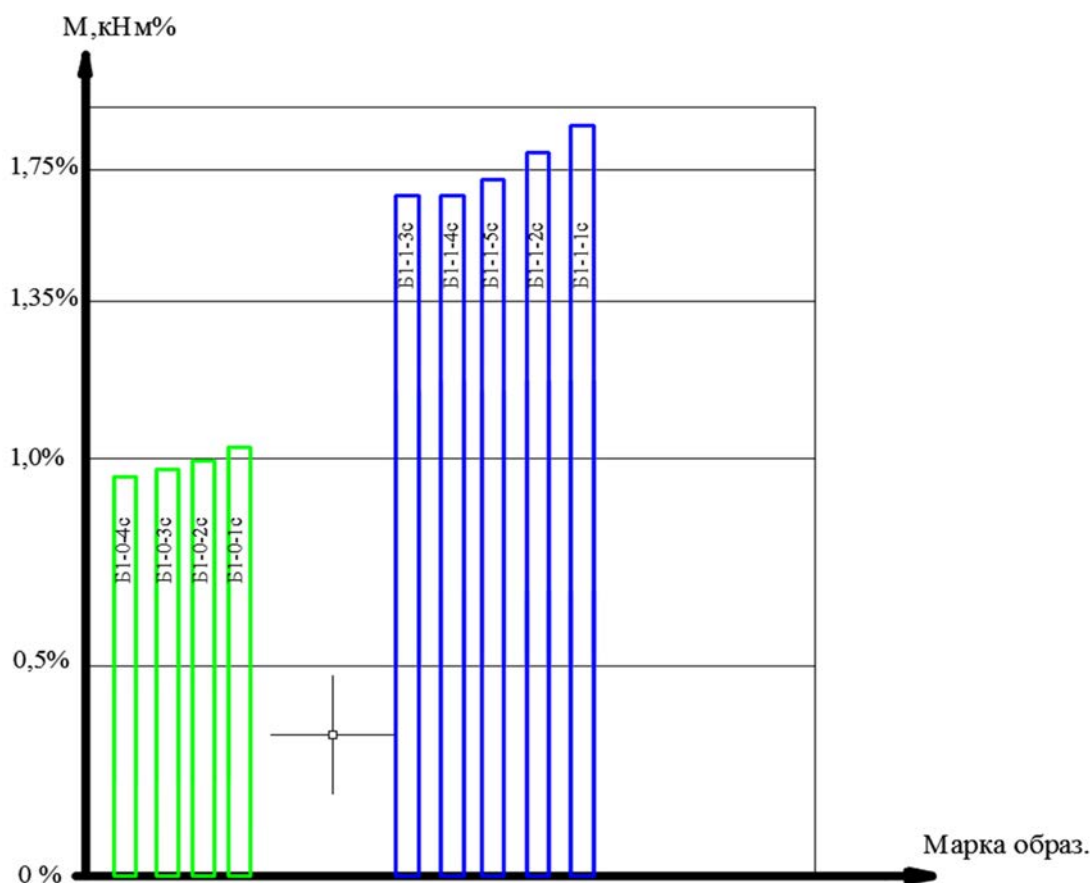


Рис. 3.6. Соотношение прочности балок первой партии серии Б-1

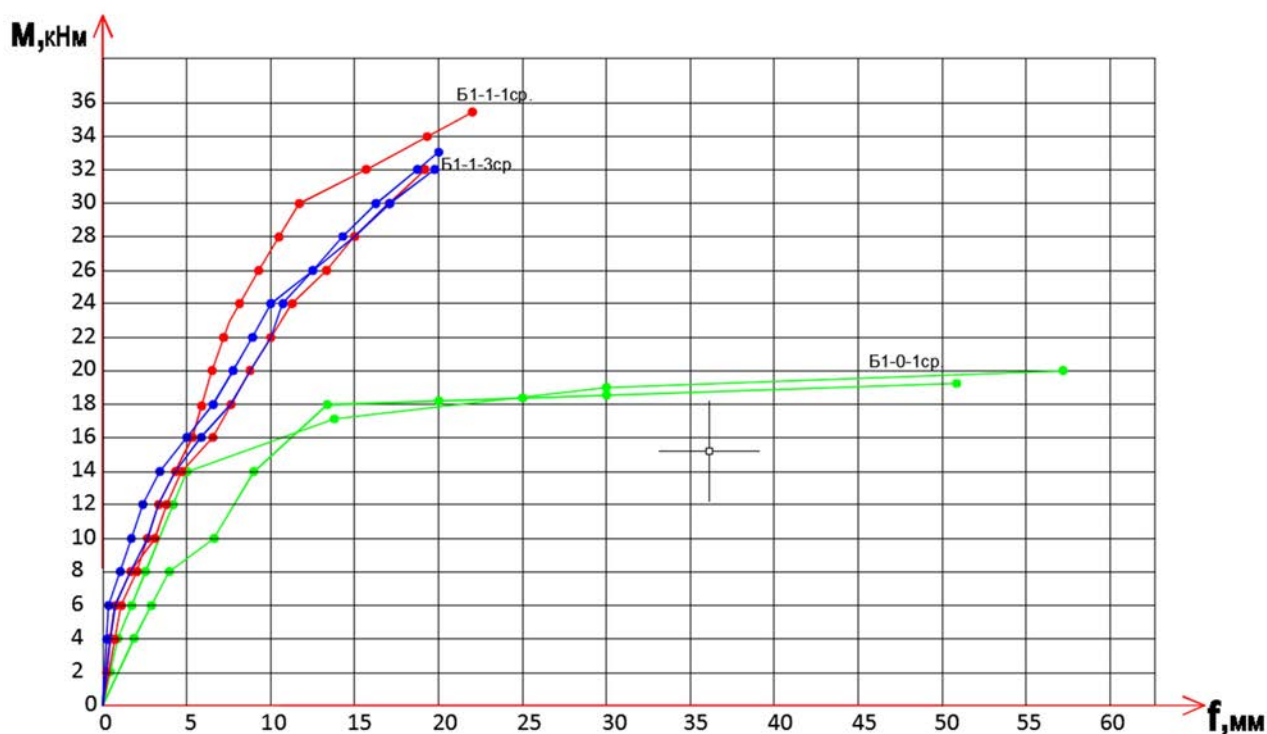


Рис. 3.7. График вертикальных прогибов балок без усиления (Б1-0-1ср), усиленных ламинатом в растянутой зоне (Б1-1-1ср), усиленных ламинатом в растянутой и сжатой зонах (Б1-1-3ср)

Наклеивание ламината одновременно на растянутую и сжатую грани привела к подобному повышению прочности балки. Характер работы балок, усиленных в растянутой и сжатой зоне ламинатом, мало отличался от работы балок, усиленных ламинатом только в растянутой зоне. Сжатые ленты ламината разгружают сжатую зону бетона, уменьшают высоту сжатой зоны, а деформации сжатого ламината при разрушении сечения соответствуют предельной деформативности бетона наиболее сжатых граней изгибаемых элементов и достигают значений около 3‰.

Балки Серии Б-II были усилены одним слоем ламеля FibArm Tare 530/300 12/100, наклеенного на растянутую грань бетона. При испытании балки БII-1с нормальные трещины в зоне чистого изгиба появились при величине изгибающего момента 26,3 кНм, в дальнейшем вплоть до разрушения ширина раскрытия трещин не превышала 0.25 мм. Разрушение балки было вызвано

также отрывом защитного слоя бетона в зоне анкерки ламеля и носило хрупкий характер рис. 3.8- 3.9.

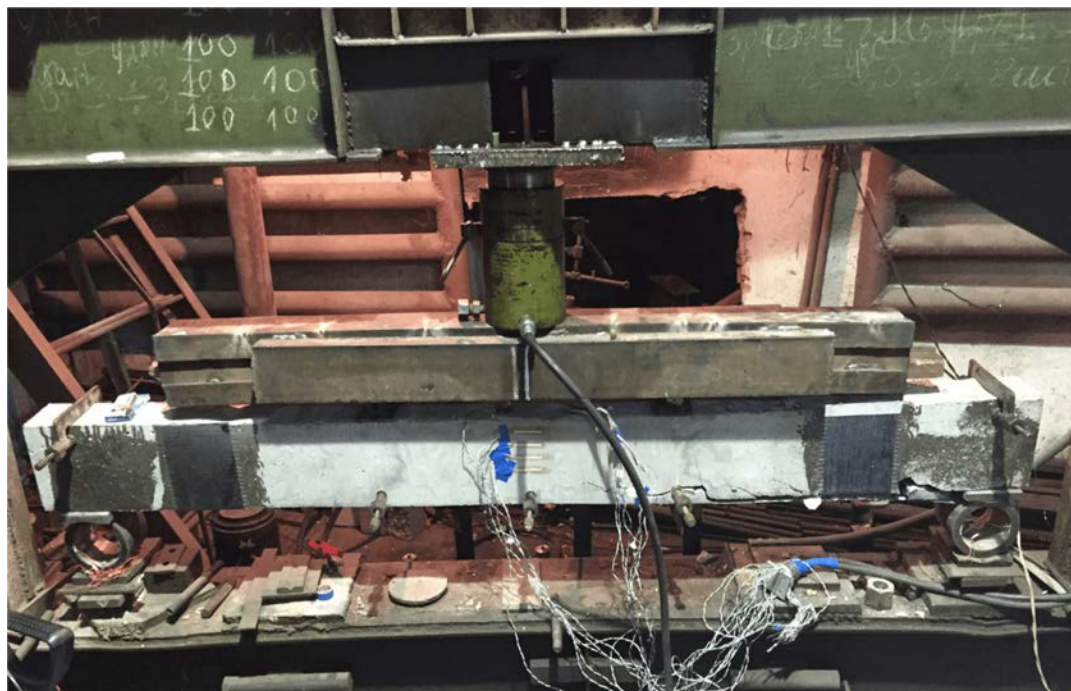


Рис. 3.8а. Разрушение балки БП-1с



Рис. 3.8б. Разрушение балки БП-1с



Рис. 3.9. Фрагмент зоны разрушения балки БИ-1с

В Таблице 3.2 представлены основные характеристики изгибаемых балок II партии, включающие разрушающую нагрузку, деформации сжатой и растянутой арматуры, деформации ладеля, деформации сжатой грани бетона, прогибы и высота сжатой зоны при усилении одним и двумя слоями ладеля рис. 3.10.

Таблица 3.2 – Основные характеристики балок II партии

Марка образ-ца	Коли-чество слоев ладеля	Разрушающая нагрузка М, кНм	Прогиб f, мм	Предельные деформации, 10^{-5}				Сжатая зона бетона x/h ₀
				Арматура		Ла-мель	Бе-тон	
				ϵ_s	ϵ_s^1			
БИ-1-1с	1 слой	46,9	15,1	+336	-248	+600	-320	0,49
БИ-1-2с		40,2	12,4	+232	-144	+656	-272	0,50
БИ-1-3с		45,8	15,1	+242	399	+544	-160	0.50
БИ-2-1с	2 слоя	43,6	11,1	+208	-154	+224	-240	0,50
БИ-2-2с		44,6	8,7	+120	-144	+131	-256	0,50
БИ-2-3с		44,6	9,3	+221	-160	+272	-272	0,50

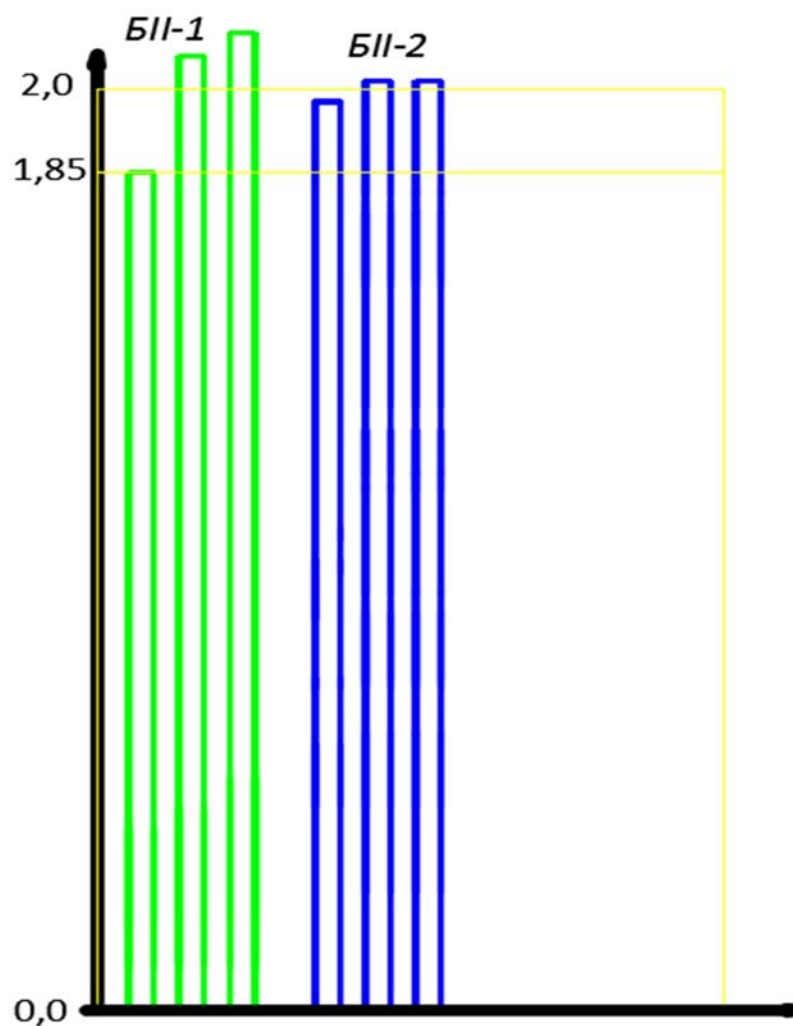


Рис. 3.10. Соотношение прочности балок серии Б-II, усиленных 1-им и 2-мя слоями ламеля

Анализ данных Таблицы 3.2 показывает, что увеличение количества слоев ламеля в растянутой зоне не привело к повышению прочности балок II партии, но сопровождается уменьшением прогибов, уменьшению ширины раскрытия трещин, уменьшению деформаций в растянутой арматуре. Это связано с тем, что балки, усиленные двумя слоями ламеля оказались переармированными. При этом разрушение балок с двумя слоями лент ламеля сопровождалось отрывом защитного слоя бетона в зоне анкеровки ламеля и носило хрупкий характер рис. 3.11.



Рис. 3.11. Фрагмент зоны разрушения балки БП-2-3с

Балки III партии были усилены в растянутой зоне ламинатом серии MBRACE LAM CF 165/3000 100x1,4 м, их разрушение происходило в зоне чистого изгиба и сопровождалось разрушением сжатой зоны бетона и отслоением ламината от растянутой зоны балки (рис. 3.12.), хотя в одной балке (БП-1с) произошло в опорной части балки от истощения прочности по поперечной силе $Q=60,2$ кН и сопровождалось отслаиванием ламината от растянутой зоны бетона, растрескиванием защитного слоя бетона при ширине раскрытия наклонных трещин более 1,2 мм (рис. 3.13.). Продольные деформации по высоте сечения распределяются практически по линейной зависимости. Наибольшие деформации бетона на сжатой грани достигают 3,0 %, а деформации ламината находились в пределах 2,6-3,7 %.



Рис. 3.12. Разрушение зоны чистого изгиба балок III партии



Рис 3.13. Разрушение приопорной зоны балки БШ-1с

В Таблицах 3.3 и 3.4 представлены прочностные и деформативные характеристики изгибаемых балок серии БШ-1с, включающие прочность, трещиностойкость, деформации сжатой и растянутой арматуры, деформации ламината, деформации сжатой грани бетона, прогибы и высоту сжатой зоны. На (рис.3.14.), представлено соотношение прочности балок разных серий.

Таблица 3.3 – Данные по прочности и трещиностойкости балок серии Б-Ш

Марка образца	Разрушающая нагрузка M_u , кНм	Нагрузка образования трещин, кНм		Ширина раскрытия трещин, a_{cr} , мм		Характер разрушения
		нормальных, $M_{cr.s}$	наклонных. $M_{cr.w}$	нормальных	наклонных	
БШ-1с	34,77	13,91	32,45	0,35	1,2	по Q
БШ-2с	46,36	9,27	23,18	0,40	0,45	по M
БШ-3с	51,0	9,27	23,18	0,45	0,70	по M
БШ-4с	55,64	9,27	27,82	0,35	0,60	по M

Таблица 3.4 – Основные деформативные характеристики балок серии Б-Ш

Марка образца	Разруш. нагрузка, M_u , кНм	Вертик. прогиб f , мм	Предельные деформации, 10^{-5}				Сжатая зона бетона, x/h_0
			арматуры		ламината	бетона	
			ϵ_s	ϵ_s^I	$\epsilon_{л}$	ϵ_b	
БШ-1с	34,77	20,58	387	-267	586	-317	0,53
БШ-2с	46,36	19,69	267	-298	656	-288	0,46
БШ-3с	51,0	26,24	424	-408	1015	-428	0,505
БШ-4с	55,64	25,34	544	-250	1022	-298	0,50

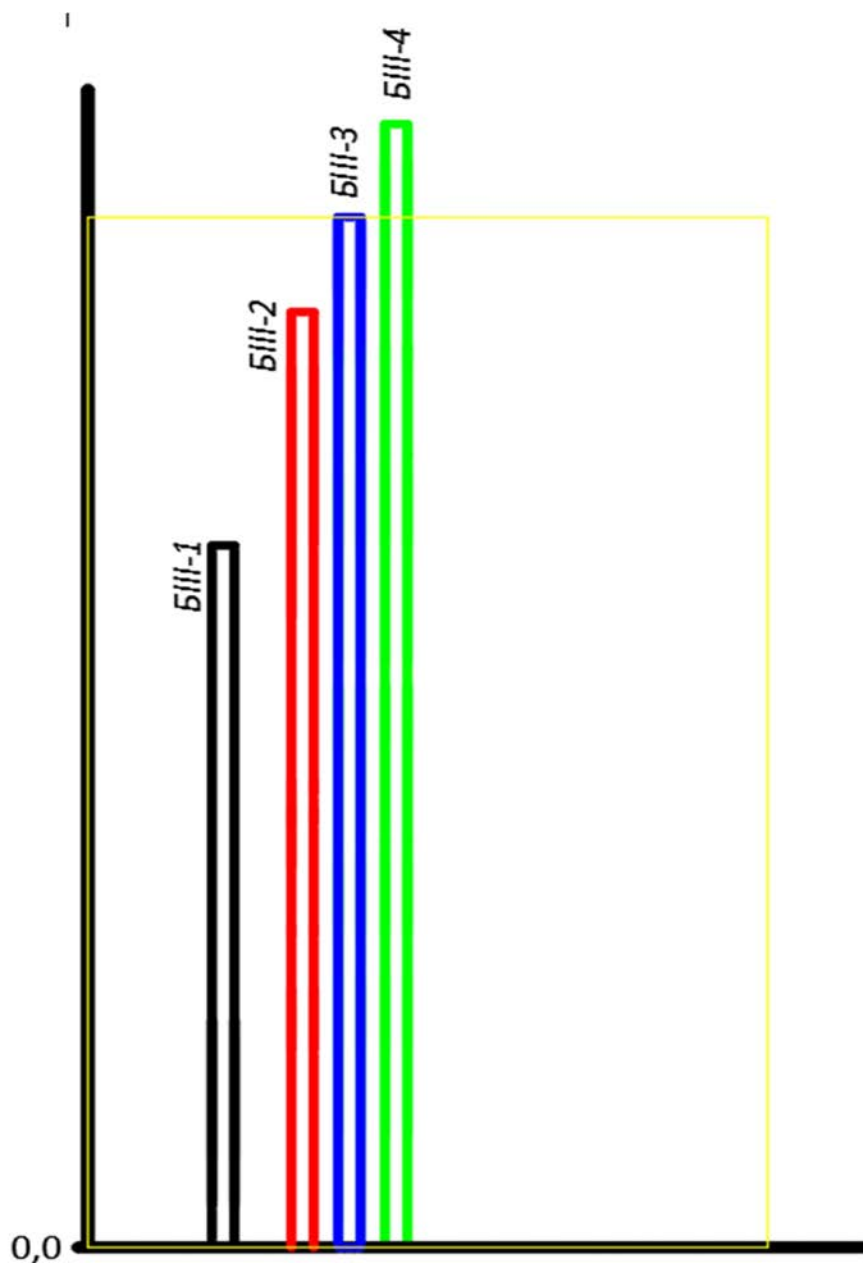


Рис. 3.14 – Соотношение прочности балок серии Б-III

3.1.1 Расчетно-теоретический анализ прочности нормальных сечений

Выполненные экспериментальные исследования позволили реализовать три формы разрушения изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в растянутой зоне фиброармированными лентами ламината или ламеля:

1. Развитие повышенных деформаций растянутой зоны в нормальном сечении приводит к чрезмерному раскрытию трещин, которые начинают

уменьшать сжатую зону бетона зоны, что приводит к разрушению сжатой зоны бетона;

2. Наклеенные на растянутую грань изгибаемого элемента ленты ламината или ламеля отрывают защитный слой бетона, что приводит к разрушению балки;

3. Наклеенные на растянутую грань изгибаемого элементы ленты ламината или ламеля отрываются от бетона, вызывая разрушение балки.

Первая форма разрушения опытных образцов является основной формой разрушения нормальных сечений изгибаемых железобетонных балок, усиленных в растянутой зоне фиброармированными пластиками. Расчет прочности нормальных сечений железобетонных конструкций при этой форме разрушения производится по традиционной методике:

– определяется высота сжатой зоны из выражения:

$$x = \frac{R_{fu} A_f + R_s A_s}{R_b b}; \quad (3.1)$$

– сравнивается величина сжатой зоны с граничной по формуле:

$$\frac{x}{h_0} \leq \frac{0,85 - R_b}{1 + \frac{R_{fu}}{\varepsilon_{bul} E_f} \left(1 - \frac{0,85 - R_b}{1,1}\right)}, \quad (3.2)$$

– вычисляется прочность усиленной конструкции по формуле:

$$M_{uf} = A_f R_{fu} (h_{0f} - 0,5x) + A_s R_s (h_0 - 0,5x); \quad (3.3)$$

Напряжения в стержневой арматуре определяются по формуле

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_{bul} E_s}{1 - \frac{0,85 - R_b}{1,1}} \left(\frac{0,85 - R_b}{\xi} - 1 \right); \quad (3.4)$$

Напряжения в фибропластиковой арматуре определяются по формуле

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{bul} E_f}{1 - \frac{0,85 - R_b}{1,1}} \left(\frac{0,85 - R_b}{\xi_f} - \varepsilon_{bi} E_f \right); \quad (3.5)$$

В Таблице 3.5 приведены результаты сравнения опытной разрушающей нагрузки и расчетной, определенной по данной методике при напряжениях в фибропластиковой арматуре равной:

$$R_f = E_f \varepsilon_f; \quad (3.6)$$

где E_f – модуль деформаций фиброармированных пластиков;

ε_f – опытная величина фибропластиковой арматуры при разрушении балки.

Таблица 3.5- Сопоставление опытной и расчетной прочности балок

Марка балки	$A_f, \text{см}^2$	$E_f, \text{МПА}$	$\varepsilon_f, \%$	$M_p, \text{кНм}$	$M_{оп}, \text{кНм}$	$M_{оп}/M_p$
БИ-1-1с	0,6	150 000	6,1	28,97	35,07	1,11
БИ-1-2с			5,8	28,55	33,79	1,18
БИ-1-3с	1,2		5,96	36,85	31,78	0,86
БИ-1-4с			6,0	36,95	31,78	0,86
БИ-1-5с			5,1	34,59	32,52	0,94
БИ-1-1с	1,2		165 000	6,0	36,12	46,9
БИ-1-2с		6,56		37,43	40,2	1,07
БИ-1-3с		5,44		35,31	45,8	1,30
БИ-2-1с	2,4	2,24		32,34	43,6	1,35
БИ-2-2с		1,31		27,31	44,6	1,63
БИ-2-3с		2,72		34,76	44,6	1,28
БИ-3-1с	1,4	165 000	5,86	36,16	34,77	0,96
БИ-3-2с			6,56	37,75	46,36	1,22
БИ-3-3с			10,16	43,74	51,0	1,16
БИ-3-3с			10,22	44,44	55,64	1,25

В целом опытная прочность превышает расчетную прочность на 16%, что можно считать удовлетворительным совпадением рис.3.15.

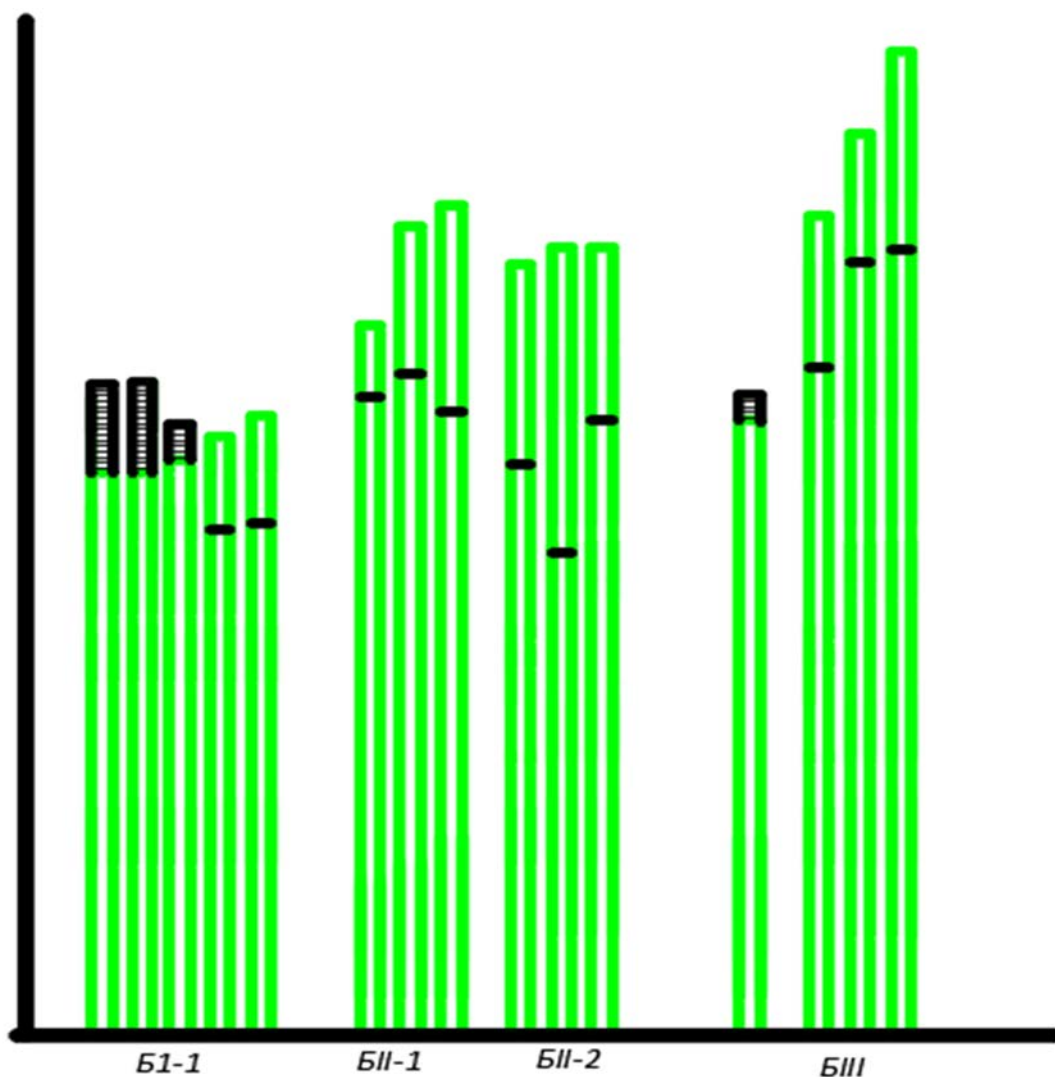


Рис. 3.15. Соотношение расчетной (черная линия) и опытной (зеленая линия) прочности нормальных сечений балок

Вторая форма разрушения опытных образцов балок, при которой ламинат отрывает защитный слой бетона в зоне анкеровки ламината, определяется сравнением расчетного усилия в ламинате с несущей способностью на отрыв защитного слоя бетона:

$$N_f = E_f \cdot \varepsilon_{f.} \cdot A_f \geq k \cdot R_{bt} \cdot b \cdot l_{anf};$$

(3.7)

Третья форма разрушения опытных образцов балок, при которой ламинат отрывается от бетона, не допускается путем применения для наклеивания ламината клея, адгезия которого с бетоном больше прочности бетона на растяжение.

3.2 Результаты работы изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными пластиками (сетки), по наклонным сечениям при статическом нагружении.

Изучение работы наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в приопорной зоне лентами фиброармированной сетки, производилось опытных железобетонных балках трех партий, испытанных по схеме шарнирно-опертой балки пролетом 2,0 м, загруженной в пролете двумя равными сосредоточенными силами на расстоянии 1,2 м. При этом обеспечивалось соотношение между пролетом среза и высотой сечения $l_{cp}/h = 2$.

Испытано три партии железобетонных балок, усиление приопорных зон которых отличалось типом усиливающего материала:

- образцы I партии усиливались сетками серии S&P C Sheet 240 шириной 50 мм (БАСФ, Германия);
- образцы II партии усиливались сетками серии FibArm Tape 530/300 шириной 300 мм (ХК Композит, Россия);
- образцы III партии усиливались сетками серии MBRACE FIB CF 230/4900/530 g/5.100 m (БАСФ, Германия).

Опытные образцы I партии в приопорной зоне на одном конце балок армировались гнутыми двухсрезными хомутами из $\text{Ø}6$ А-1, установленными с шагом 100 мм, а другой конец армировался в приопорной зоне вертикальными или наклонными лентами из однонаправленных сеток серии S&P C Sheet 240 шириной 50 мм. Кроме того, растянутая зона усиливалась ламинатом S&H Laminate CFR 150/200 сечением 50x1,2 мм.

В Таблице 3.6 представлены следующие опытные данные по испытанию балок серии БI:

- изгибающий момент, при котором появились нормальные трещины;
- поперечная сила, при которой образовались наклонные трещины;
- поперечная сила, которая вызвала разрушение балки;
- изгибающий момент, при котором произошло разрушение балки.

Таблица 3.6– Усилия, при которых образовались трещины и произошло разрушение балок серии БQ-I

Марка балки	Поперечное армирование	$M_{сгс,s}$	$Q_{сгс,w}$	M_u	Q_u
		кНм	кН	кНм	кН
БQ1-1с		6,38	36,79	15,94	45,53
БQ1-2с	Без хомутов	6,87	36,70	18,67	53,44
БQ1-3с	Вертикальные	5,15	31,88	31,76	90,74
БQ1-4с	волосы из сеток	5,15	41,69	38,63	110,36
БQ1-5с	Наклонные полосы	5,15	39,24	35,19	100,55
БQ1-6с	из сеток	6,87	39,24	28,33	80,93

В Таблице 3.7 представлены следующие опытные данные по испытаниям балок серии БQ-I :

- наибольшие деформации в растянутой арматуре;
- наибольшие деформации в сжатой арматуре;
- наибольшие деформации в стальных хомутах;
- наибольшие деформации в фиброармированных сетках;
- наибольшая ширина раскрытия нормальных трещин;
- наибольшая ширина раскрытия наклонных трещин в зоне армирования стальными хомутами;
- наибольшая ширина раскрытия трещин в зоне армирования фиброармированными сетками;
- вертикальные прогибы в середине пролета балки.

Таблица 3.7 – Деформационные параметры работы наклонных сечений балок серии БQ-I

№	Поперечное армирование	ϵ_s ‰	$\epsilon_{s,1}$ ‰	$\epsilon_{f,w}$ ‰	$W_{k,s}$ мм	$W_{k,w}$ мм	$W_{k,p}$ мм	a_k мм
1	Без хомутов	1,4	0,4	–	0,2	3,5	–	5,82
2		0,96	0,5	1,1	0,16	3,4	–	6,66
3	Вертикальные полосы из фиброармированных сеток	1,75	0,7	–	0,3	0,6	1,55	14,03
4		1,95	1,4	3,8	0,35	0,9	0,95	15,25
5	Наклонные полосы из фиброармированных сеток	2,0	0,7	2,3	0,3	0,65	0,95	11,12
6		1,9	0,7	2,6	0,25	0,4	1,5	11,14

Рассмотрим особенности работы наклонных сечений по поперечной силе при различном их армировании. В балках, не имеющих поперечной арматуры на приопорном конце, в процессе увеличения вертикальной нагрузки при величине изгибающего момента составляющего около 15% от разрушающей нагрузки наблюдалось образование нормальных трещин в зоне чистого изгиба, при увеличении нагрузки почти в 5 раз образовались наклонные трещины в приопорных зонах. При дальнейшем увеличении вертикальной нагрузки наблюдалось ускоренное раскрытие наклонных трещин и после достижения ширины трещин более 3-3,5 мм произошло разрушение бетона по наклонной зоне в приопорной неармированной зоне балки (рис. 3.16.). Величины вертикальных прогибов составляли около 6 мм, деформации растянутой продольной арматуры составляли около 1,5‰, сжатой арматуры – 0,5‰, ширина раскрытия нормальных трещин составляла около 0,2 мм. На противоположном конце балки, армированном хомутами Ø6А-1 с шагом 100

мм ширина раскрытия наклонных трещин не превышала 0,1 мм, а деформации в хомутах составляли около 1‰.



Рис. 3.16. Разрушение по поперечной силе балки, не имеющей поперечной арматуры в опорной зоне

В балках, армированных в приопорной зоне полосами фибропластиковой сеткой, прочность наклонных сечений по поперечной силе увеличилась почти в два раза. После образования нормальных трещин, которые появились также при величине изгибающего момента составляющего около 15% от разрушающей нагрузки, наклонные трещины образовались при величине поперечной силы, составляющей около 35-40% от разрушающей нагрузки. Разрушение балок вызывалось откалыванием слоя бетона под наклеенными полосами сетки, исключением из работы поперечного армирования, сопровождалось громким звуком и имело хрупкий характер. За этап до разрушения наклонные трещины достигали величины 1,0-1,5 мм, деформации волокон фиброармированных сеток достигали 3-4‰, а на противоположном конце балки, армированном стальными хомутами, ширина раскрытия нормальных трещин достигала около 0,6 мм, а деформации хомутов составляли около 2‰ (рис. 3.17-3.18.). Величины

вертикальных прогибов составляли около 11-15 мм, деформации растянутой продольной арматуры составляли около 2‰, сжатой арматуры – 0,7-1,0‰, ширина раскрытия нормальных трещин составляла около 0,35 мм.

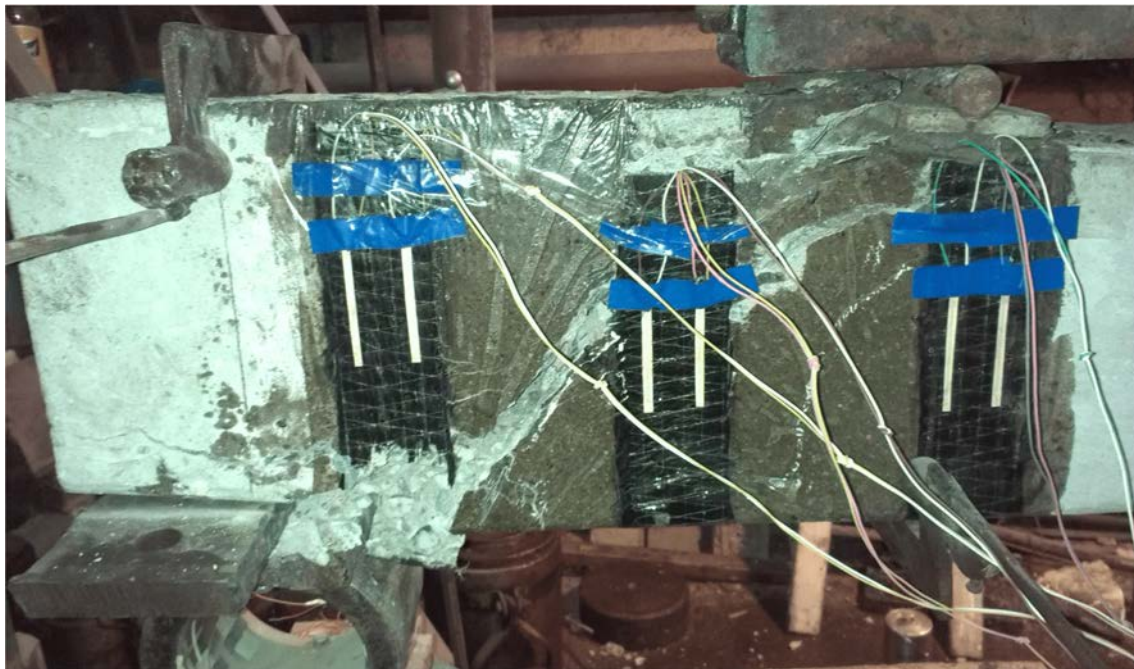


Рис. 3.17. Участок разрушения балки, армированной вертикальными полосами из фиброармированной сетки



Рис. 3.18. Разрушение по поперечной силе балки, имеющей наклонные фиброармированные полосы из сеток на левом конце

Опытные образцы серии БQ-II партии в виде балок длиной по 2,2 м, имели поперечное сечение 120×200 мм и армировались двойной арматурой: в нижней зоне 2Ø18 А-III и в верхней зоне – 2Ø10 А-III. В приопорной зоне один конец балок армировался гнутыми двухсрезными хомутами из Ø6 А-1, установленными с шагом 100 мм, а противоположный конец не имел поперечной арматуры.

Приопорные зоны балок серии БQ-II были усилены наклейкой вертикальных однонаправленных сеток серии FibArm Tape 530/300 шириной 300 мм, а растянутая зона была усилена ламелем FibArm Lamel 12/100.

Нагружение балок производилось этапами, не превышающими 5-8% от разрушающей нагрузки.

В таблице 3.8 представлены следующие опытные данные испытаний балок первой партии:

- изгибающий момент, при котором появились нормальные трещины;
- поперечная сила, при которой образовались наклонные трещины;
- поперечная сила, которая вызвала разрушение балки;
- изгибающий момент, при котором произошло разрушение балки.

Таблица 3.8 – Результаты испытания балок второй партии БQ-II

Марка балки	$M_{срc,s}$ кНм	$Q_{срc,w}$ кН	M_u кНм	Q_u кН
БQII-1	13.3	73,3	48.0	120.0
БQII-2	12.0	80	58,0	145,0
БQII-3	12,0	70	48,0	120,0

С ростом поперечной нагрузки образовывались нормальные трещины в зоне чистого изгиба, затем появлялись наклонные трещины, после чего происходило разрушение опорной зоны, сопровождающееся отрывом защитного слоя бетона.

В Таблице 3.9 представлены следующие опытные данные испытания балок первой партии:

- наибольшие деформации в растянутой арматуре;
- наибольшие деформации в сжатой арматуре;
- наибольшие деформации в фиброармированных сетках;
- наибольшая ширина раскрытия нормальных трещин;
- наибольшая ширина раскрытия наклонных трещин;
- вертикальные прогибы в середине пролета балки;
- вертикальные прогибы под грузами.

Таблица 3.9 – Деформационные параметры работы наклонных сечений

Марка балки	ϵ_s ‰	$\epsilon_{s,1}$ ‰	$\epsilon_{f,w}$ ‰	$W_{k,s}$ мм	$W_{k,w}$ мм	f_{max} мм	f_o мм
БQI1-1	1,76	-1,44	3,36	0,1	0,30	13,8	7,4
БQI1-1	2,4	-1,52	3,84	0,25	0,30	15,0	9,6
БQI1-1	1,76	-1,6	2,72	0,20	0,30	12,0	8,5

На рис.3.19-3.22. представлены фотографии балок после испытаний, а также распределение продольных деформаций сеток усиления по ширине опорной зоны.

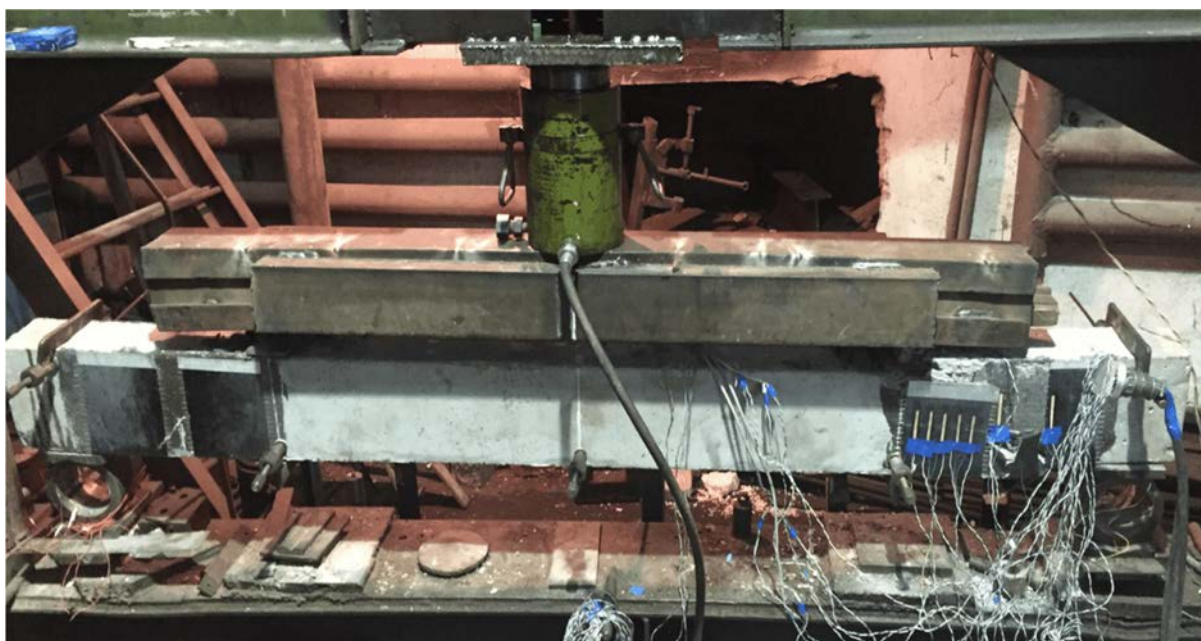


Рис. 3.19. Разрушение опорной зоны балки БQI1-2



Рис. 3.20. Фрагмент разрушение опорной зоны балки BQ11-2



Рис. 3.21. Разрушение опорной зоны после испытания и после снятия сеток балки BQ11-3

Распределение деформаций растяжения фиброволокон по длине среза происходит по выпуклой кривой, при этом наибольшие деформации волокон сеток достигали значений 2,0-3,8 ‰ рис. 3.22 и 3.23.

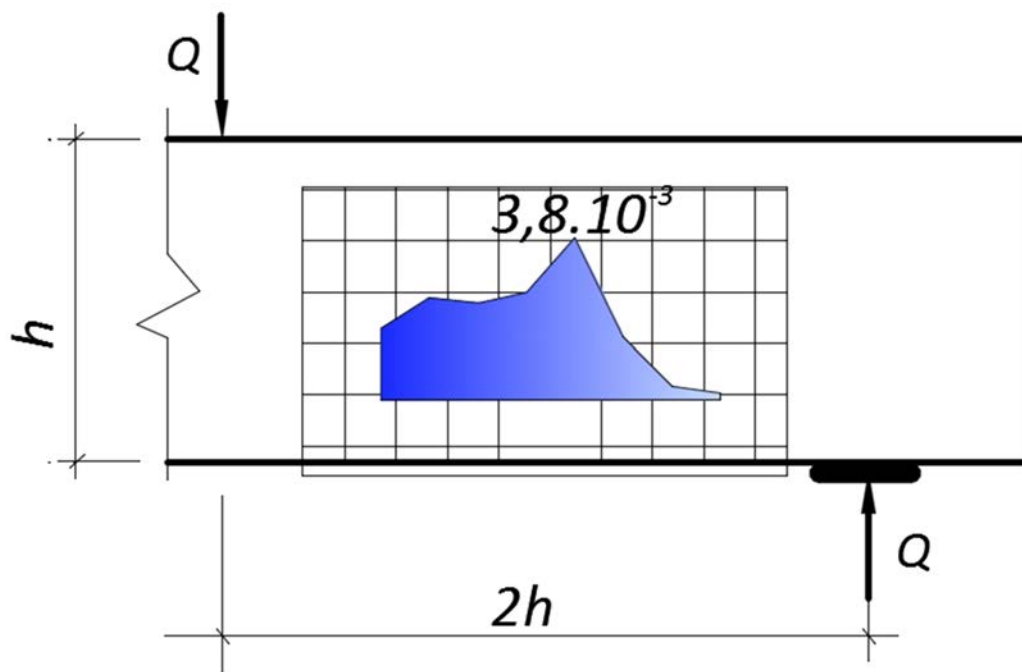


Рис. 3.22. Распределение деформаций сетки по ее ширине в опорной зоне балок БQ1I-1

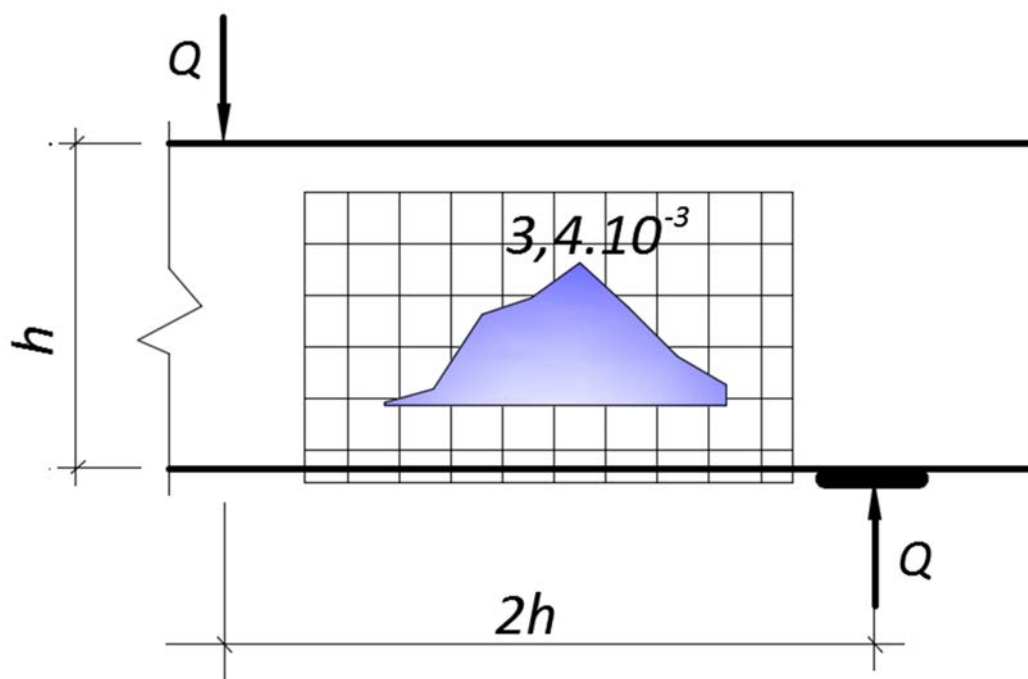


Рис. 3.23. Распределение деформаций сетки по ее ширине в опорной зоне балок БQ1I-2

Опытные образцы балок серии БQ-III длиной по 2,2 м, имели поперечное сечение 120×200 мм и армировались двойной арматурой: в нижней зоне 2Ø18 А-III и в верхней зоне – 2Ø10 А-III. Растянутая зона балок была усилена наклейкой ламината MBRACE LAM CF 165/3000 100x1,4.100m, а приопорные зоны балок были усилены наклейкой вертикальных однонаправленных сеток серии MBRACE FIB CF 230/4900.530g/5.100m.

В Таблице 3.10 представлены прочностные данные испытаний балок серии БQ-III:

- изгибающий момент, при котором появились нормальные трещины ($M_{cr,c,s}$);
- изгибающий момент, при котором произошло разрушение балки (M_u);
- поперечная сила, которая вызвала разрушение балки (Q_u).

Таблица 3.10 – Усилия, при которых образовались нормальные трещины и произошло разрушение балок серии БQIII

Марка балки	$M_{cr,c,s}$ кНм	M_u кНм	Q_u кН
БQIII-1	5,53	38,2	95,5
БQIII-2	11,1	31,6	78,9
БQIII-3	11,1	34,3	85,8

С ростом поперечной нагрузки образовывались нормальные трещины в зоне чистого изгиба, затем начиналось отслоение верхнего угла сеток вблизи зоны приложения поперечной силы и отрыв защитного слоя бетона, после чего происходило разрушение опорной зоны балки, сопровождающееся раздроблением бетона по наклонной полосе.

В Таблице 3.11 представлены следующие деформативные данные по результатам испытаний балок серии БQIII :

- наибольшие деформации в растянутой арматуре (ϵ_s);
- наибольшие деформации в сжатой арматуре ($\epsilon_{s,1}$);

- наибольшие деформации в лентах ламината ($\epsilon_{f,l}$);
- наибольшие деформации в сетках усиления ($\epsilon_{f,w}$);
- наибольшая ширина раскрытия нормальных трещин ($a_{k,s}$);
- вертикальные прогибы в середине пролета балки (f_{max});
- вертикальные перемещения под грузами (f_o).

Таблица 3.11 – Деформационные характеристики работы балок серии БQШ

Марка балки	ϵ_s ‰	$\epsilon_{s,1}$ ‰	$\epsilon_{f,l}$ ‰	$\epsilon_{f,w}$ ‰	$a_{k,s}$ ММ	f_{max} ММ	f_o ММ
БQШ-1	-	-1,79	2,62	1,5	0,20	9,2	5,9
БQШ-2	2,18	-1,38	2,51	1,39	0,10	9,1	6,3
БQШ-3	2,18	-1,62	4,05	4,53	0,20	8,9	7,7

На рис. 3.25-3.26. представлены фотографии балок после испытаний, а также графики распределения продольных деформаций сеток усиления по ширине опорной зоны. Растягивающие деформации волокон фиброармированных сеток распределяются по выпуклой кривой, а наибольшие деформации достигают 4,5 ‰.

Распределение деформаций растяжения фиброволокон по длине среза происходит по выпуклой кривой, при этом наибольшие деформации волокон сеток достигали значений 1,5-5,54 ‰ рис. 3.24.

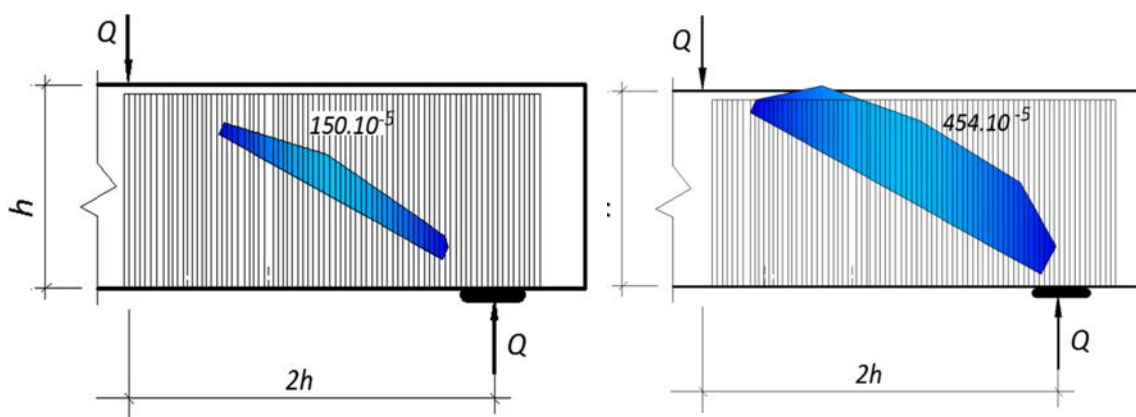


Рис. 3.24. Распределение деформаций сетки по ее ширине в опорной зоне балок БQШ-1 и БQШ-3



Рис. 3.25. Разрушение опорной зоны балки BQIII-1



Рис. 3.26. Разрушение опорной зоны балки BQIII-2

3.2.1 Расчетно-теоретический анализ прочности наклонных сечений

Выполненные экспериментальные исследования позволили реализовать две характерные формы разрушения наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в приопорной зоне фиброармированными сетками,:

1. Разрыв фиброармированных сеток усиления по наклонной зоне и разрушение бетона по критической наклонной трещине со смещением берегов по наклонной трещине;

2. Откалывание защитного слоя бетона по боковым сторонам балки под наклеенными сетками и последующее хрупкое раздробление бетона опорной зоны по наклонной зоне, сопровождающееся громким звуком.

Несущая способность наклонного сечения на действие поперечной силы определяется по формуле:

$$Q = Q_b + Q_{sw} + Q_f; \quad (3.8)$$

где Q_b - поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / c; \quad (3.9)$$

где Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая стальной поперечной арматурой:

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot c / s_{sw} \quad (3.10)$$

$$c = 2 \cdot h_0; \quad (3.11)$$

где Q_f – поперечная сила, воспринимаемая полимерармированными сетками усиления:

$$Q_f = \psi_f A_f \cdot \sigma_{fu} / (\sin \alpha + \cos \alpha) / s_f; \quad (3.12)$$

$$A_f = 2 \cdot n \cdot t_f \cdot w_f; \quad (3.13)$$

$$\sigma_{fu} = \varepsilon_{fe} \cdot E_f; \quad (3.14)$$

$$\varepsilon_{fe} = k_1 \cdot k_2 \cdot \varepsilon_f; \quad (3.15)$$

$$k_1 = (R_b / 27)^{2/3}; \quad (3.16)$$

$$k_2 = (d_f - 2 L_f) / d_f; \quad (3.17)$$

$$L_f = 23300 / (n \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}; \quad (3.18)$$

где ψ_f – коэффициент запаса по сцеплению, зависит от формы хомутов:

– при U – образных хомутах (охватывающих сечение с трех сторон)

$\psi_2 = 0,85$:

– при двухсторонних хомутах (охватывающих сечение с двух сторон)

$\psi_2 = 0,6$;

где L_f – эффективная длина анкеровки;

где A_f , E_f , α , s_f – площадь сечения сеток усиления, их модуль деформаций, угол наклона и расстояние между полосами лент сеток усиления.

В Таблице 3.12 приведены результаты сравнения опытной разрушающей нагрузки и расчетной, определенной по данной методике.

Таблица 3.12 – Сопоставление опытной и расчетной прочности балок по поперечной силе

Марка балки	t_f , мм	E_f , ГПА	α	s , см	ε_f , ‰	Q_p , кН	$Q_{оп}$, кН	$Q_{оп}/Q_p$
БQ1-1с	0,176	240	45°	11,2	3,1	78,0	100,55	1,33
БQ1-2с					3,8	80,0	80,93	1,01
БQ1-3с					3,1	77,85	90,74	1,18
БQ1-4с	0,176		90°		3,8	85,96	110,36	1,28
БQII-1с	0,245	245	90°	-	3,36	108,81	120	1,1
БQII-2с					3,84	117,77	145	1,23
БQII-3с					2,72	96,86	120	1,24
БQIII-1с	0,293	230			1,5	73,58	95,5	1,3
БQIII-2с					1,39	71,35	78,9	1,11
БQIII-3с					2,54	94,64	85,8	0,91

Таким образом, опытная прочность по поперечной силе наклонных сечений железобетонных балок, усиленных в опорных зонах фиброармированными сетками превышает расчетную прочность в среднем на 16% рис. 3.27.

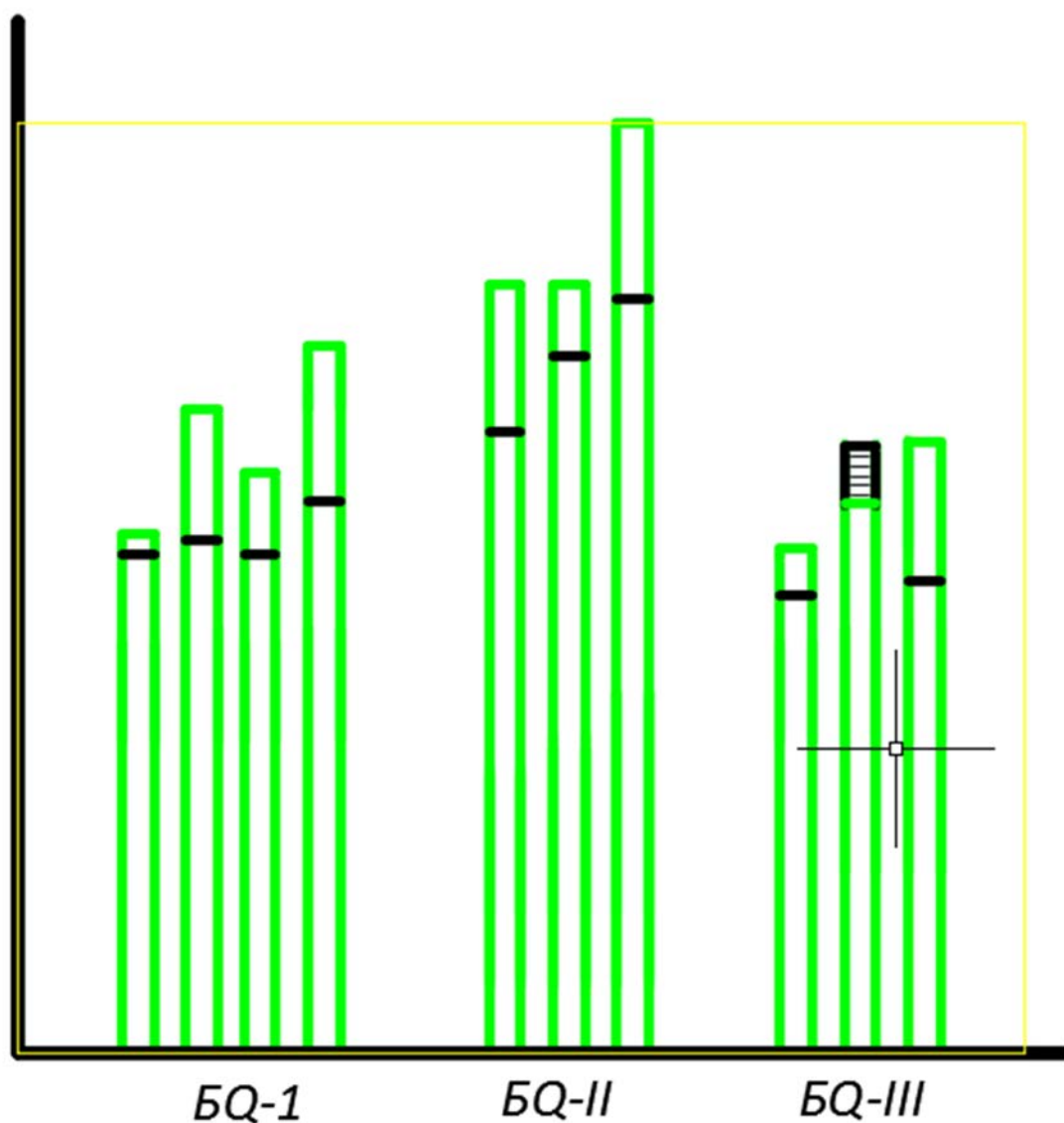


Рис. 3.27. Соотношение расчетной (черная линия) и опытной прочности (зеленая линия) по поперечной силе наклонных сечений балок

3.3 Результаты работы нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными пластиками (ленты S&H Laminate), при динамическом нагружении

По три балки I партии образцов см. раздел 3.1. не имеющих усиления растянутой зоны ламинатом, а также усиленных сверху и снизу лентами ламината S&H Laminate CFR 150/200 сечением 50x1,2 мм, были испытаны при динамическом действии повторных нагружений, которые создавались

гидродинамической машиной МВГ-1 с гидравлическим домкратом двойного действия при коэффициенте асимметрии изменения усилий $\rho \approx -0,04$ и частоте нагружения 1,0 герц при величине усилий, обеспечивающей разрушение опытных образцов за $10 \div 100$ циклов нагружения. Регистрация параметров динамических испытаний железобетонных осуществлялась с помощью электронной системы ПРИС-1000.

Уровень максимальных усилий в процессе циклических нагружений постепенно менялся. При запуске пульсатора требовалось несколько циклов нагружения с постепенно увеличивающейся амплитудой усилий, затем величина усилий с помощью дросселя доводилась до требуемой величины. Поэтому для приведения фактического режима нагружения к эквивалентному с постоянными усилиями использовались следующие зависимости, учитывающие влияние нестационарных повторных нагружений на остаточную прочность бетона [50]:

$$\lg m_{k-i} = \frac{M_u - M_i}{M_u - M_k} \lg n_k \quad (3.19)$$

$$n_i^{\text{экв}} = n_i + m_{k-i} \quad (3.20)$$

В таблице 3.13 представлены данные об амплитуде динамических нагрузок для каждого испытанного образца, количестве циклов нагружения, приведших к разрушению, и коэффициенте асимметрии изменения усилий в процессе повторных нагружений.

Анализ прочности опытных образцов при динамическом нагружении позволяет выявить влияние усиления растянутой и сжатой зоны лентами ламината нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов при повторных динамических воздействиях.

Образцы балок без усиления выдержали 12-26 циклов повторных нагружений с максимальной амплитудой, составлявшей 75-88% статической прочности образцов-близнецов. В процессе повторных нагружений прогибы

балок увеличились на 30-40% (рис. 3.27.), деформации растянутой стальной арматуры увеличились на 25-30%.

Образцы балок, усиленные в растянутой и сжатой зоне лентами ламината, выдержали 15-65 циклов повторных нагружений с максимальной амплитудой (рис. 3.28.-3.32.). составлявшей 67-75% статической прочности образцов-близнецов. Таким образом, динамическая прочность усиленных образцов оказалась на 45% выше динамической прочности образцов без усиления, хотя статическая прочность усиленных образцов превышала статическую прочность не усиленных образцов на 64%. При этом деформации растянутого ламината достигали 3,0-3,52 ‰, деформации сжатого ламината достигали 2,6 ‰.

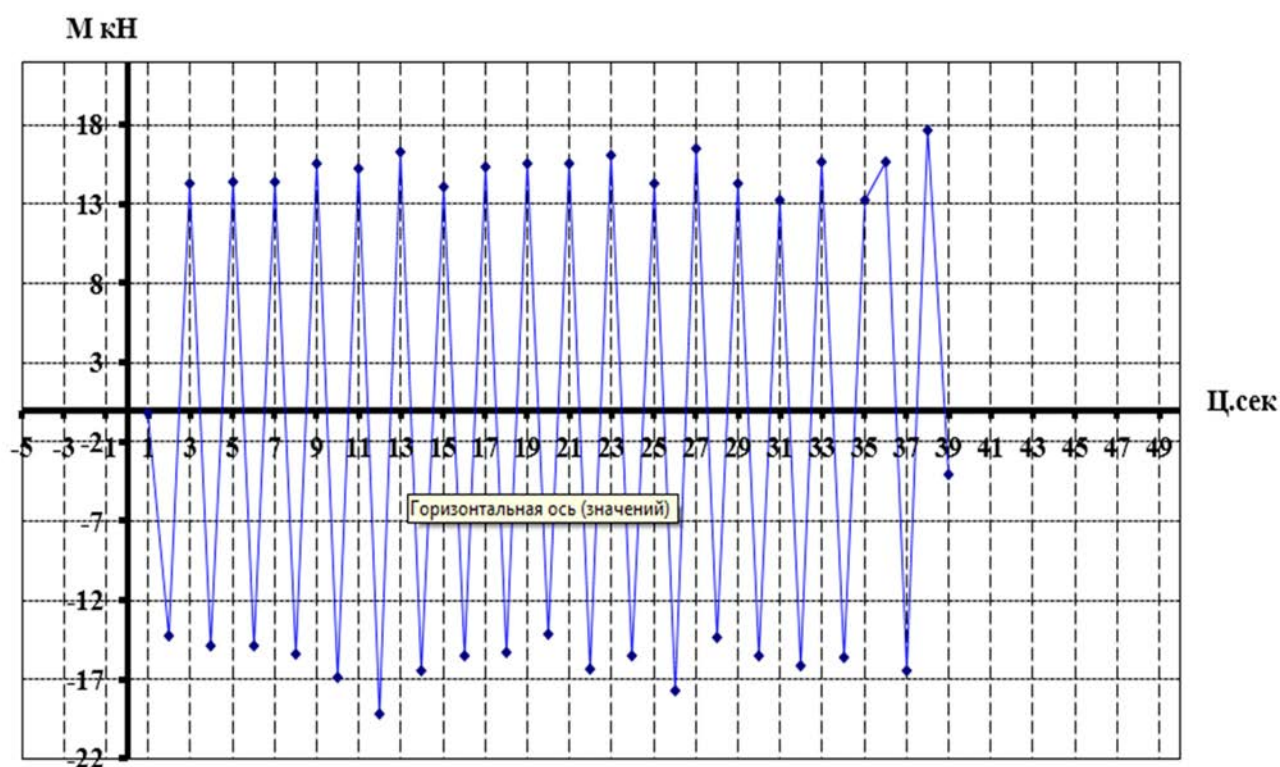


Рис. 3.28. Изменение вертикальной нагрузки на балки Б1-0-3д в процессе динамических испытаний

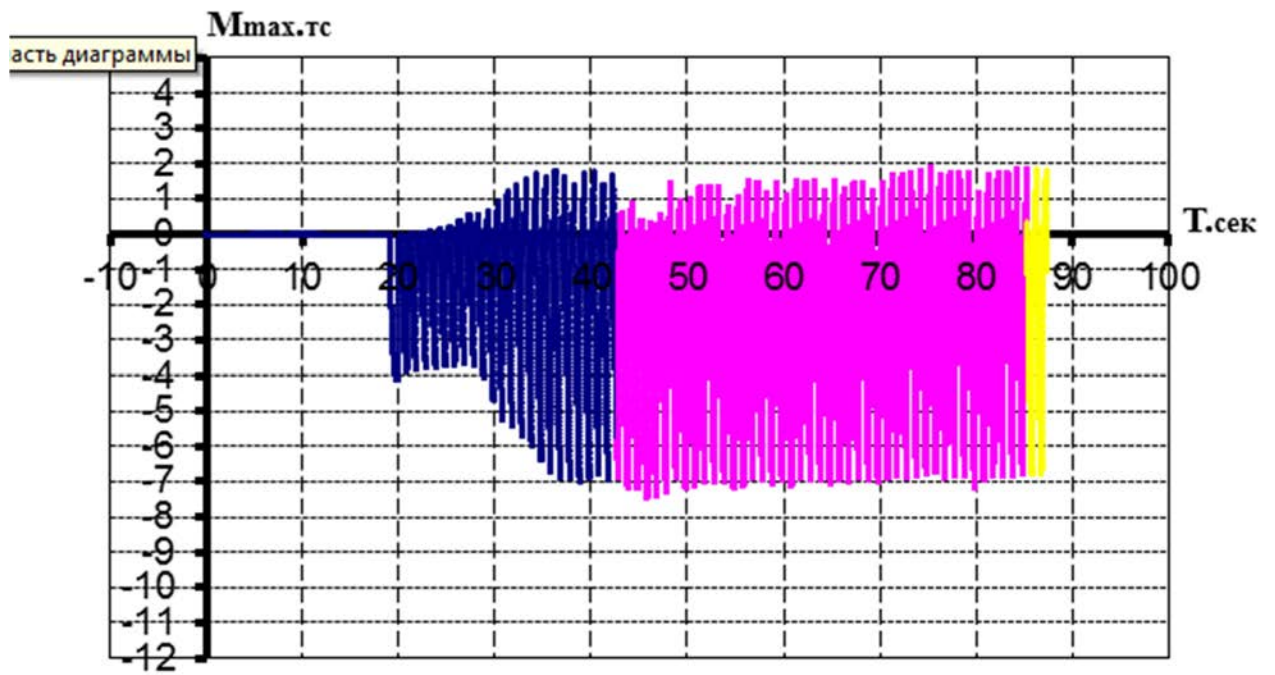


Рис. 3.29. Изменение вертикальной нагрузки на балки Б1-1-3д в процессе динамических испытаний

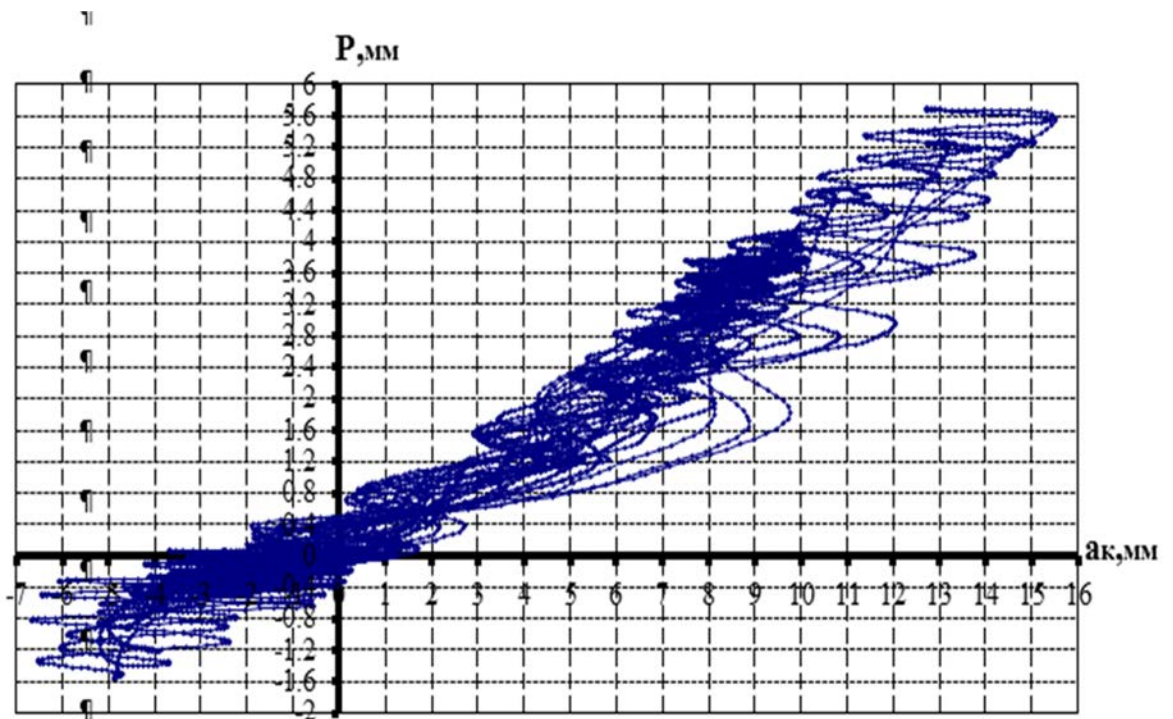


Рис. 3.30. Изменение прогибов балки Б1-1-3д

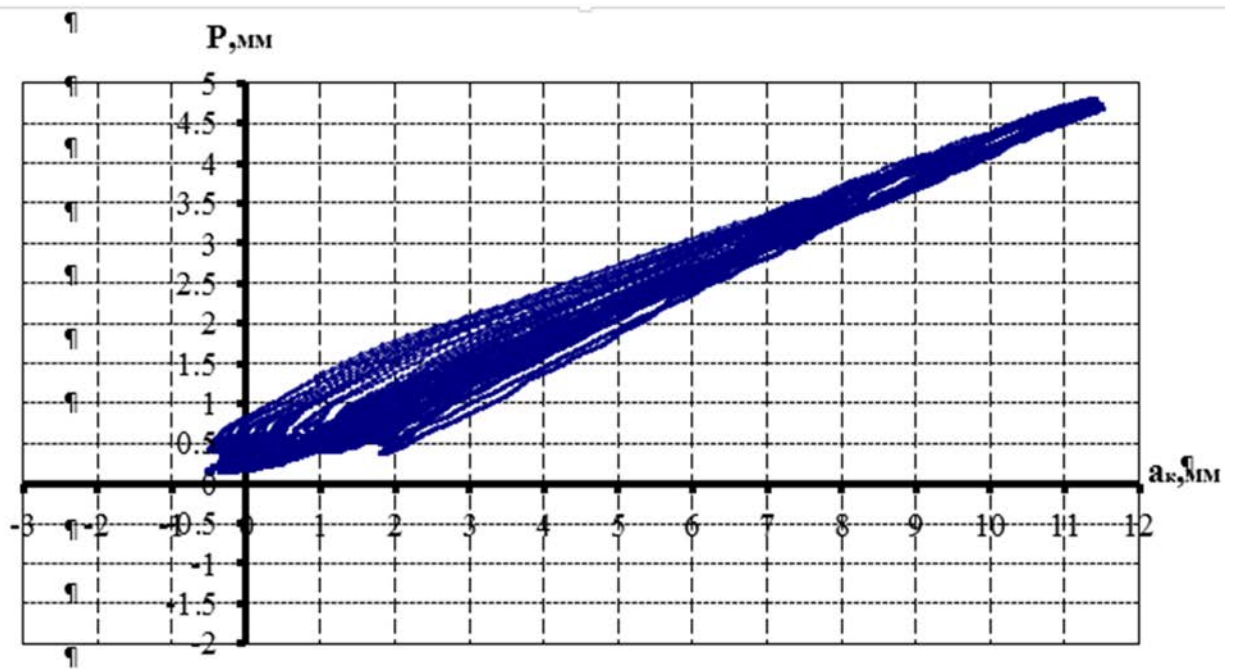


Рис. 3.31. Изменение прогибов балки Б1-1-3д

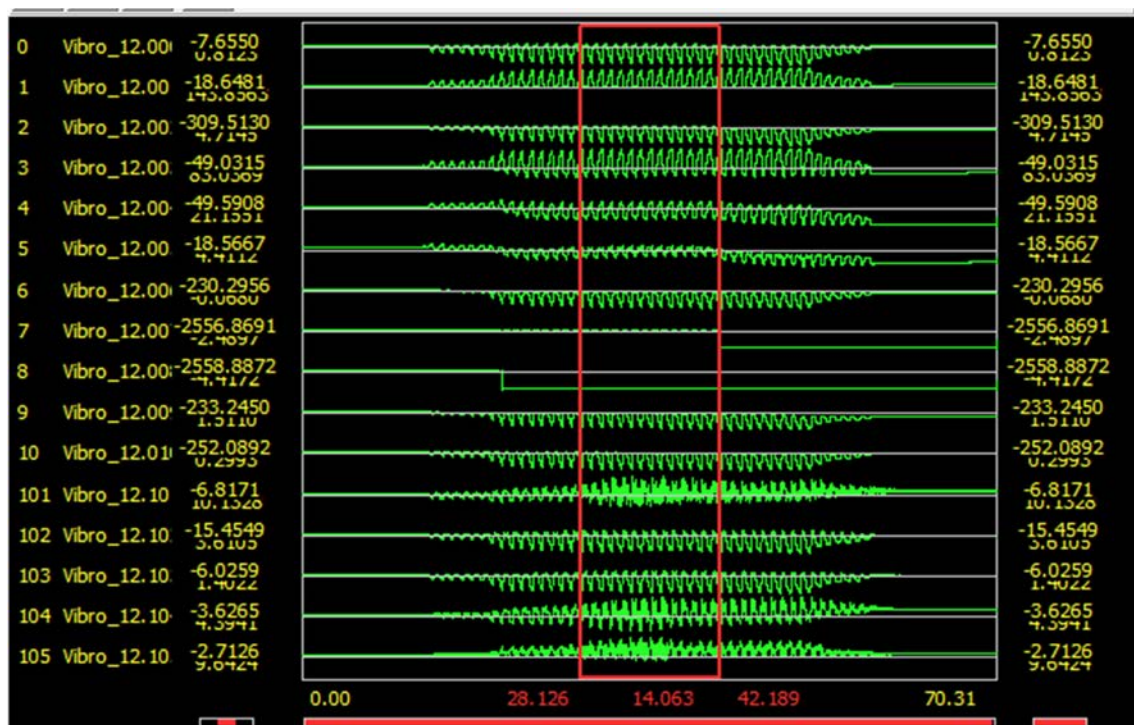


Рис. 3.32. Регистрация перемещений электронной системой Прис 1000

Образцы балок серии БП-д, усиленные ламелем FibArm Lamel 12x100, выдержали 8-280 циклов повторных нагружений с максимальной амплитудой, превышающей статическую прочность на 3-28%. В таблице 3.14 представлены

данные об наибольшей амплитуде динамических нагрузок для каждого испытанного образца балок серии БП-д, количестве циклов нагружения, приведших к разрушению балки, и сравнению максимальных усилий со статической прочностью.

Таблица 3.14- Параметры динамической повторной нагрузки балок серии БП-д

№	Марка образца	M_{max} , кНм	Количество нагружений n	M_{max}/M_0
1	БП-1д	48,2	280	1,09
2	БП-2д	46,8	210	1,06
3	БП-3д	56,4	8	1,28
4	БП-4д	45,7	120	1,03
5	БП-5д	48,2	15	1,09
6	БП-6д	51,2	65	1,16

В процессе приложения динамических нагрузок в балке БП-1д деформации ламеля увеличились с 3,51 ‰ до 3,821‰ (на 10 ‰), а вертикальные прогибы увеличились с 23 мм до 29 мм (26%). Разрушение балки сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также отколом защитного слоя бетона в зоне анкеровки ламеля.

На рис. 3.33-3.38., представлена запись усилий в балке БП-1д в процессе динамических воздействий, диаграмма вертикальных прогибов середины балки, диаграмма растягивающих деформаций в ламеле и фото зоны разрушения. В процессе приложения динамических нагрузок деформации ламеля увеличились с 3,05 ‰ до 3,6 ‰ (на 18 ‰), а вертикальные прогибы увеличились с 10 мм до 12 мм (20%). Разрушение балки сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также отколом защитного слоя бетона в зоне чистого изгиба балки.



Рис. 3.32. Разрушение балки БП-2д при динамическом нагружении



Рис. 3.33. Фрагмент зоны разрушения балки БП-2д при динамическом нагружении

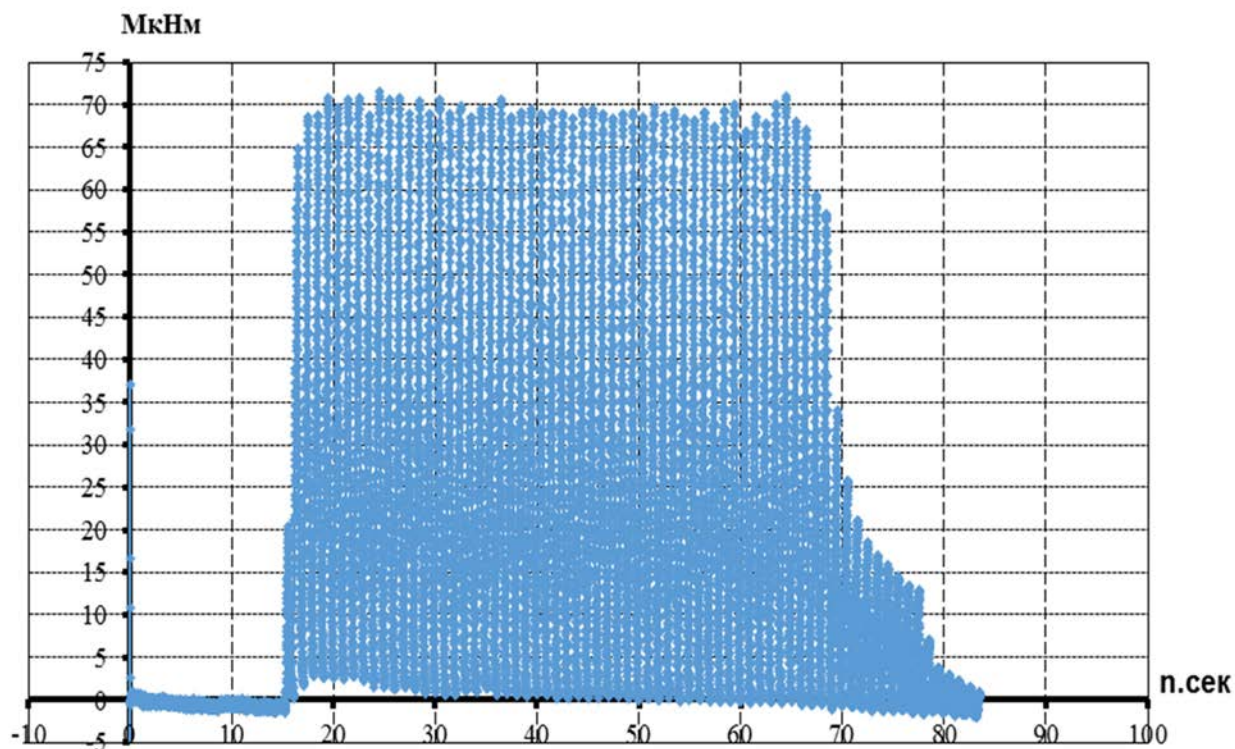


Рис. 3.34. Усилия в балке БII-1д в процессе динамических испытаний

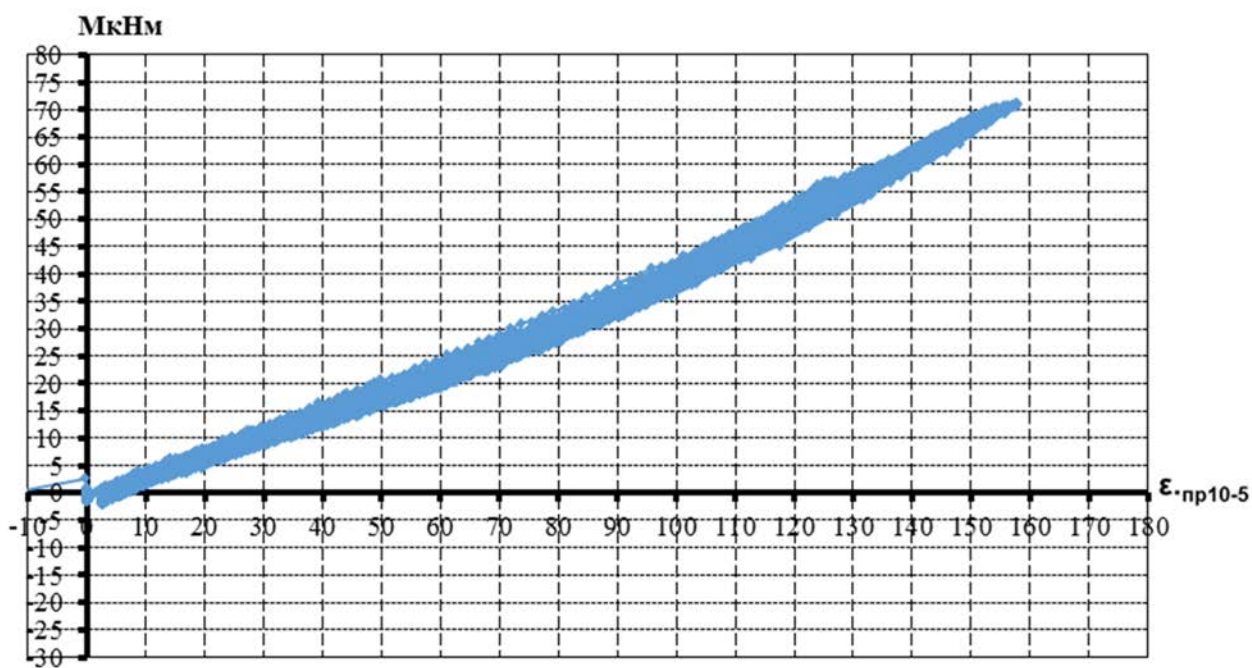


Рис. 3.35. Диаграмма растяжения ламели балки БII-1д

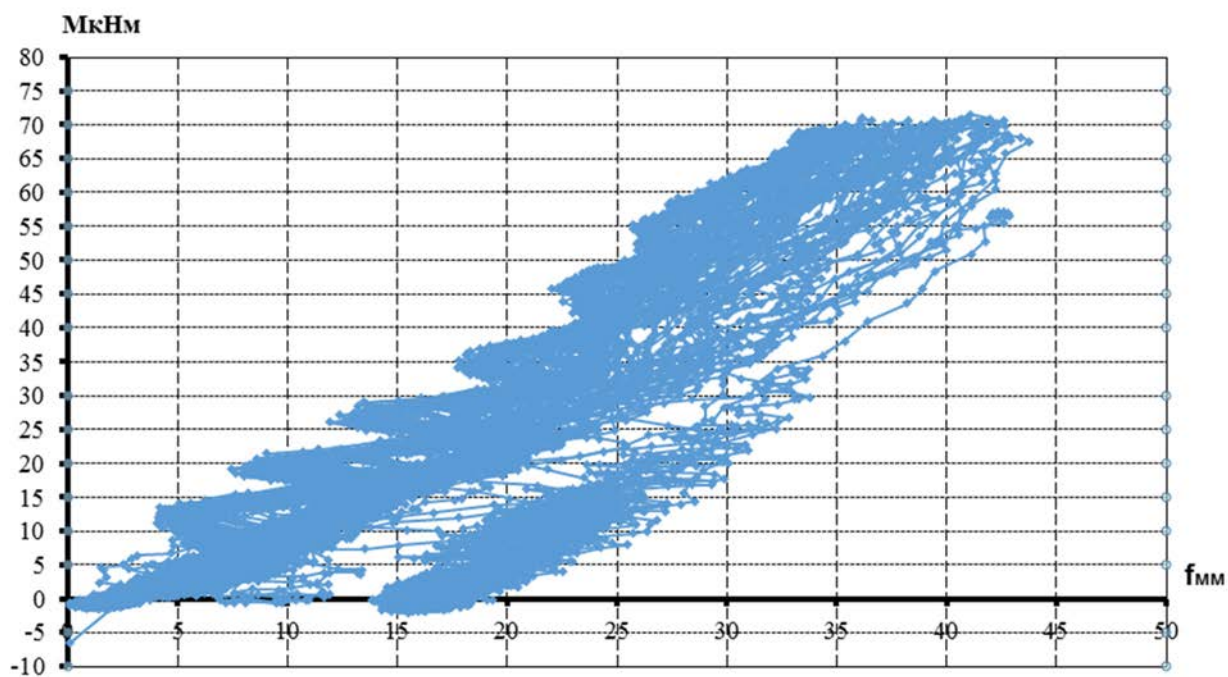


Рис. 3.36. Диаграмма вертикальных прогибов балки БII-1д

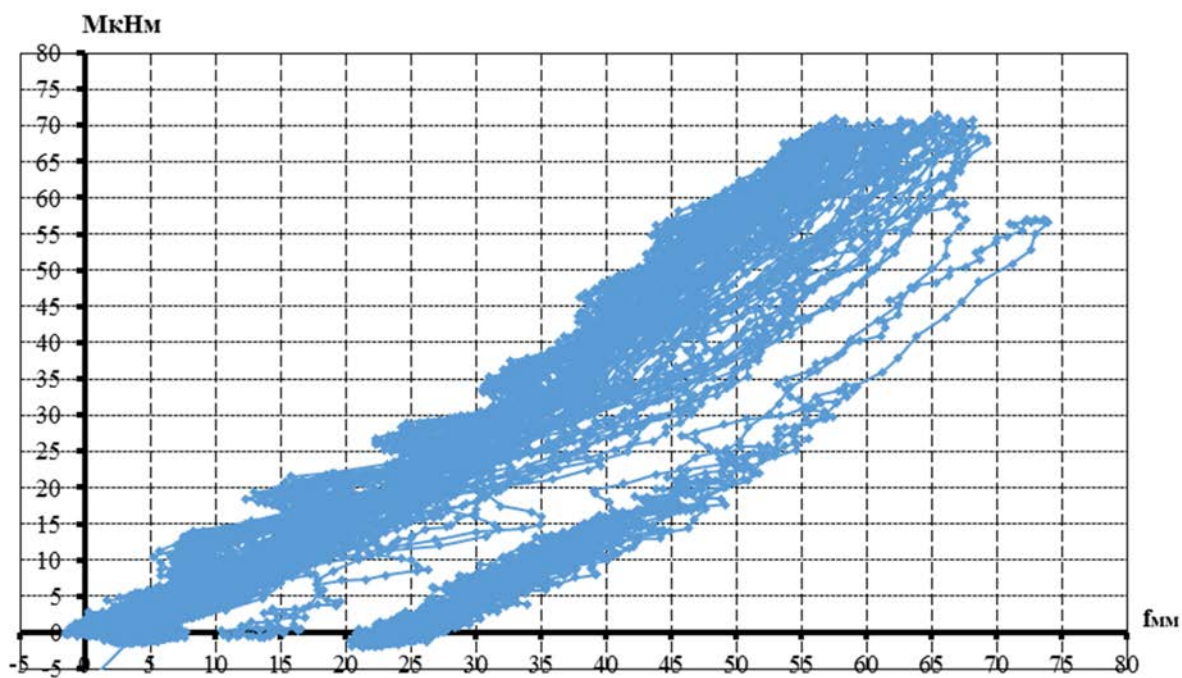


Рис. 3.37. Усредненное диаграмма вертикальных прогибов балки БII-1д

На рис. 3.38-3.41., представлена запись усилий в балке БII-2д в процессе динамических воздействий, диаграмма вертикальных прогибов середины балки и диаграмма растягивающих деформаций в ламеле. В процессе приложения

динамических нагрузок деформации ладеля увеличились с 1,88 ‰ до 2,05 ‰ (на 10 ‰), а вертикальные прогибы увеличились с 23 мм до 29 мм (26%).



Рис. 3.38. Фрагмент зоны разрушения балки БП-2д при динамическом нагружении

Разрушение балки рис. 3.39., сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также отколом защитного слоя бетона в зоне анкерования ладеля.

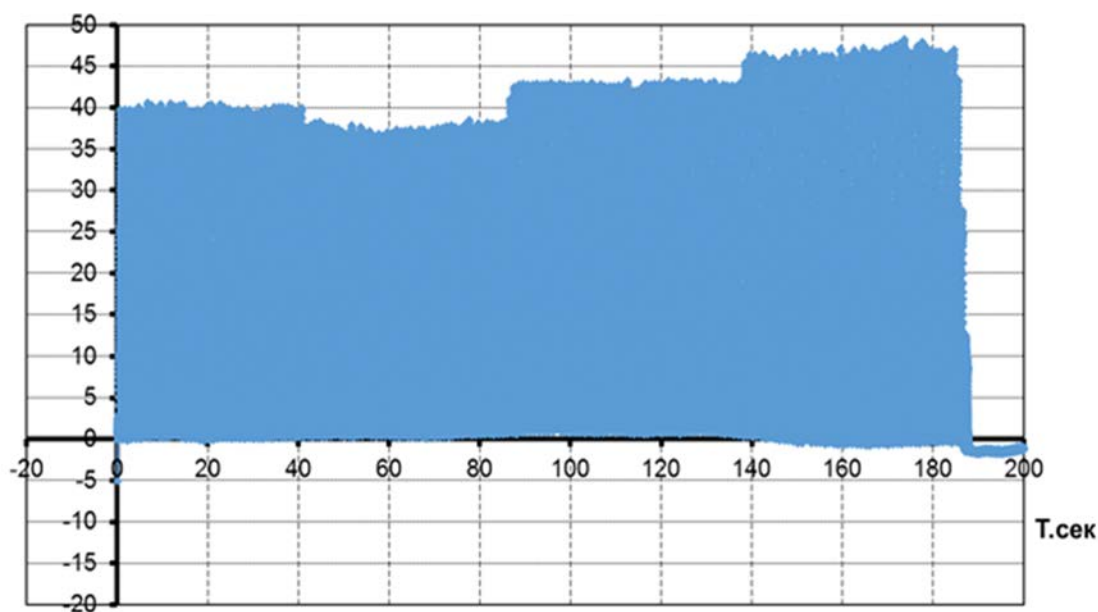


Рис. 3.39. Усилия в балке БП-2д в процессе динамических испытаний

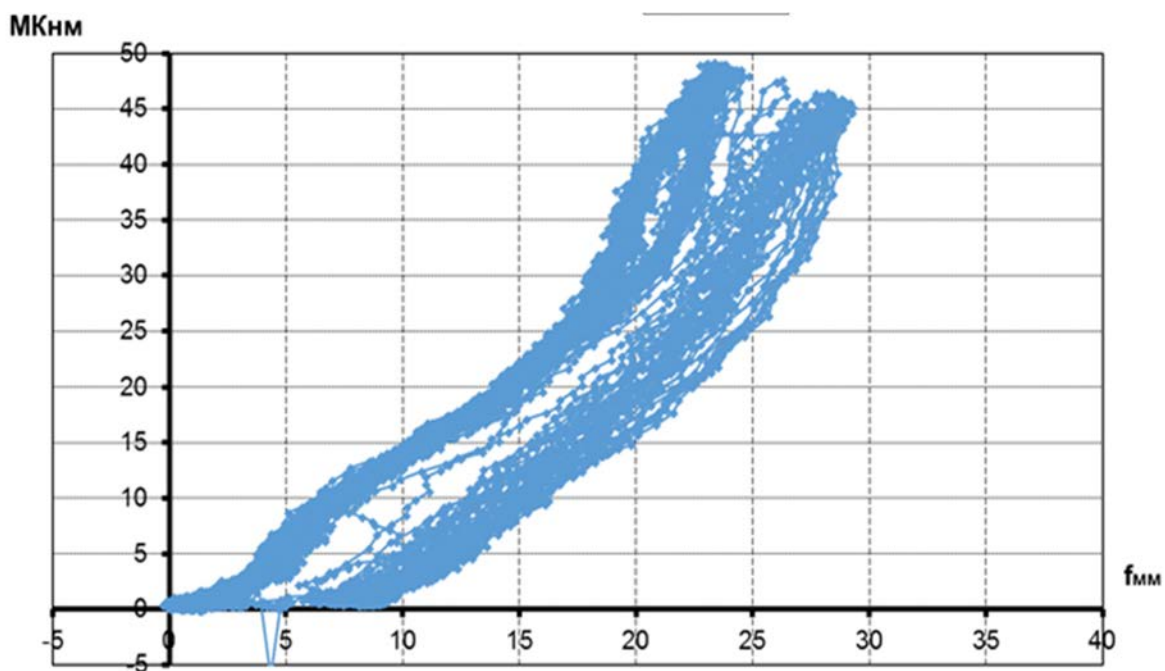


Рис. 3.40. Диаграмма вертикальных прогибов балки БП-2д

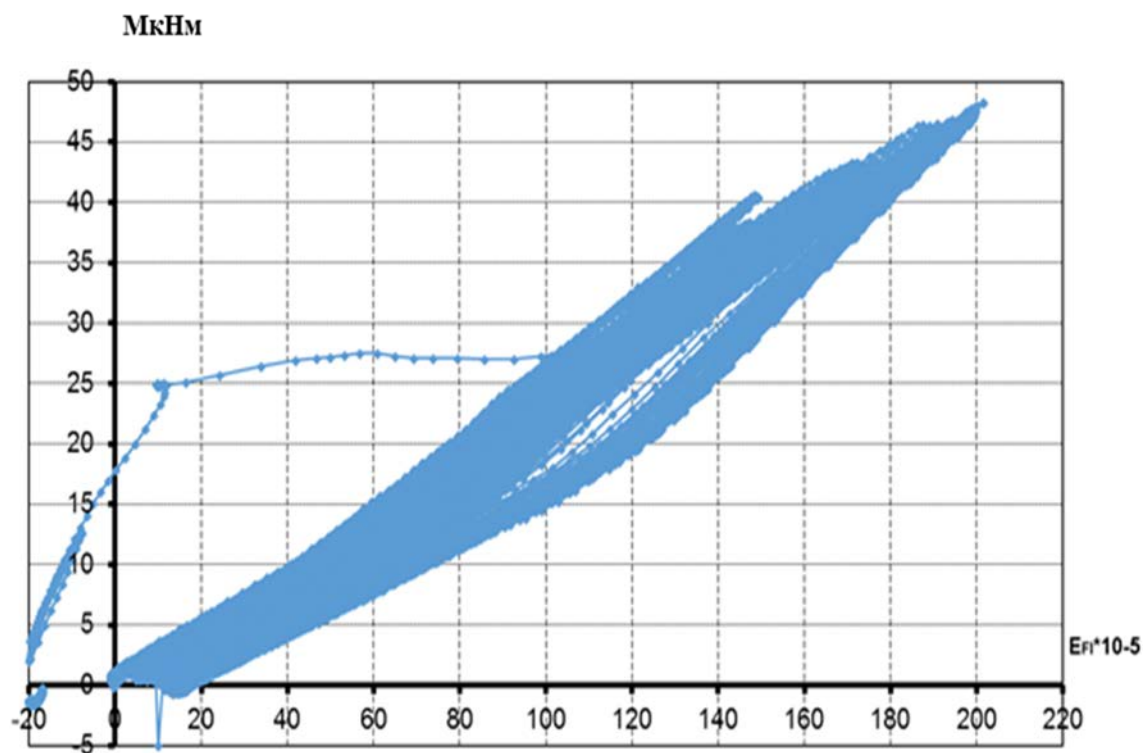


Рис. 3.41. Диаграмма растяжения ламели балки БП-2д

На рис. 3.42-3.44., представлена запись усилий в балке БП-3д в процессе динамических воздействий, диаграмма вертикальных прогибов середины балки и диаграмма растягивающих деформаций в ламеле.

В процессе приложения динамических нагрузок в балке БП-3д деформации ламеня увеличились с 2,54 ‰ до 2,77 ‰ (на 9 ‰), а вертикальные прогибы увеличились с 30 мм до 35 мм (17%). Разрушение балки сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а образование трещины в защитном слое бетона в зоне анкеровки ламеня.

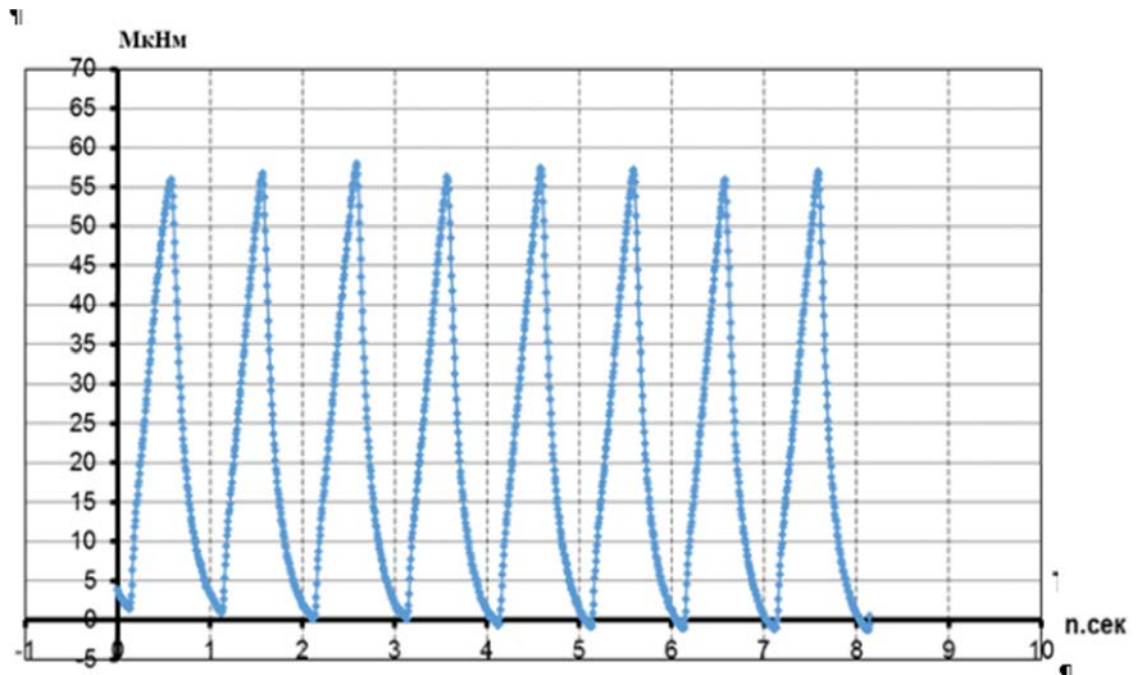


Рис. 3.42. Усилия в балке БП-3д в процессе динамических испытаний

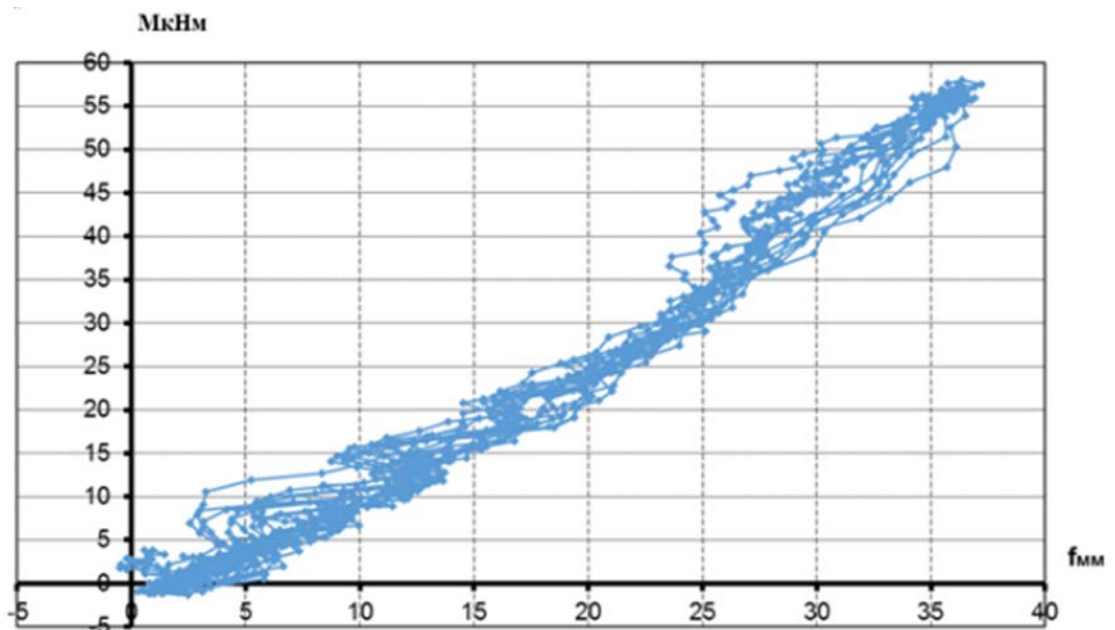


Рис. 3.43. Диаграмма вертикальных прогибов балки БП-3д

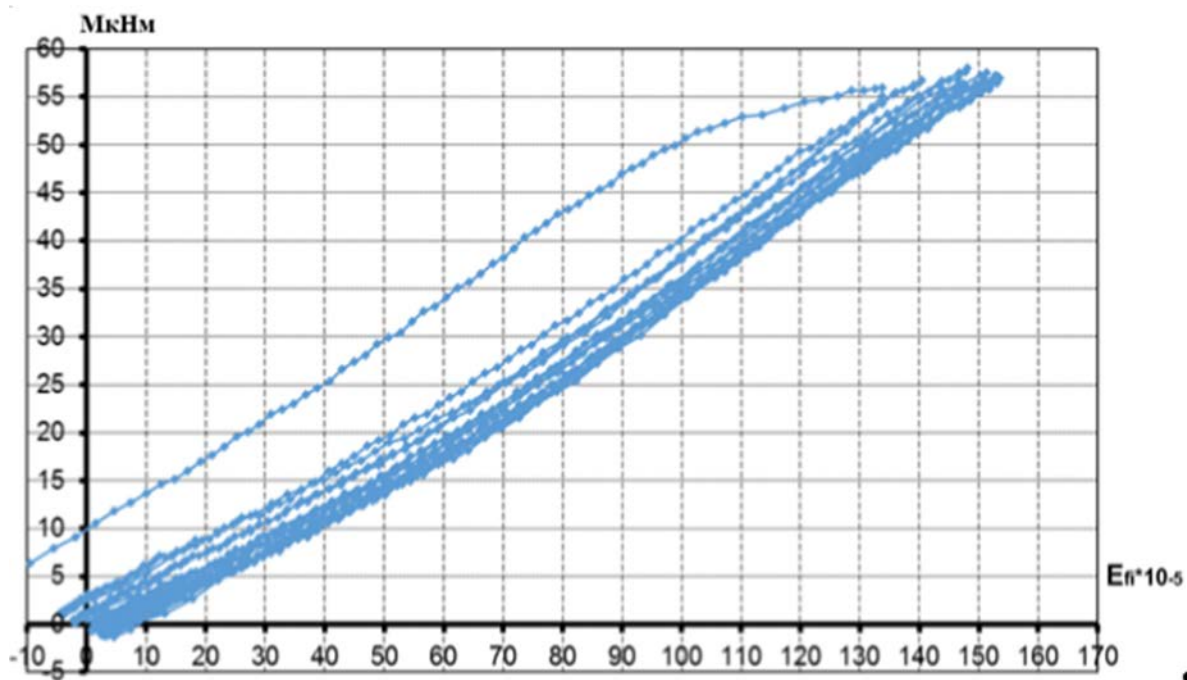


Рис. 3.44. Диаграмма растяжения ламели балки БИ-3д

На рис. 3.45-3.47., представлена запись усилий в балке БИ-4д в процессе динамических воздействий, диаграмма вертикальных прогибов середины балки и диаграмма растягивающих деформаций в ламеле.

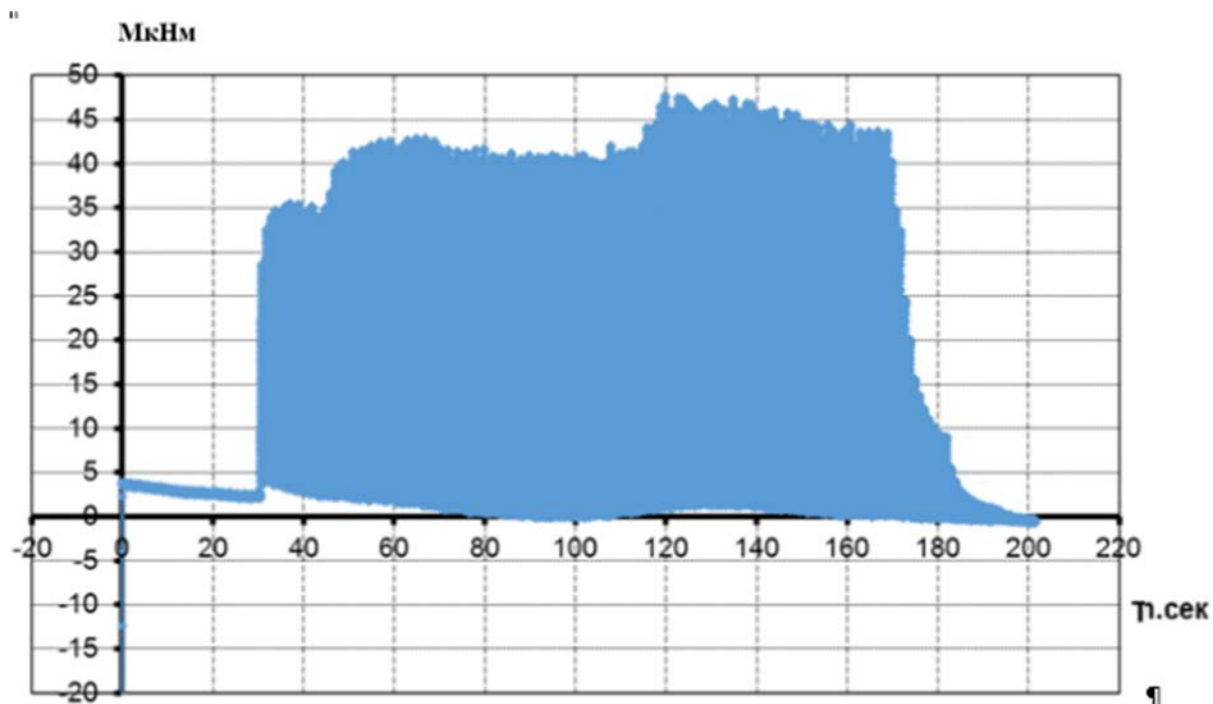


Рис. 3.46. Усилия в балке БИ-4д в процессе динамических испытаний

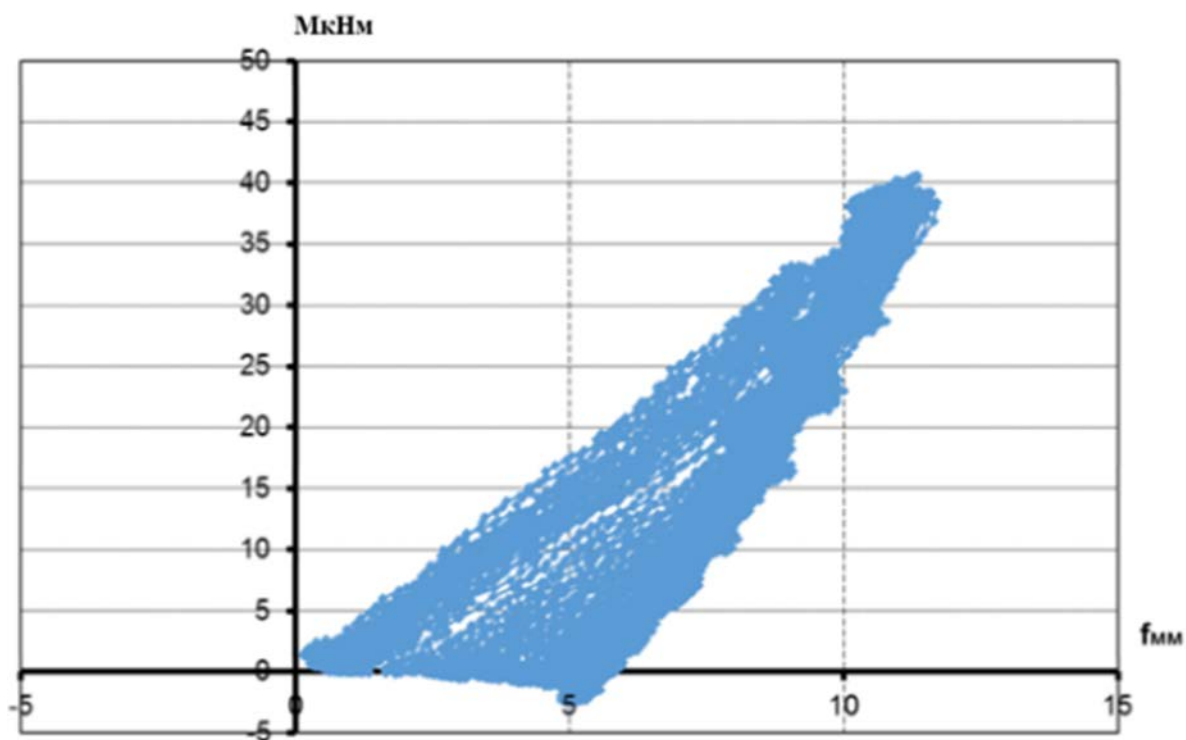


Рис. 3.47. Диаграмма вертикальных прогибов балки БII-4д

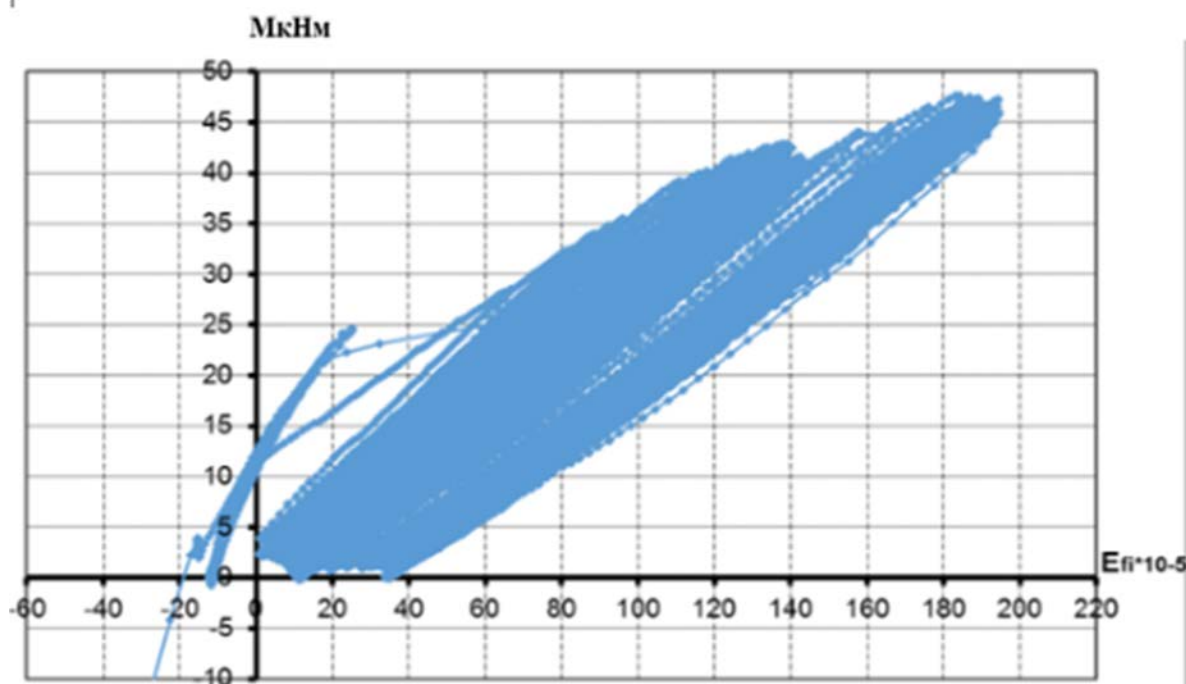


Рис. 3.48. Диаграмма растяжения ламели балки БII-4д

В процессе приложения динамических нагрузок деформации ламеля увеличились с 2,27 ‰ до 2,72 ‰ (на 20 ‰), а вертикальные прогибы увеличились с 23 мм до 45 мм (95%). Разрушение балки сопровождалось

образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также отколом части защитного слоя бетона в зоне чистого изгиба балки.

На рис. 3.49- 3.51., представлена запись усилий в балке БП-5д в процессе динамических воздействий, диаграмма вертикальных прогибов середины балки. диаграмма растягивающих деформаций в ламеле и зоны разрушения балки.

В процессе приложения динамических нагрузок в балке БП-5д деформации ламеля увеличились с 2,6 ‰ до 2,67 ‰ (на 5 ‰), а вертикальные прогибы увеличились с 23 мм до 27 мм (17%). Разрушение балки сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а трещины в защитном слое бетона в зоне анкеровки ламеля.

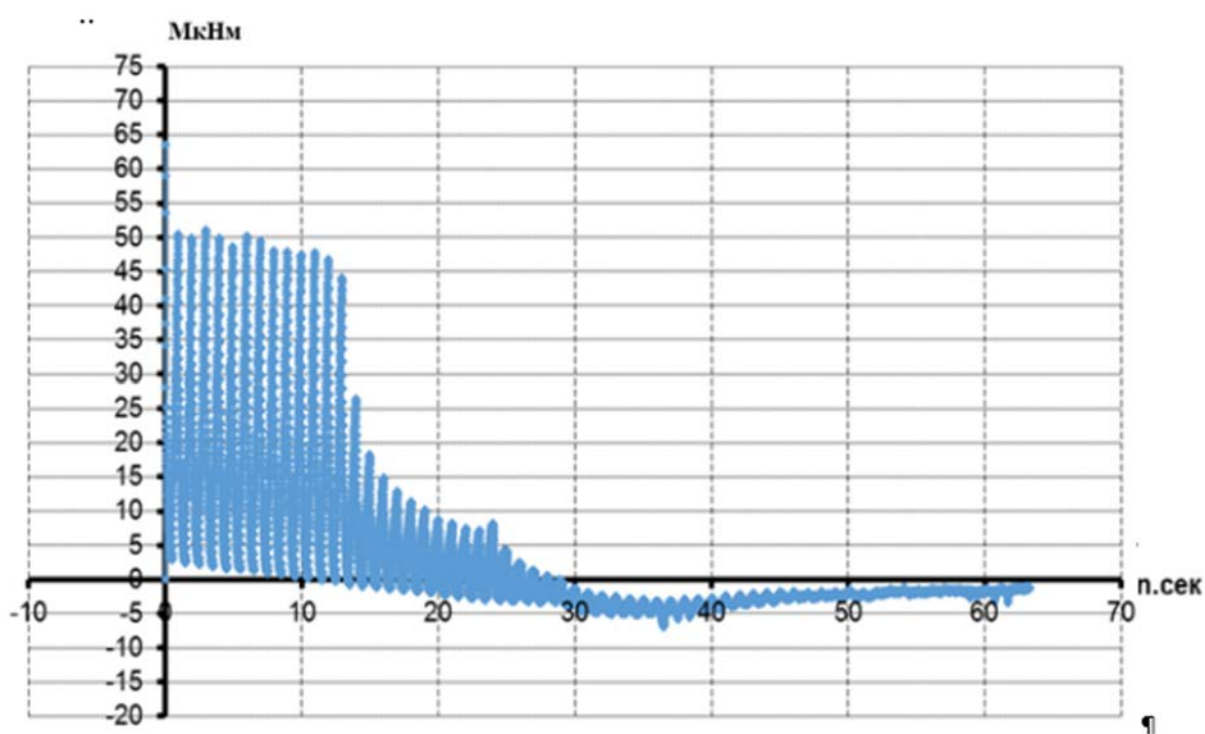


Рис. 3.49. Усилия в балке БП-5д в процессе динамических испытаний

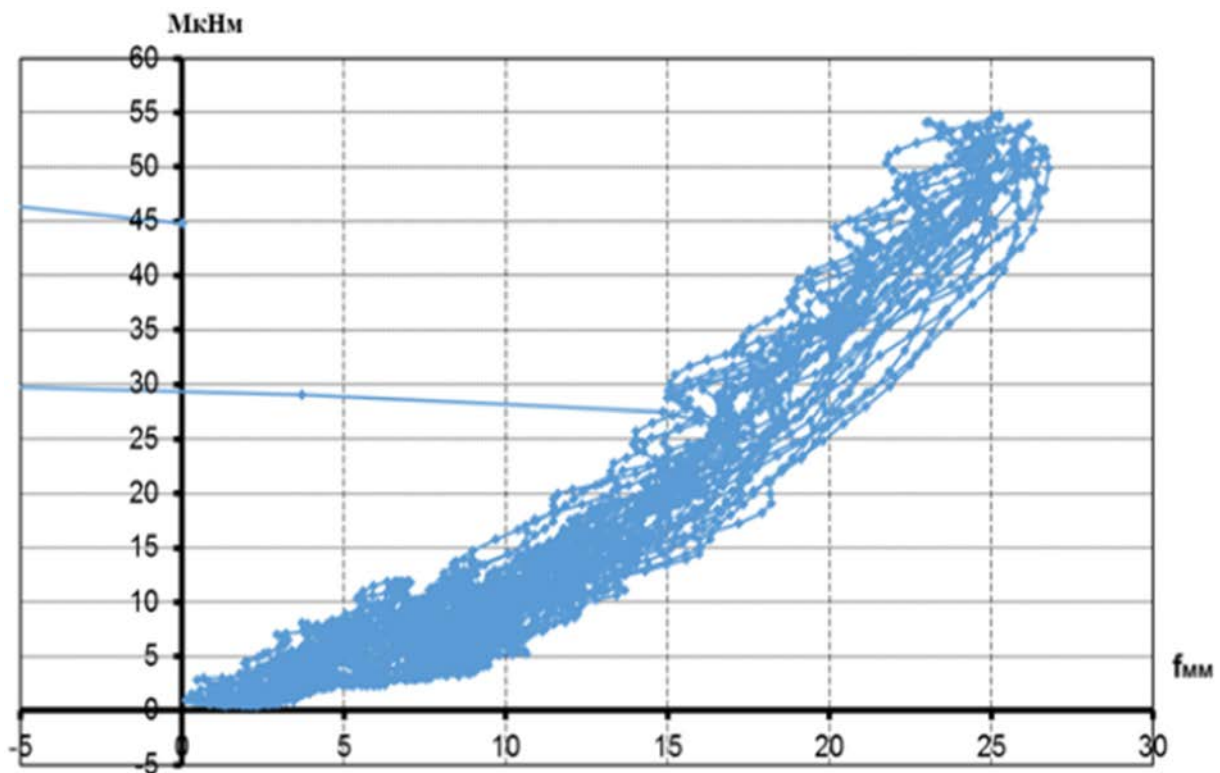


Рис. 3.50. Диаграмма вертикальных прогибов балки БII-5д

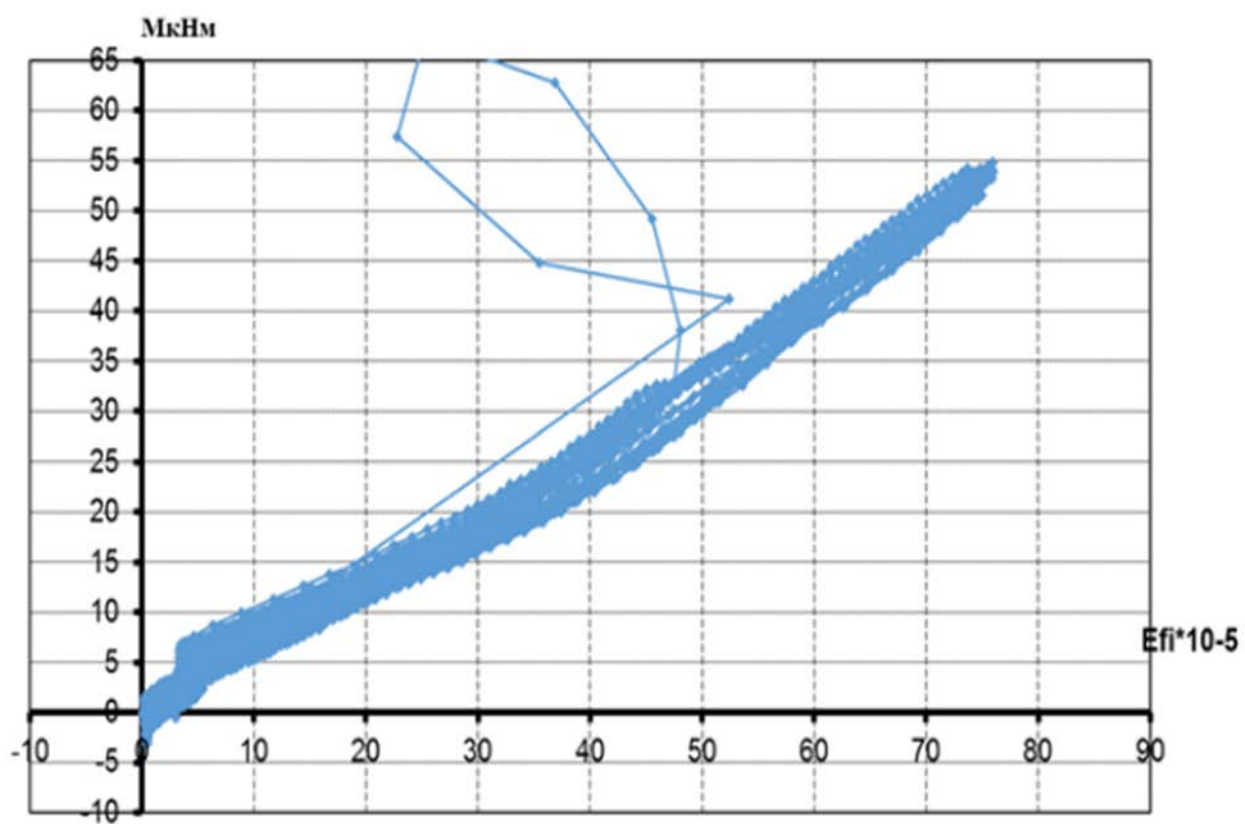


Рис. 3.51. Диаграмма растяжения ламели балки БII-5д

На рис. 3.52 и 3.54., представлена запись усилий в балке БП-бд в процессе динамических воздействий, диаграмма вертикальных прогибов середины балки. диаграмма растягивающих деформаций в ламеле и зоны разрушения балки.

В процессе приложения динамических нагрузок деформации ламеля увеличились с 2,75 ‰ до 2,87 ‰ (на 4 ‰), а вертикальные прогибы увеличились с 33 мм до 43 мм (30%).

Разрушение балки сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также отколом части защитного слоя бетона в зоне чистого изгиба балки.

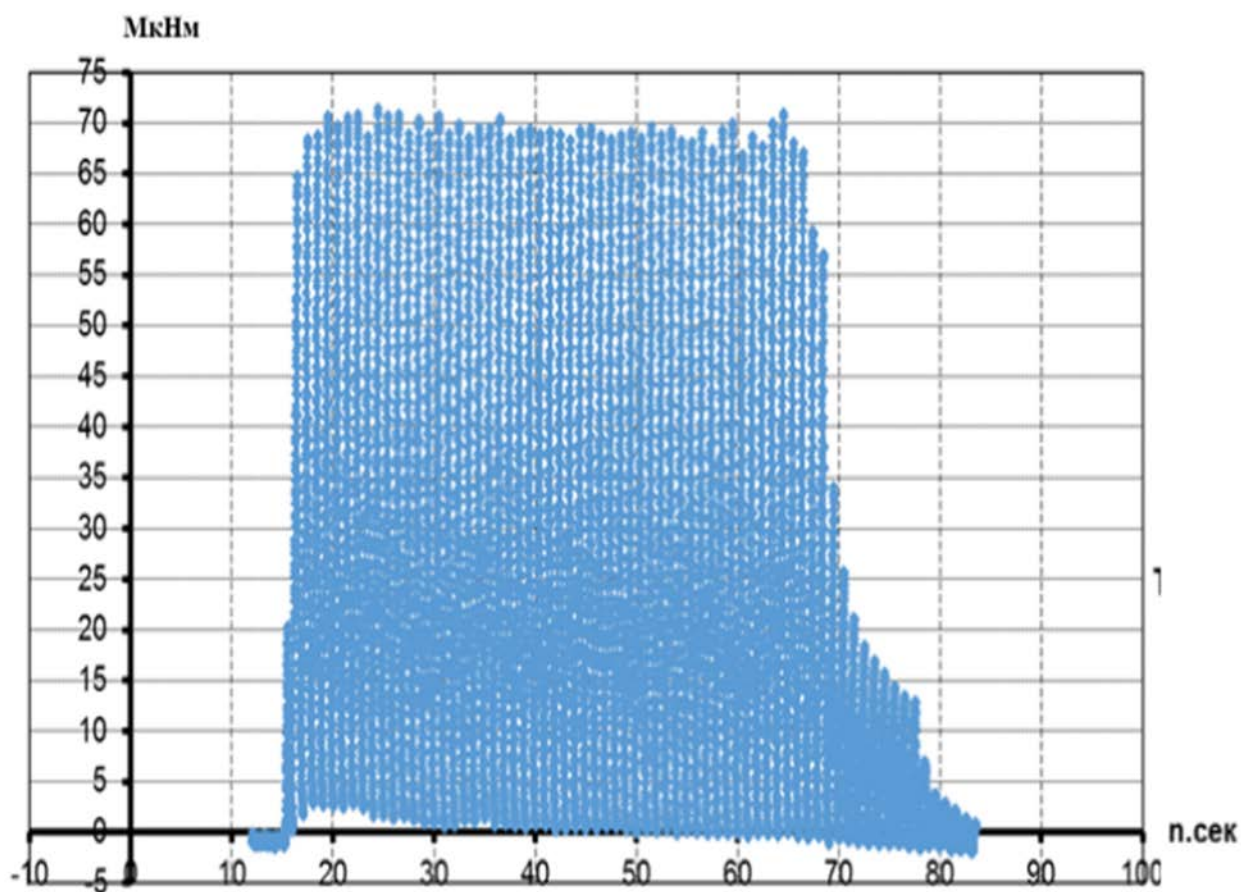


Рис. 3.52. Усилия в балке БП-бд в процессе динамических испытаний

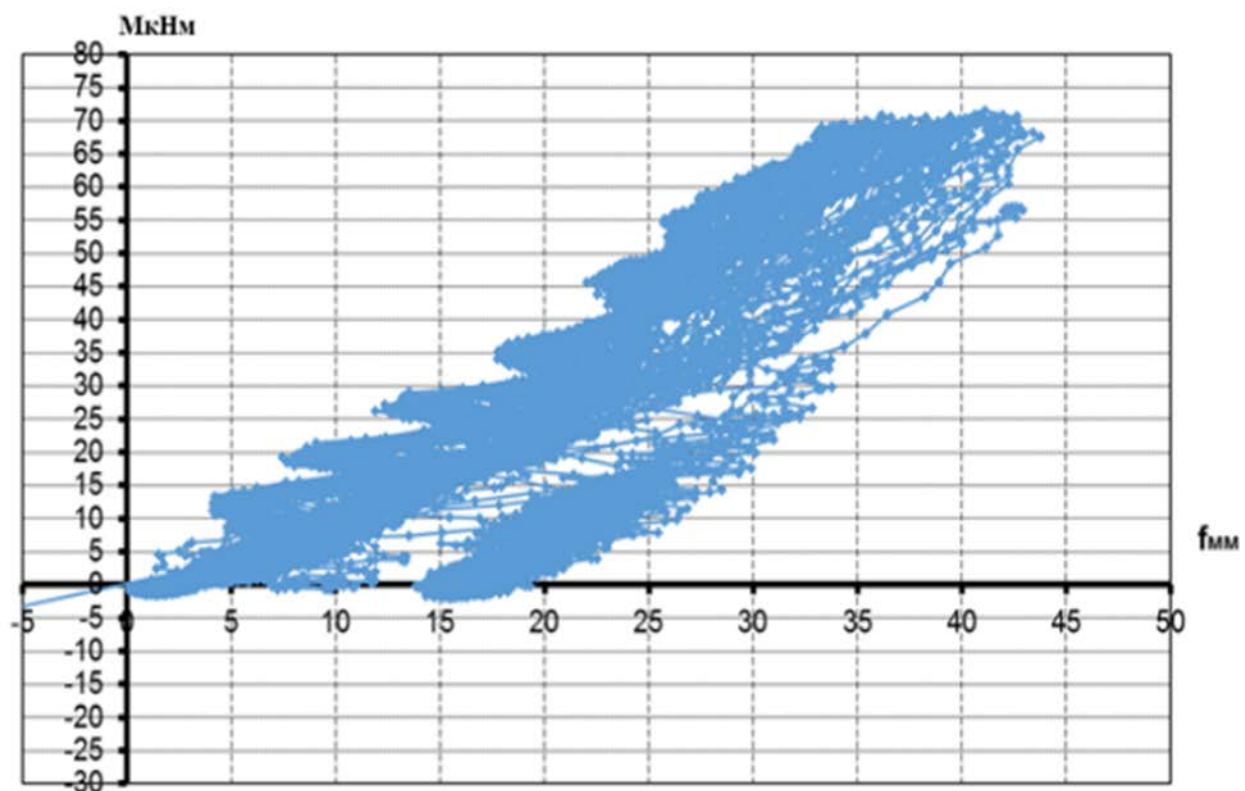


Рис. 3.53. Диаграмма вертикальных прогибов балки БII-5д

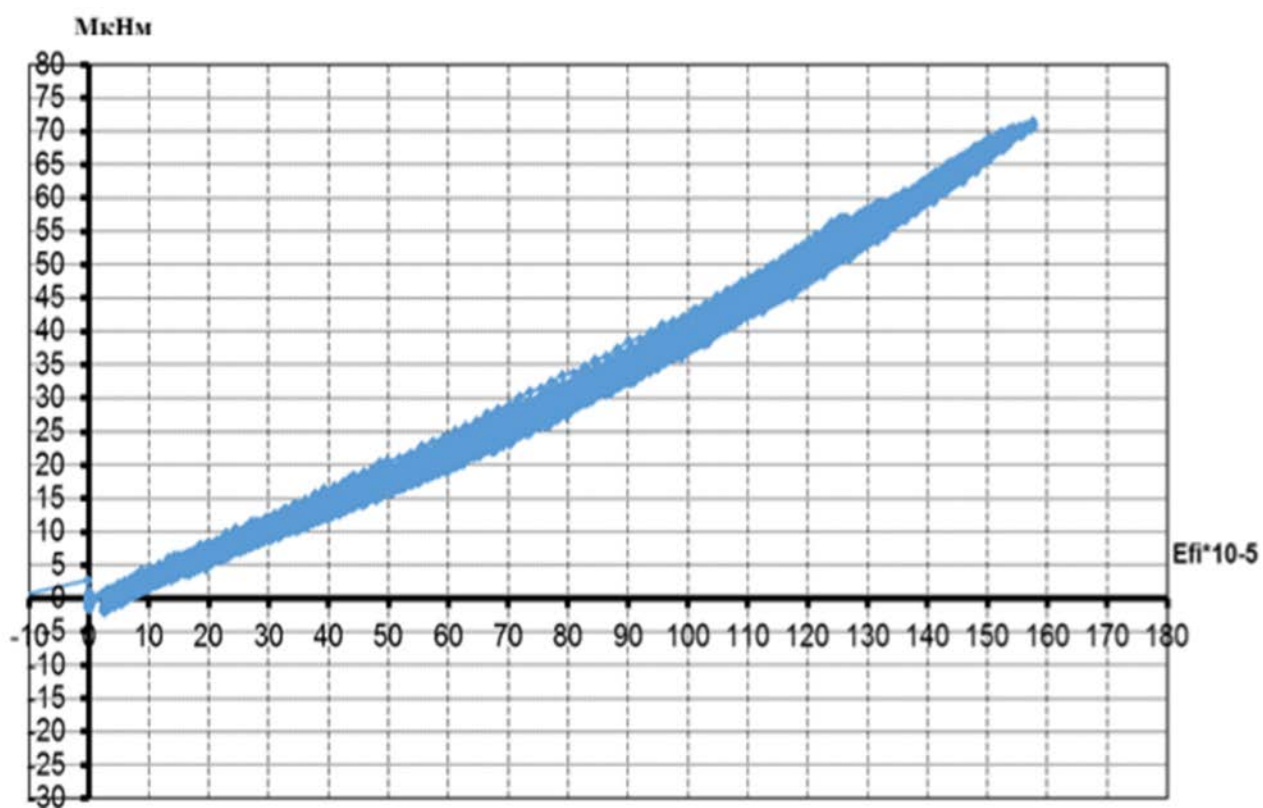


Рис. 3.54. Диаграмма растяжения ламели балки БII-6д

На рис. 3.55., представлены данные по зависимости прочности балок от числу нагружений в полулогарифмической шкале, которая описывается следующей зависимостью:

$$\frac{M}{M_0} = 1,21 - 0,06 \lg n \quad (3.21)$$

где M – динамическая нагрузка, которая вызывает разрушение балок за n нагружений;

M_0 – статическая прочность балок.

Таким образом, прочность нормальных сечений при динамическом нагружении балок превышала статическую прочность на 21%, а 100 циклов динамических нагружений снижают прочность на 12 %.

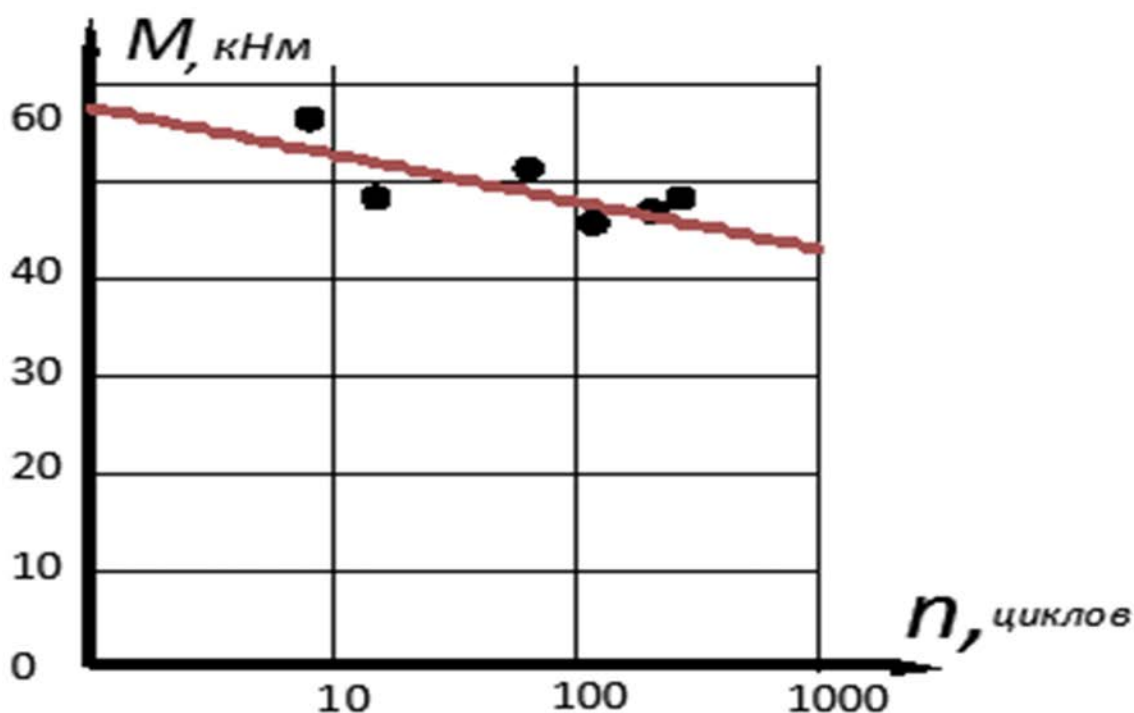


Рис. 3.55. Зависимость динамической прочности балок серии БП-д от количества повторных нагружений

Образцы балок серии БП-д, усиленных ламинатом MBRACE LAM CF 165/3000 100x1.4.100m, выдержали 6-302 цикла повторных нагружений с максимальной амплитудой, составляющей 80-117 % от статической прочности.

В Таблице 3.14 представлены данные по амплитуде динамических нагрузок для каждого испытанного образца серии БШ-д, количестве циклов нагружения, приведших к разрушению балок второй партии, и сопоставление максимальных усилий со статической прочностью.

Таблица 3.14- Параметры динамической повторной нагрузки балок серии БШ-д

Марка образца	M_{max} , кНм	M_{max}/M_u	Количество нагружений п, ц	Прогиб, мм	Деформации, 10^{-5}	
					Ламинат	Бетон
БШ-1д	59,5	1,17	6	2,5-3,2	422-464	293-304
БШ -2д	40,6	0,80	302	2,7-3,3	403-492	287-303
БШ-3д	56,4	1,11	8	3,3-4,0	389-471	232-247
БШ-4д	45,7	0,90	32	3,7-4,2	427-483	192-239
БШ-5д	42,4	0,83	21	2,8-3,2	433-489	193-213
БШ-6д	43,0	0,84	5	2,8-3,1	452-502	253-277
БШ-7д	48,1	0,94	62	2,7-3,4	417-525	280-307

На рис. 3.56-3.59., представлена фотография разрушения балки БШ-1д в процессе динамических воздействий, диаграмма вертикальных прогибов середины балки, диаграмма деформаций бетона и диаграмма растягивающих деформаций ламината.



Рис. 3.56. Фото разрушения пролетной части балки БШ-1д

В процессе приложения динамических нагрузок деформации ламината увеличились с 4,22‰ до 4,64 ‰ (на 10 %), а вертикальные прогибы увеличились с 23 мм до 29 мм (26%).

Разрушение балки БШ-1д сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также разрушением сжатой зоны бетона в зоне чистого изгиба балки.

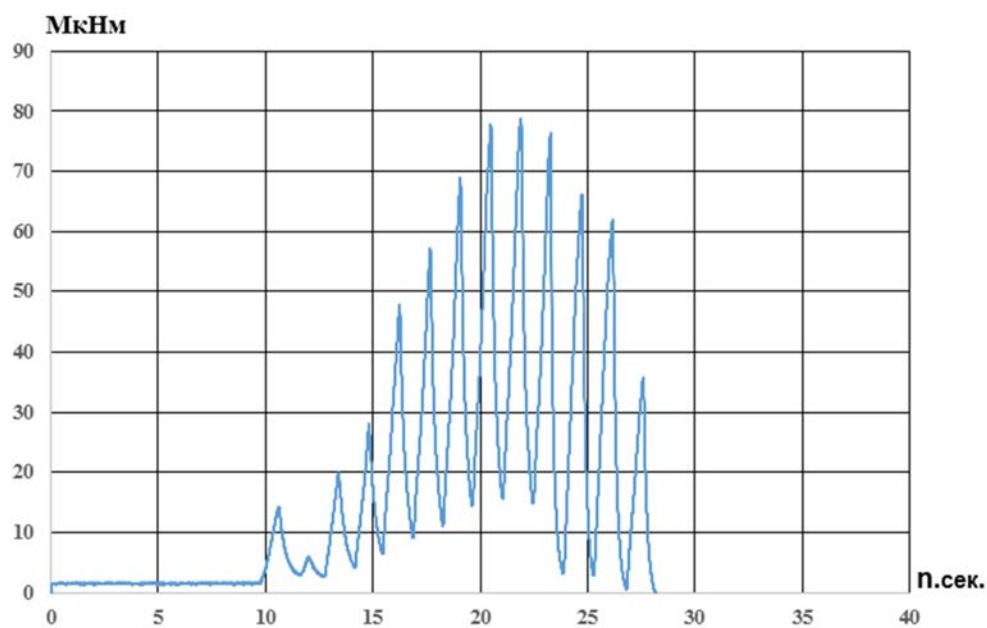


Рис. 3.57. Усилия в балке БШ-1д в процессе динамических испытаний

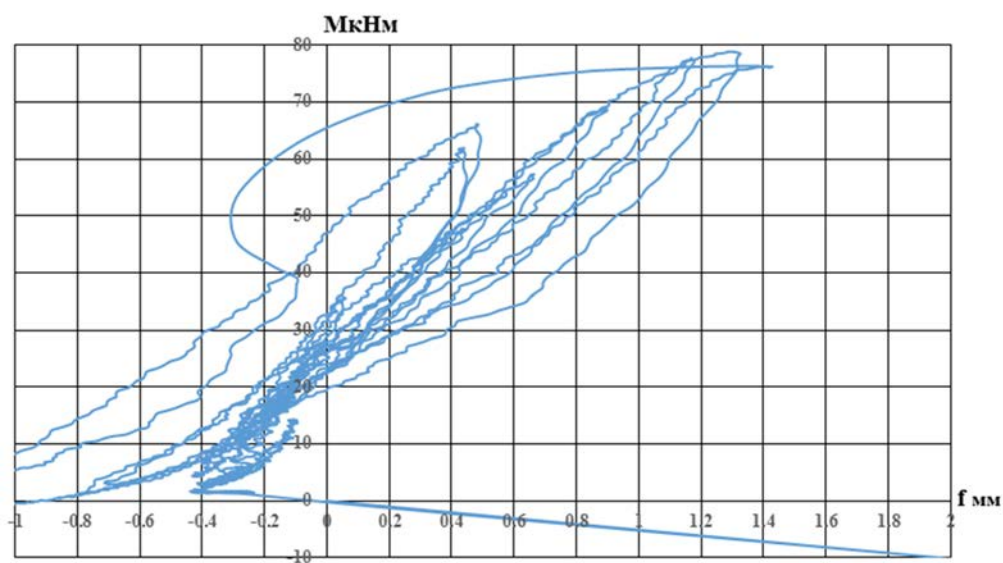


Рис. 3.58. Диаграмма вертикальных прогибов балки БШ-1д

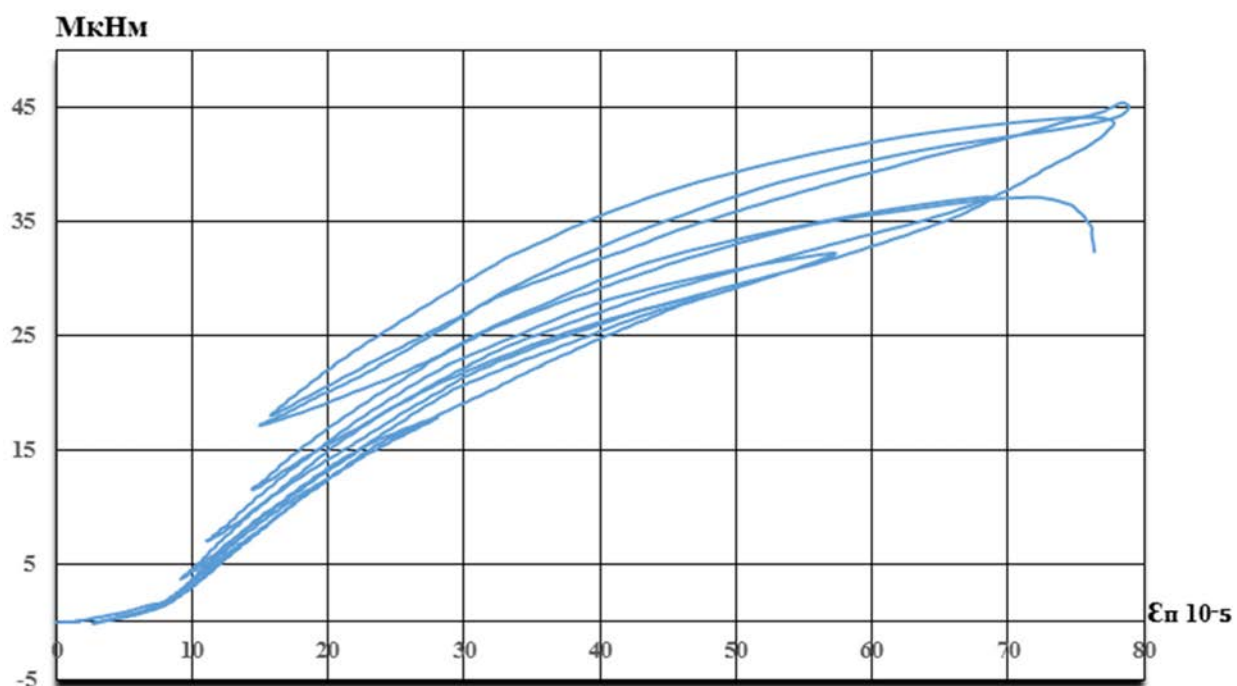


Рис. 3.59. Диаграмма растяжения ламели балки БШ-1д

На рис.3.60-3.63., представлены диаграммы вертикальных прогибов середины балки БШ-2д, диаграммы наибольших деформаций бетона и растягивающих деформаций ламината диаграммы вертикальных прогибов середины балки, диаграммы наибольших деформаций бетона и растягивающих деформаций ламината в процессе динамических испытаний балки. В процессе приложения динамических нагрузок деформации ламината увеличились с 4,03 ‰ до 4,93 ‰ (на 22 ‰), а вертикальные прогибы увеличились с 10 мм до 12 мм (20%).

Разрушение балки сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также разрушением сжатой зоны бетона в зоне чистого изгиба балки.

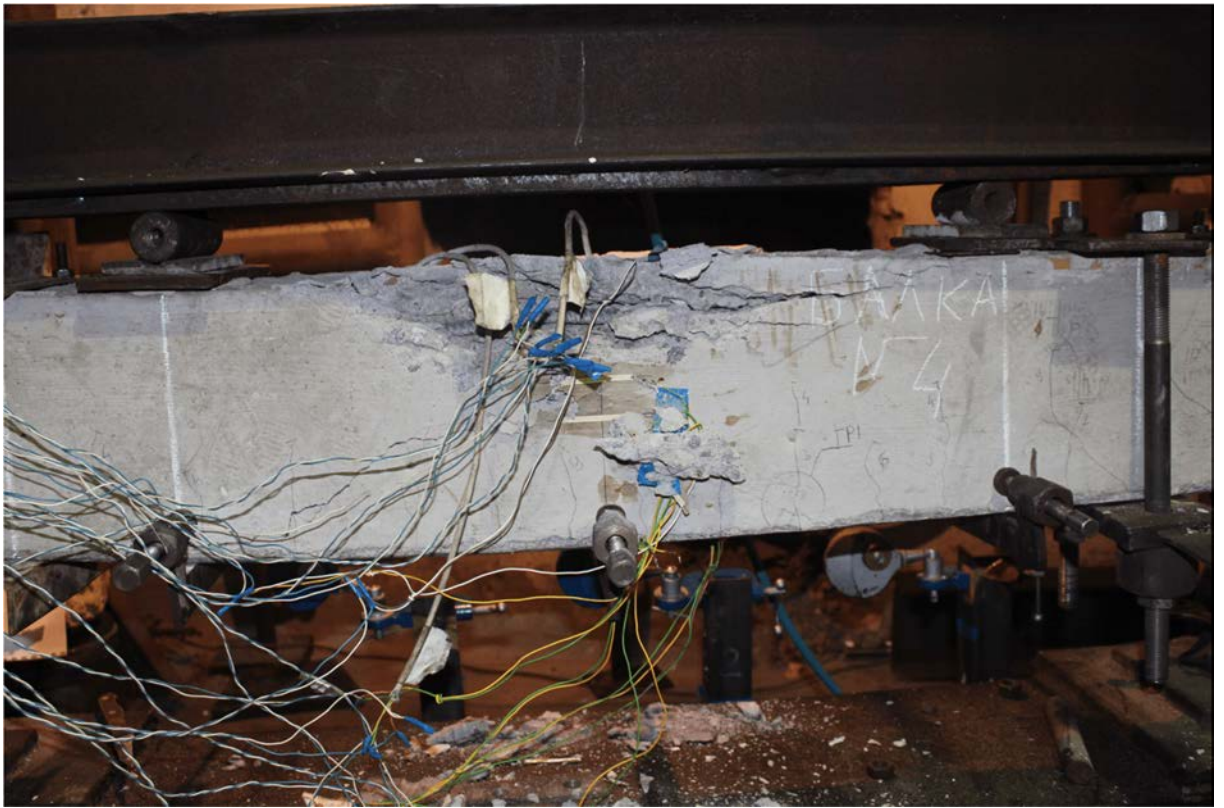


Рис. 3.60. Разрушение балки БIII-2д при динамическом нагружении

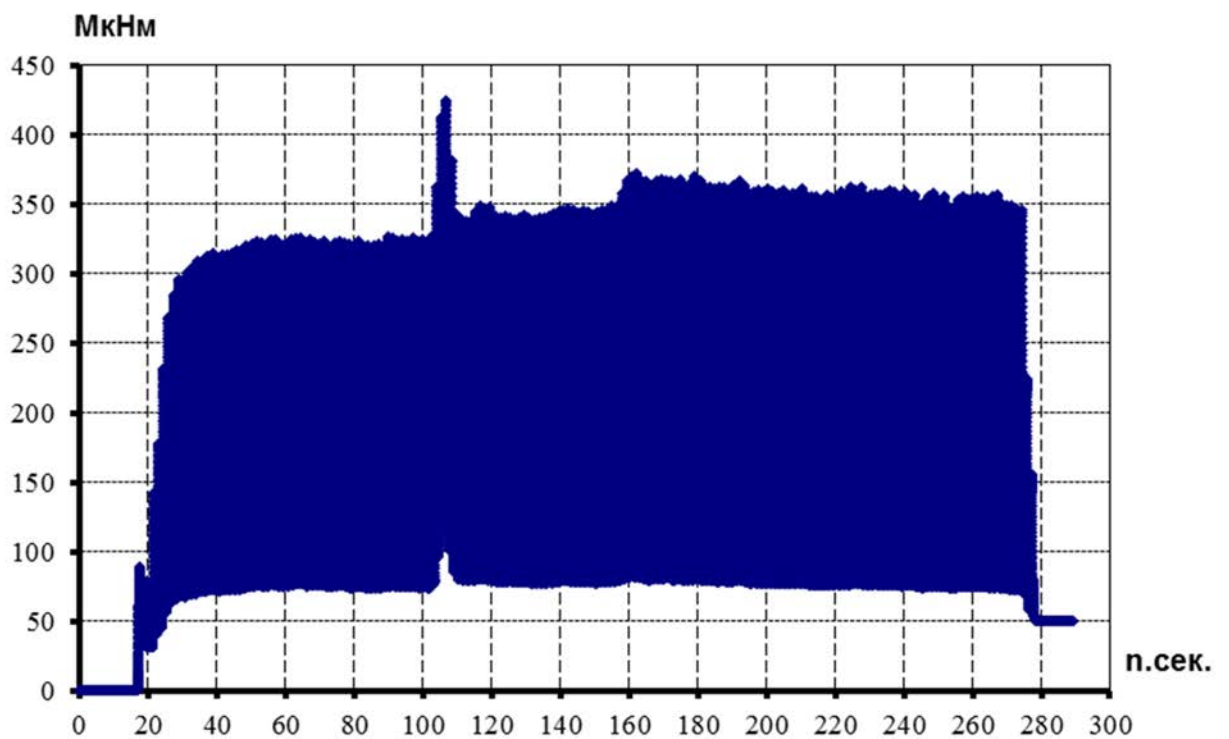


Рис. 3.61. Усилия в балке БIII-2д в процессе динамических испытаний

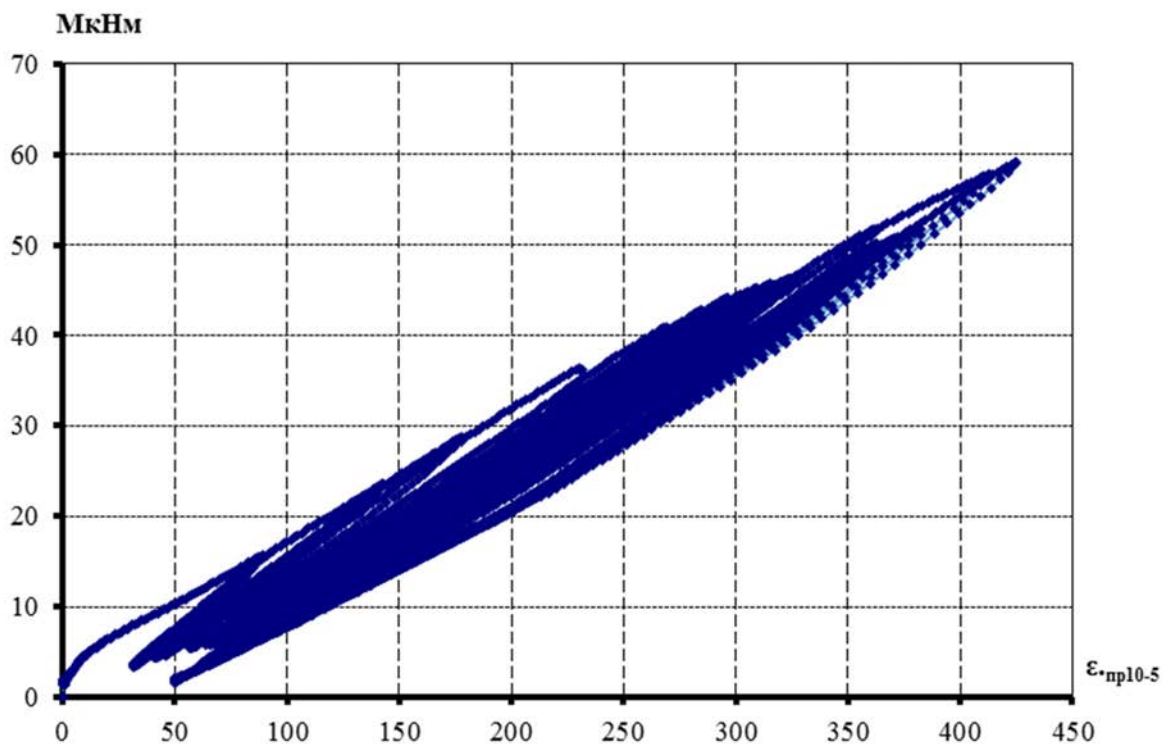


Рис. 3.62. Диаграмма растяжения ламината балки БШ-2д в процессе динамических испытаний

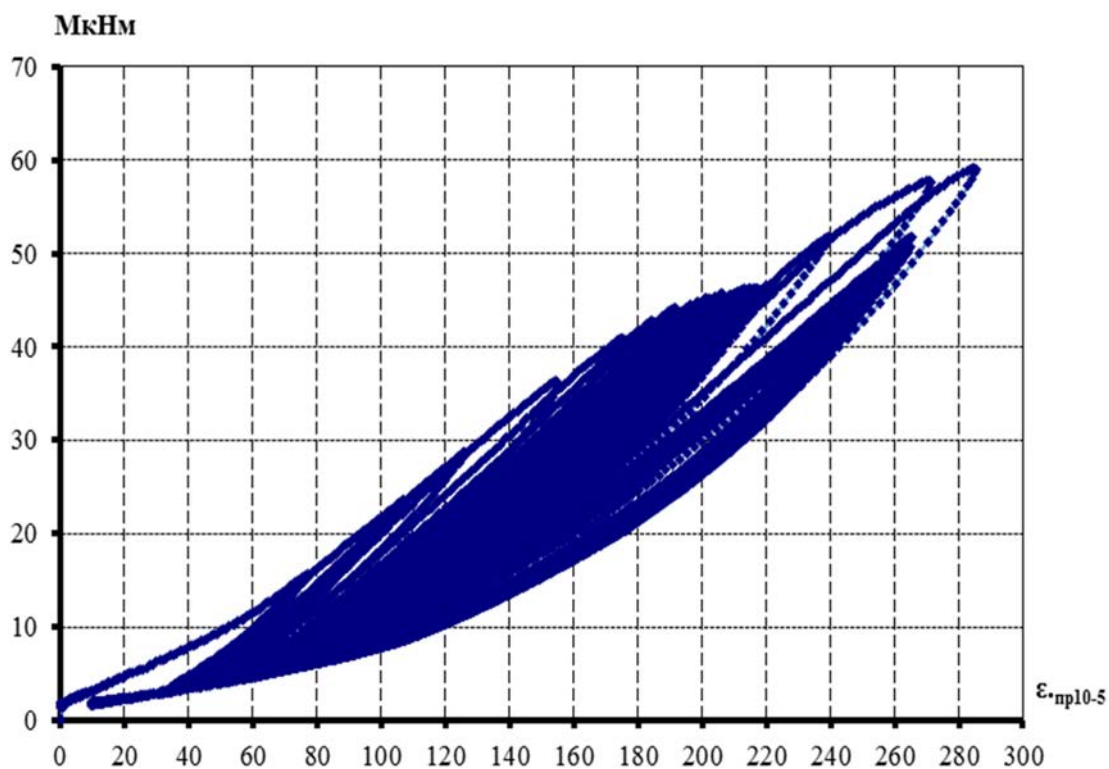


Рис. 3.63. Диаграмма наибольших деформаций бетона балки БШ-2д в процессе динамических испытаний

На рис. 3.64-3.67., представлена запись усилий в балке БШ-3д в процессе динамических воздействий, диаграмма вертикальных прогибов середины балки, диаграммы наибольших деформаций бетона и растягивающих деформаций ламината. В процессе приложения динамических нагрузок деформации ламината увеличились с 3,89 ‰ до 4,71 ‰ (на 21 ‰), а вертикальные прогибы увеличились с 10 мм до 12 мм (20%).

Разрушение балки сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также разрушением сжатой зоны бетона в зоне чистого изгиба балки.



Рис. 3.64. Разрушение балки БШ-3д при динамическом нагружении

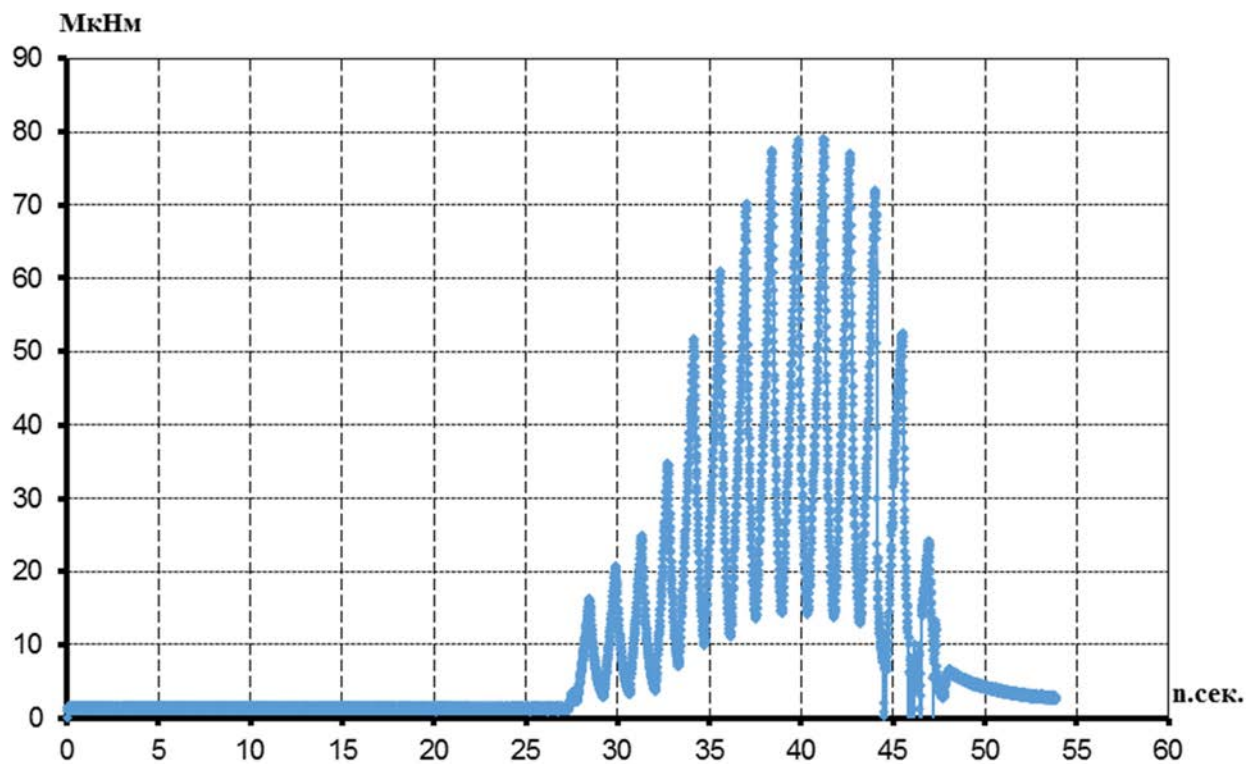


Рис. 3.65.Динамическая нагрузка на балку БIII-3д

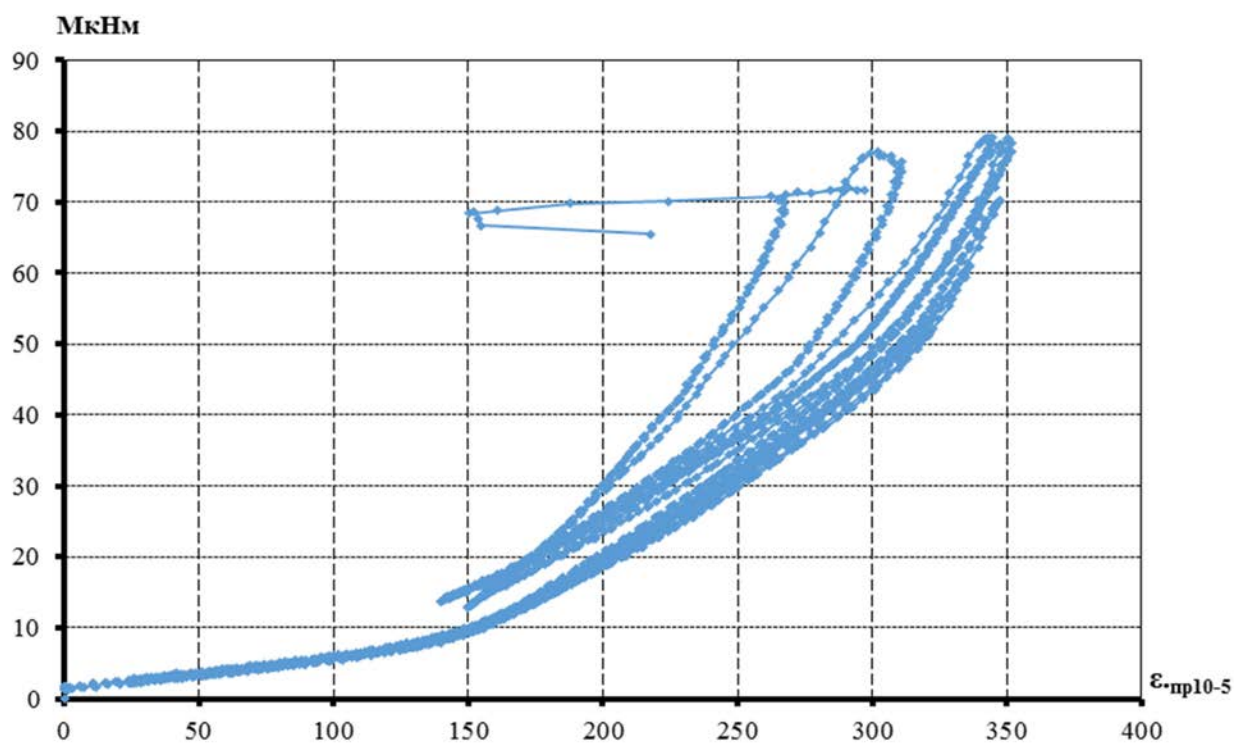


Рис. 3.66. Диаграмма вертикальных прогибов балки БIII-3д в процессе динамических испытаний

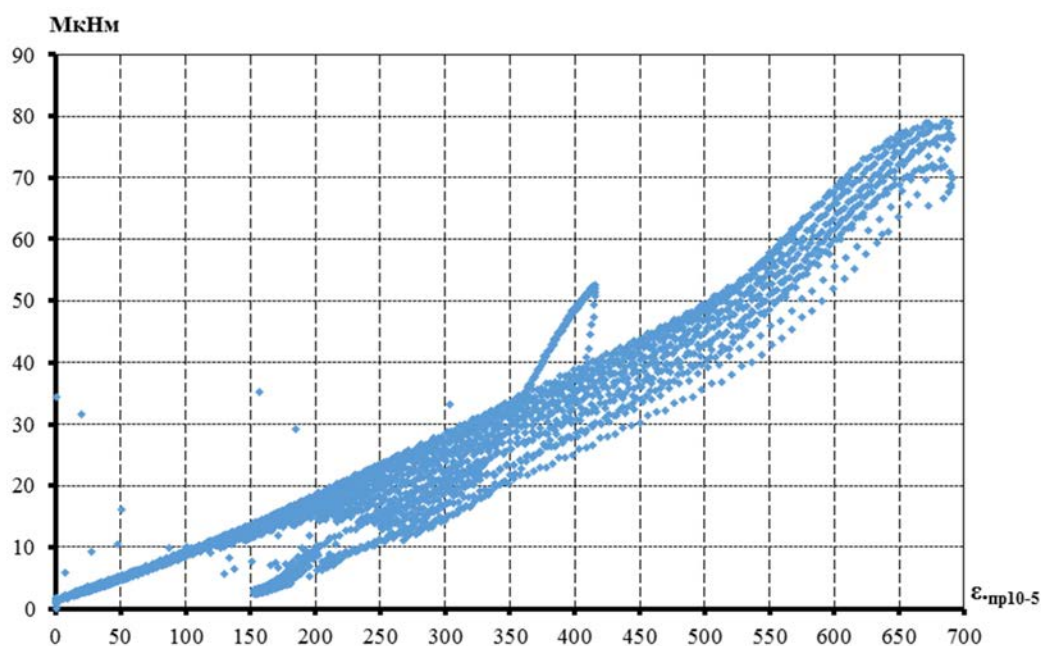


Рис. 3.67. Диаграмма растяжения ламината балки БШ-3д в процессе динамических испытаний

На рис. 3.68-3.72., представлена запись усилий в балке БШ-4д в процессе динамических воздействий, диаграмма вертикальных прогибов середины балки, диаграммы наибольших деформаций бетона и растягивающих деформаций ламината. В процессе приложения динамических нагрузок деформации ламината увеличились с 4,27 % до 4,83 % (на 13 %), а вертикальные прогибы увеличились с 10 мм до 12 мм (20%).

Разрушение балки БШ-4д сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также разрушением сжатой зоны бетона в зоне чистого изгиба балки.



Рис. 3.68. Разрушение балки БШ-4д при динамическом нагружении

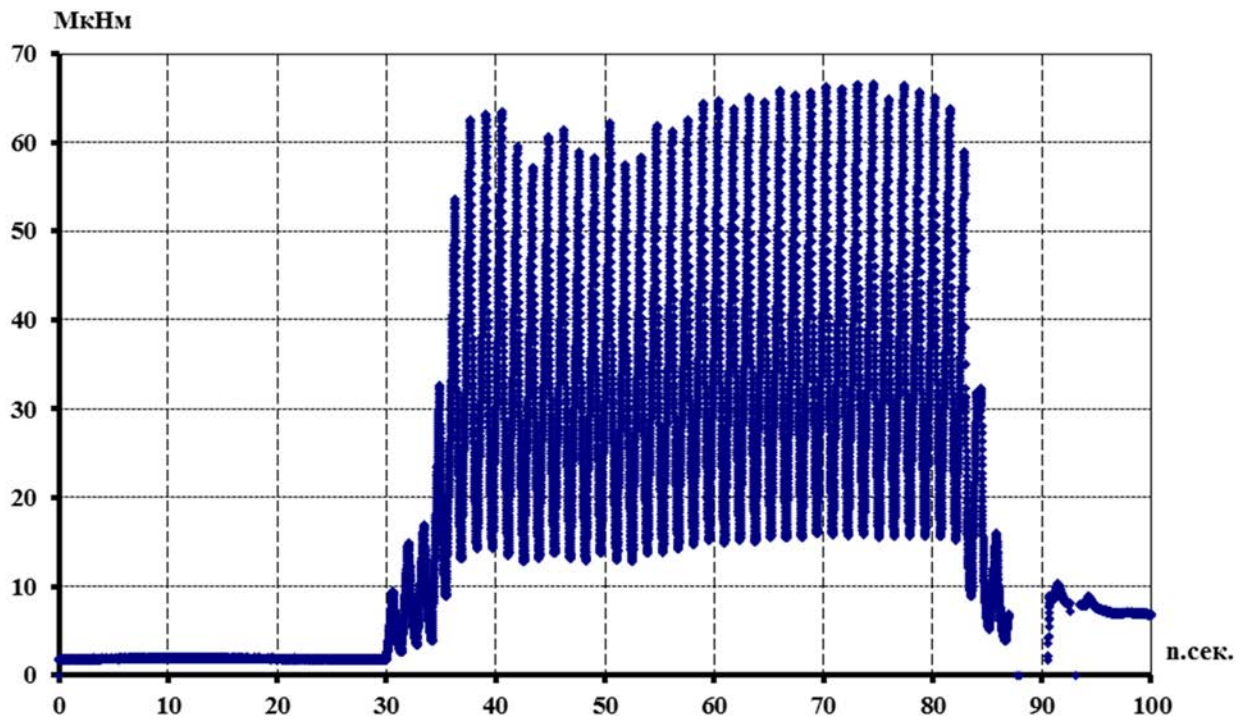


Рис. 3.69. Динамическая нагрузка на балку БШ-4д

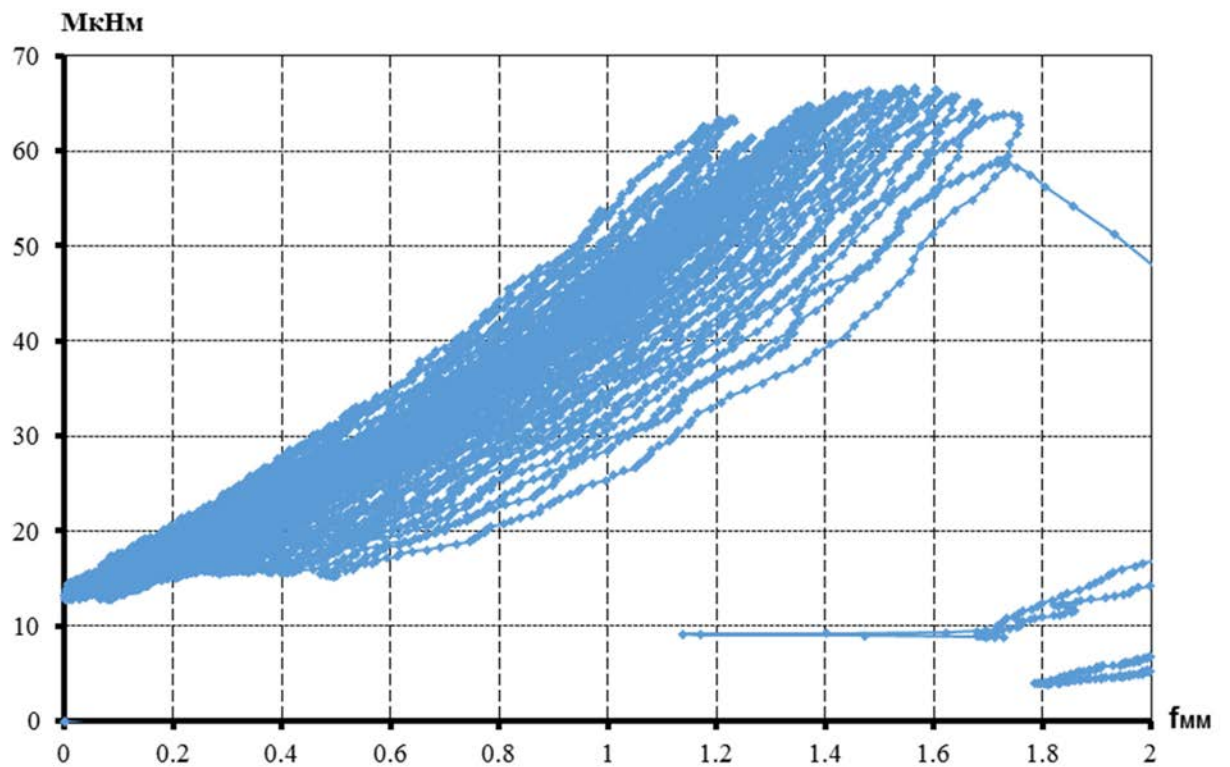


Рис. 3.70. Диаграмма вертикальных прогибов балки БШ-4д в процессе динамических испытаний

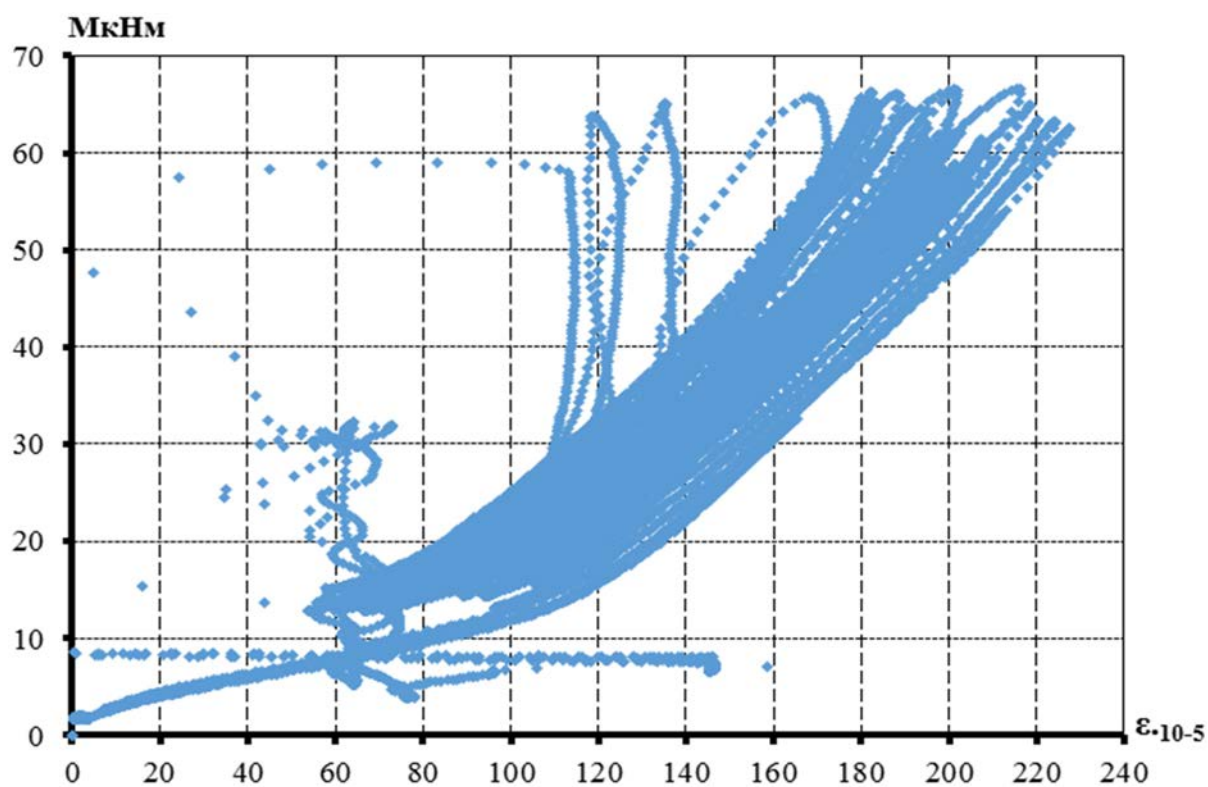


Рис. 3.71. Диаграмма наибольших деформаций бетона балки БШ-4д в процессе динамических испытаний

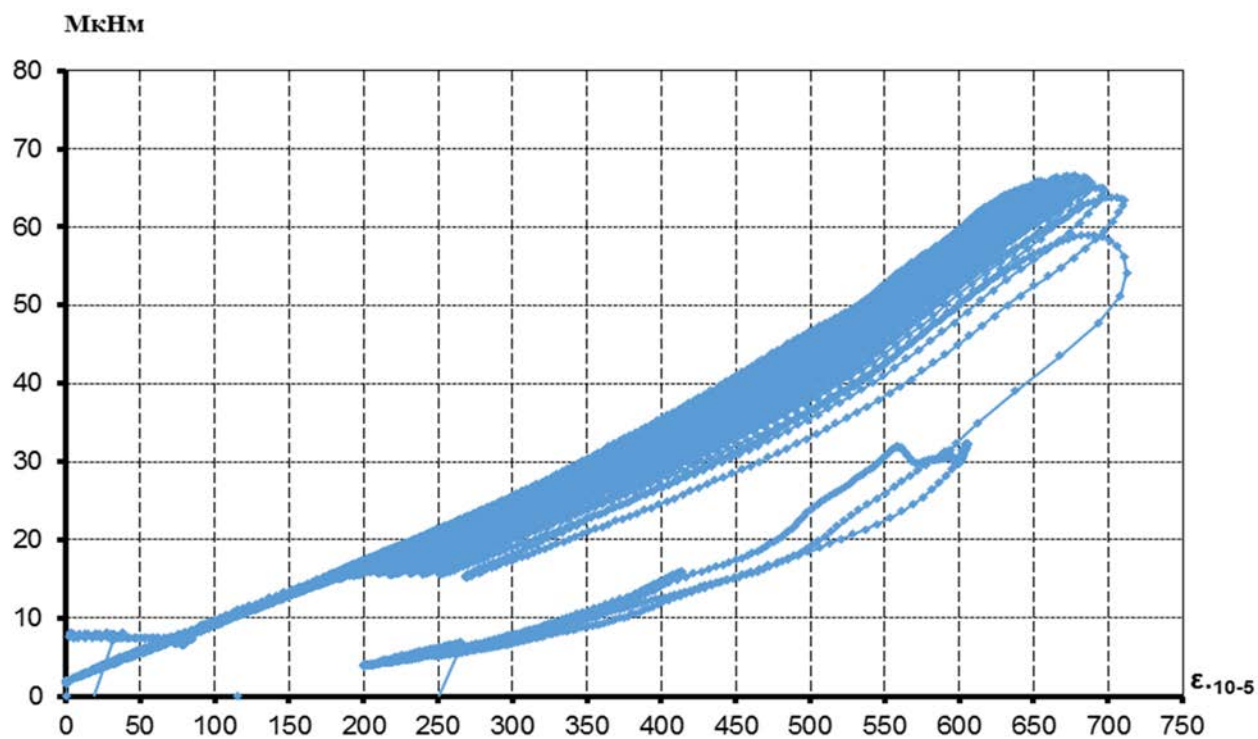


Рис. 3.72. Диаграмма растяжения ламината балки БШ-4д в процессе динамических испытаний

На рис. 3.73-3.76., представлена запись усилий в балке БШ-5д в процессе динамических воздействий, диаграмма вертикальных прогибов середины балки и диаграмма растягивающих деформаций ламината. В процессе приложения динамических нагрузок деформации ламината увеличились с 4,33 % до 4,89 % (на 14 %), а вертикальные прогибы увеличились с 23 мм до 27 мм (17%).

Разрушение балки сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также разрушением сжатой зоны бетона в зоне чистого изгиба балки.

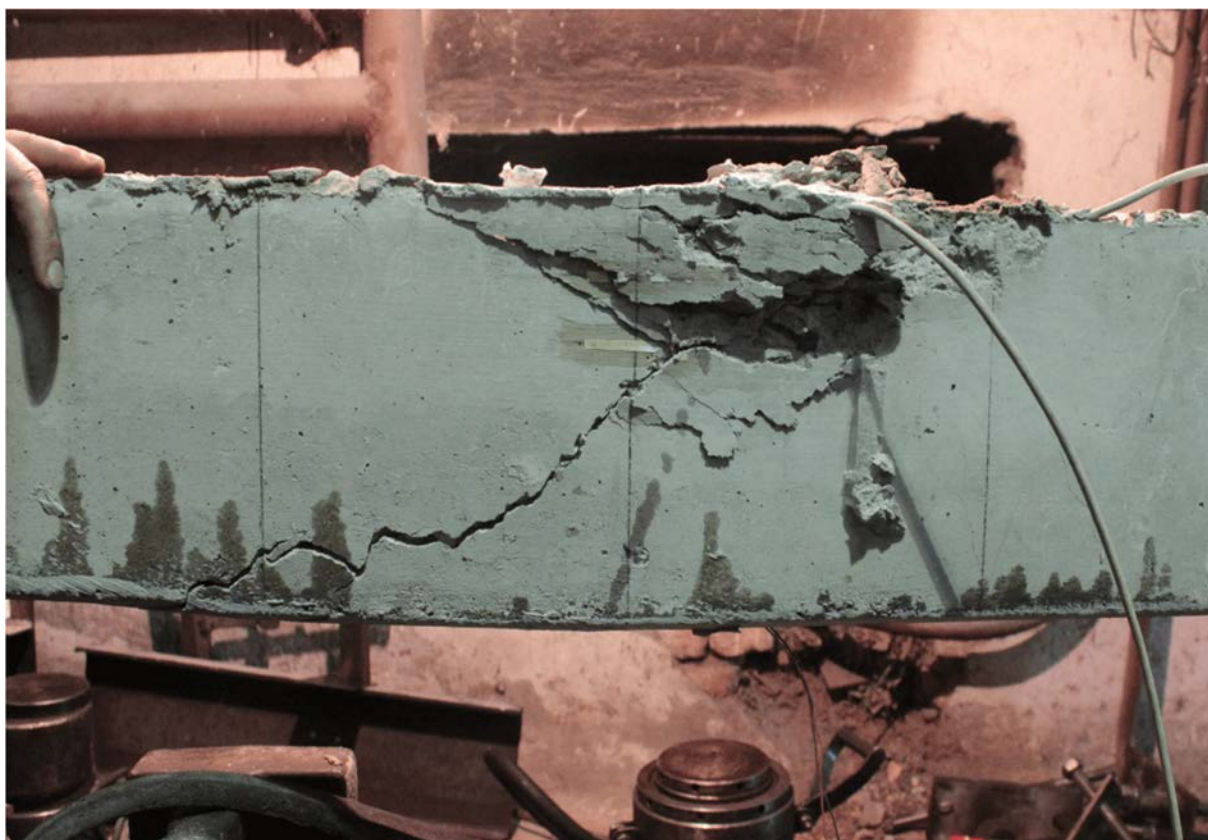


Рис. 3.73. Разрушение балки БШ-5д при динамическом нагружении

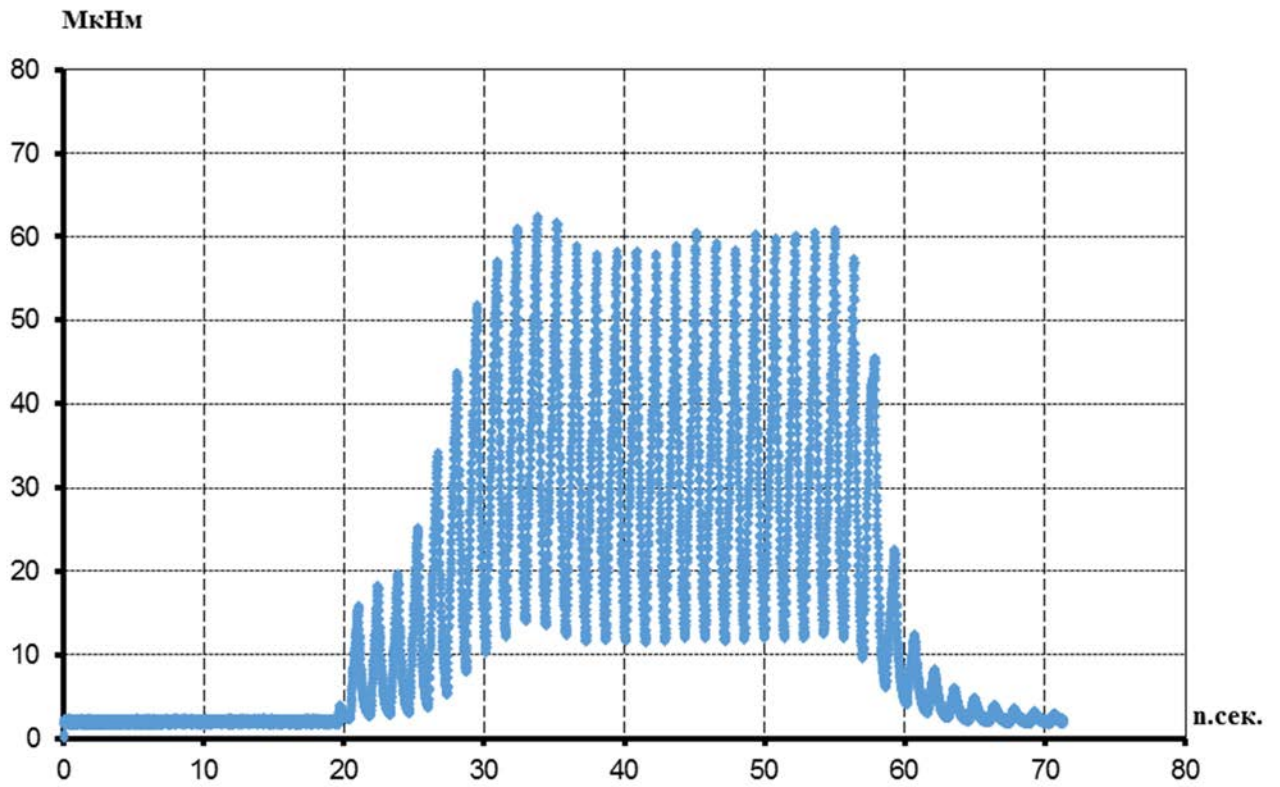


Рис. 3.74. Динамическая нагрузка на балку БШ-5д

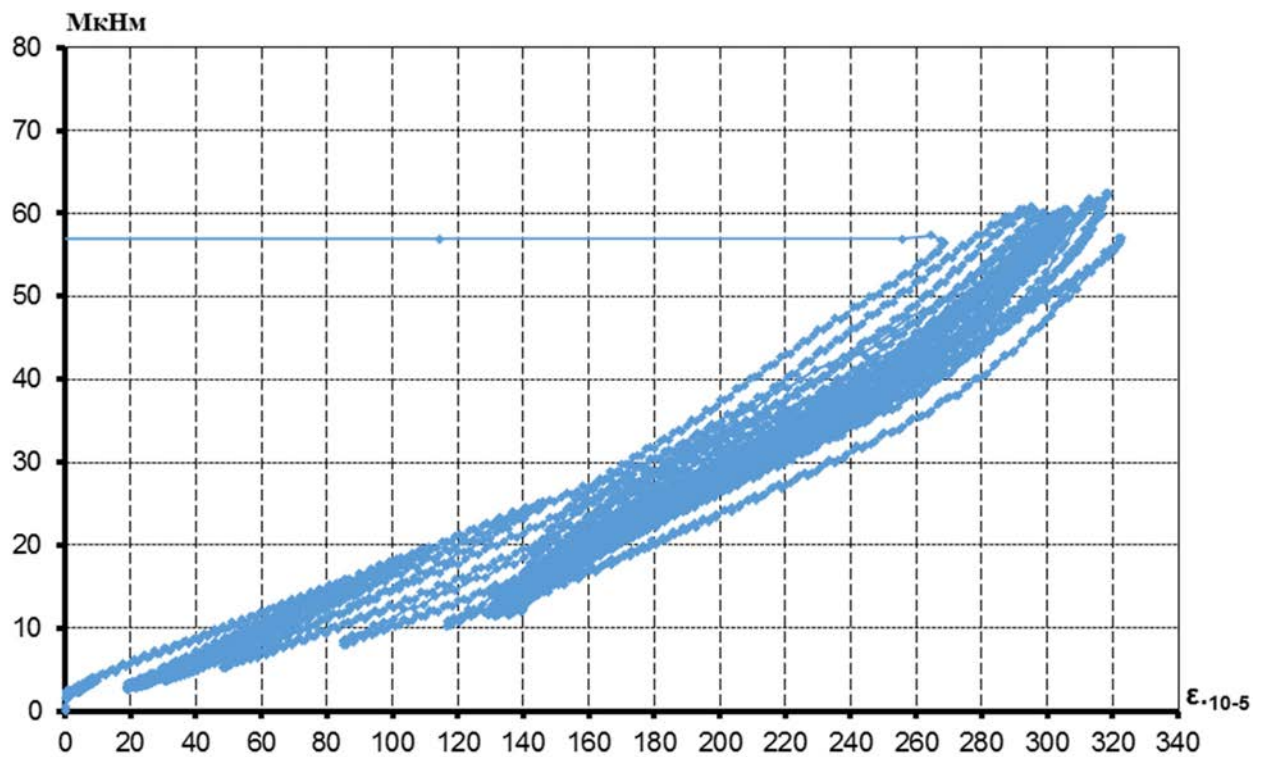


Рис. 3.75. Диаграмма наибольших деформаций бетона балки БШ-5д в процессе динамических испытаний

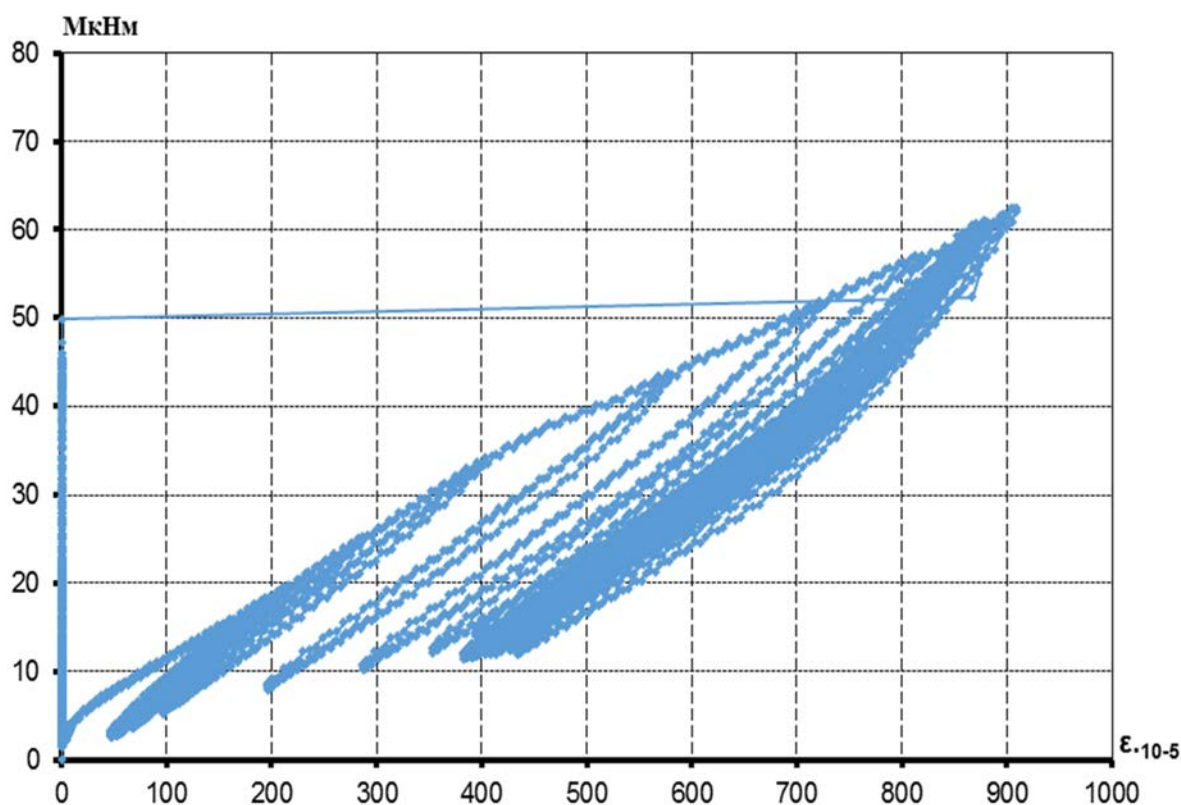


Рис. 3.76. Диаграмма растяжения ламината балки БIII-5д в процессе динамических испытаний

На рис.3.77-3.79., представлены диаграммы вертикальных прогибов середины балки БIII-6д, диаграммы наибольших деформаций бетона и растягивающих деформаций ламината диаграммы вертикальных прогибов середины балки, диаграммы наибольших деформаций бетона и растягивающих деформаций ламината в процессе динамических испытаний балки БIII-6д.

В процессе приложения динамических нагрузок деформации ламината увеличились с 4,52 ‰ до 5,02 ‰ (на 11 ‰), а вертикальные прогибы увеличились с 33 мм до 43 мм (30%).

Разрушение балки сопровождалось образованием и развитием нормальных и наклонных трещин, а также разрушением сжатой зоны бетона в зоне чистого изгиба балки.

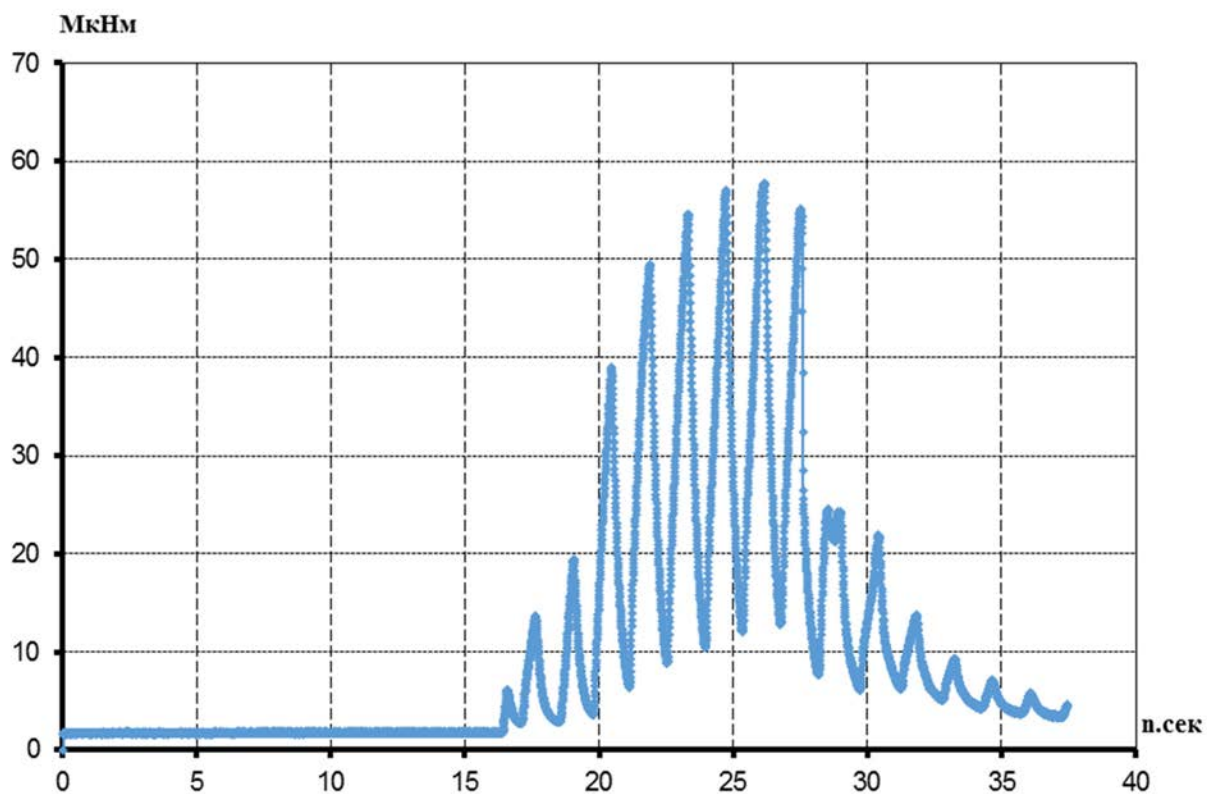


Рис. 3.77. Динамическая нагрузка на балку БШ-6д

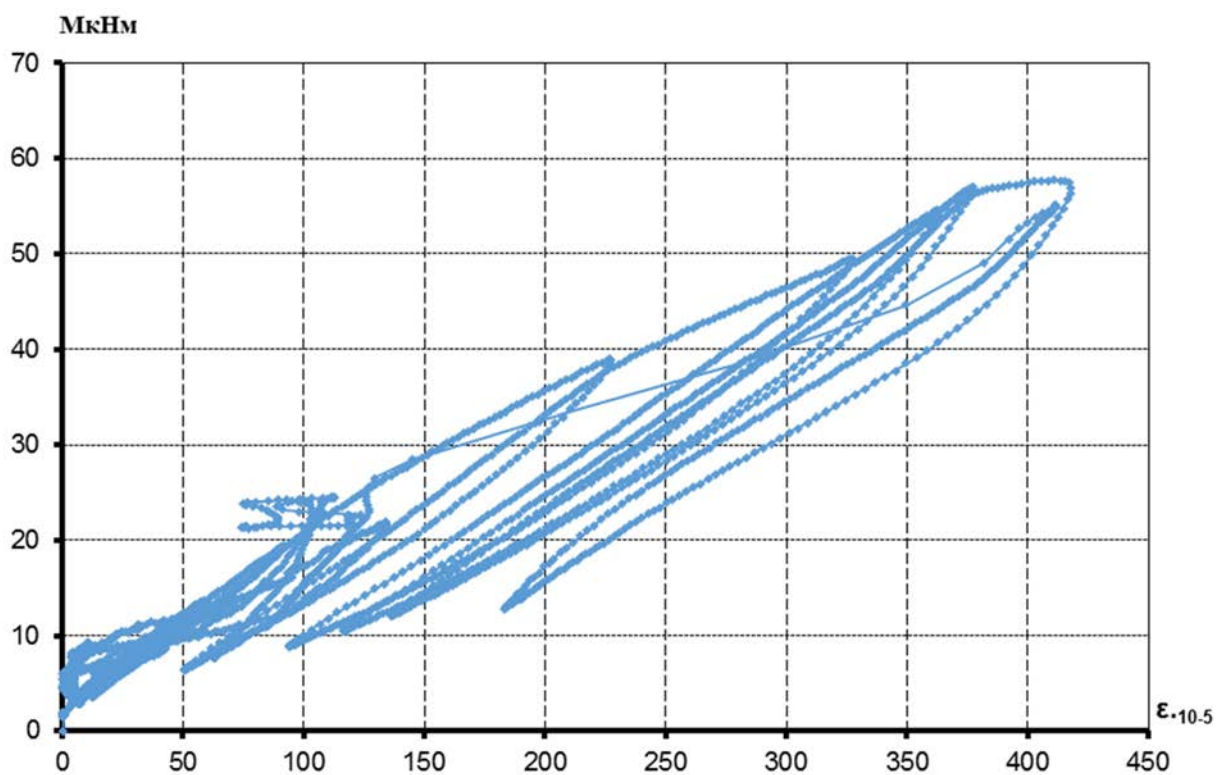


Рис. 3.78. Диаграмма наибольших деформаций бетона балки БШ-6д в процессе динамических испытаний

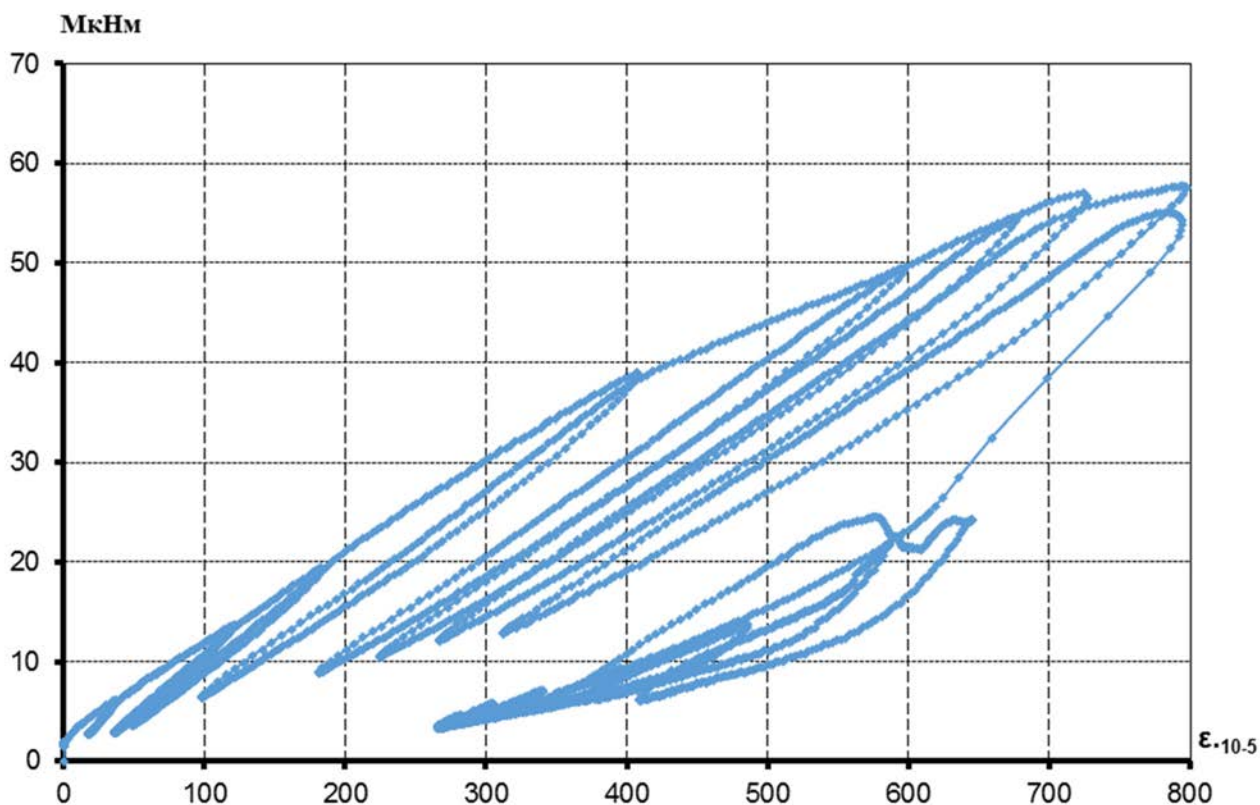


Рис. 3.79. Диаграмма наибольших деформаций ламината балки БШ-6д

На рис. 3.80., представлен график зависимости прочности балок серии БШ-д от количества циклов нагружений в полулогарифмической шкале, которая описывается следующей зависимостью:

$$\frac{M}{M_0} = 1,18 - 0,144 \lg n \quad (3.22)$$

где M – динамическая нагрузка, которая вызывает разрушение балок за n нагружений;

M_0 – статическая прочность балок.

Таким образом, прочность при динамическом нагружении балок серии БШ-д превышала статическую прочность на 18 %.

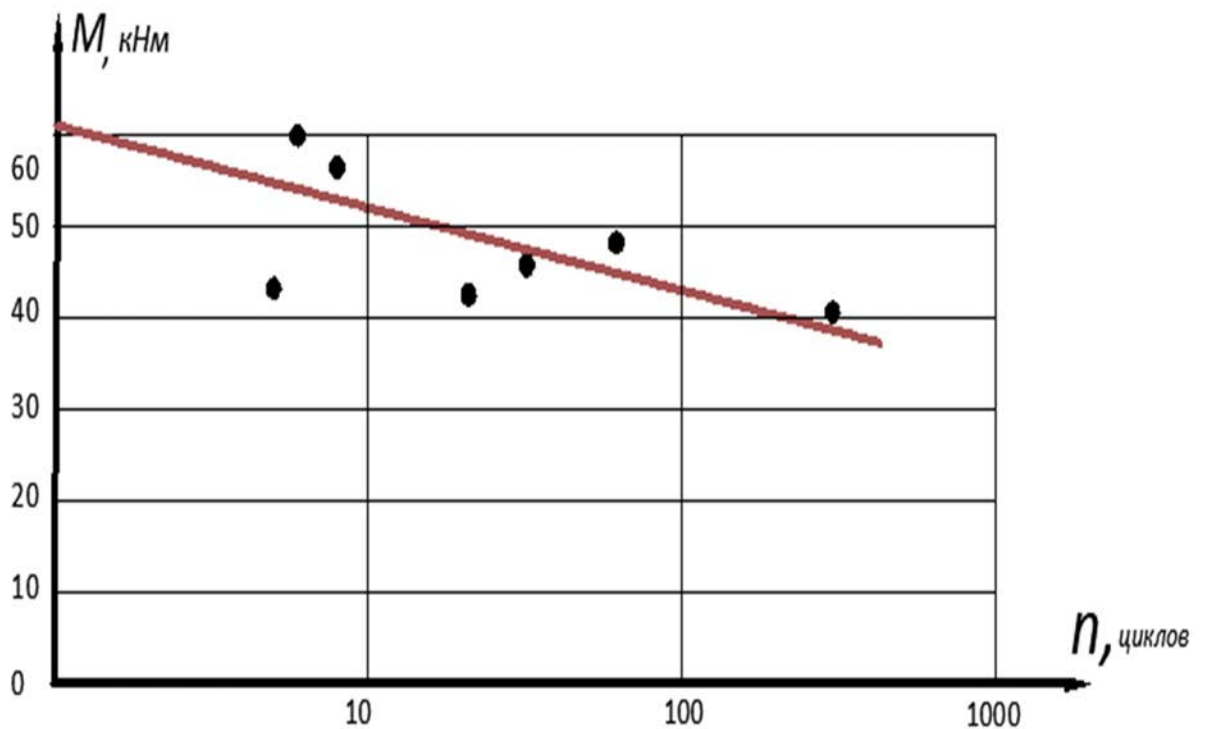


Рис. 3.80. Зависимость динамической прочности балок серии БШ-3д от количества повторных нагружений

3.3.1 Расчетно-теоретический анализ прочности нормальных сечений при динамических нагружениях

Выполненные экспериментальные исследования работы изгибаемых железобетонных балок при действии динамических повторных нагрузок с частотой нагружения 1,0 герц позволили реализовать две основные схемы разрушения нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в растянутой зоне фиброармированными лентами:

- повышенные деформации растянутой зоны в нормальном сечении приводят к чрезмерному раскрытию трещин и разрушению сжатой зоны бетона;
- наклеенные на растянутую грань изгибаемого элемента ленты фибропластиков отрывают защитный слой бетона, что приводит к разрушению железобетонной балки.

Диаграммы фиброармированных лент ламината и ламеля имеют упругий характер, поэтому изменение скорости нагружения мало отражается на прочностных и деформативных свойствах этих материалов.

Однако при разрушении нормальных сечений железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными лентами ламината и ламеля, при динамическом характере нагружения предельные деформации фиброармированных лент не превышают 0,4-0,5%, что меньше предельных деформаций при действии статических нагрузок на 20-25%.

Поэтому расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными лентами ламината и ламеля, при динамическом характере нагрузок следует производить при уменьшенных значениях допускаемых деформаций фиброармированных лент.

3.4 Выводы по главе 3

1. Результаты испытаний изгибаемых железобетонных конструкций усиленных в растянутой зоне поверхностным наклеиванием различных типов с помощью карбоновых фибропластиков показали, по нормальным сечениям что усиление балок увеличивает прочность в 1,5-2,2 раза.

2. Результаты испытаний по поперечной силе наклонных сечений изгибаемых железобетонных конструкций усиленных наклеиванием в опорной зоне поверхностным наклеиванием различных типов с помощью карбоновых фибропластиков показали, что усиление балок увеличивает прочность в 1,4-2,3 раза.

3. Расчетная прочность нормальных и наклонных сечений изгибаемых железобетонных конструкций усиленных с помощью карбоновых фиброволокон, показали достаточно близкое совпадение с экспериментальными данными.

4. Динамические испытания железобетонных балок, усиленных наклеиванием на растянутую грань фибропластиковых лент, при действии

динамических повторных нагрузок с частотой 1,0 герц позволили получить эмпирические зависимости прочности нормальных сечений от динамического характера нагружения и количества немногочисленных повторных нагружений, сведения о характере разрушения, а также данные о предельных деформациях фиброармированных лент усиления растянутой зоны и величине вертикальных прогибов.

ГЛАВА 4. ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ

4.1 Положение по усилению изгибаемых железобетонных конструкций фиброармированными пластиками

4.1.1. Настоящие Рекомендации распространяются на проектирование поверхностного усиления изгибаемых железобетонных конструкций с помощью систем внешнего армирования (ФАП) для обычных и сейсмических районов.

4.1.2. Настоящие Рекомендации содержат положения по проектированию усиления ФАП следующими способами:

– усилением нормальных сечений изгибаемых или внецентренно сжатых железобетонных элементов (балок, плит, колонн, стен, оболочек и других конструкций) дополнительным продольным внешним армированием ФАП растянутой зоны элементов;

– увеличением сопротивления действию поперечных сил наклонных сечений изгибаемых или внецентренно сжатых железобетонных элементов (балок, колонн) дополнительным поперечным внешним армированием ПВА на нуждающихся в усилении участках элементов.

4.1.3. Настоящие Рекомендации разработаны в развитие. СНИП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции» и СНИП РК 2.03.30-2017 «Строительство в сейсмических зонах».

4.1.4. В настоящих Рекомендациях приведены следующие дополнительные условные обозначения:

A_f – площадь сечения усиливающего элемента ФАП;

t_f – толщина слоя ФАП;

n_f – количество слоев ФАП;

s_f – шаг расположения элементов ФАП;

γ_E – коэффициент уменьшения E_{fk} для ФАП;

ε_{fu} – предельное значение относительной деформации ФАП при растяжении.

4.1.5. Основным материалом ФАП являются фиброармирующие волокна, которые применяются следующих видов: углеродистые (С), базальтовые (В),; арамидные (А) и стеклянные (G).

4.1.6. В отличие от стальной арматуры, которая обладает упруго-пластическими свойствами, материалы ФАП имеют линейную зависимость между напряжениями и деформациями вплоть до разрушения.

4.1.7. Системы ФАП изготавливаются двух видов:

- сетки и ткани,
- ламели, ламинат (ленты).

4.1.8. При расчете конструкций на прочность и устойчивость на сейсмические воздействия, помимо коэффициентов условий работы, принимаемых в соответствии с другими нормами, следует вводить дополнительные коэффициенты условий работы γ_{bt} и γ_{st} , определяемые по Таблицам 4.1 и 4.2.

Таблица 4.1–Значения дополнительного коэффициента условий работы бетона γ_{bt}

Вид бетона	Значения коэффициента условий работы бетона γ_{bt} при классе бетона по прочности на сжатие		
	B15	B30	B45
Тяжелый	1,0	0,95	0,9
Легкий	1,0	0,9	-
Ячеистый	0,9	-	-

Таблица 4.2 – Значения дополнительного коэффициента условий арматуры γ_{st}

Класс арматуры	Значения коэффициента условий работы арматуры γ_{bt}		
	при растяжении		при сжатии
	R_s	R_{sw}	R_{sc}
А-I, Вр-I	1,2	0,9	1,0
А-II	1,15		
А-III	1,1		
Ат-III	1,05		
ФАП	1,0		
А-IV, А-V, А-VI, Вр-II, К-7, К-19		-	0,9

Примечание. При расчете сварных соединений арматуры значения γ_{st} следует умножать на коэффициент, принимаемый для дуговой и контактной сварки - 0,9, для ванной сварки – 0,8.

4.2 Основные расчетные положения

4.2.1. Железобетонные конструкции, усиленные ФАП, должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы). Расчет конструкций, усиленных ФАП, по первой группе предельных состояний выполняется на основе условий равновесия усилий в предельном состоянии и производится во всех случаях. Расчет по второй группе предельных состояний производится только в тех случаях, когда расчетная нагрузка после усиления увеличивается.

4.2.2. Расчет конструкций, усиленных ФАП по первой группе предельных состояний выполняется на основе условий равновесия усилий в предельном состоянии.

4.2.3. Расчет нормальных сечений изгибаемых элементов, усиленных ФАП, должен рассматривать следующие схемы разрушения:

а) разрушение сжатой зоны бетона до достижения напряжений текучести в растянутой стальной арматуре при напряжениях в элементах ФАП значительно меньших расчетных (перерармированная растянутая зона сечения);

б) достижение напряжений текучести в растянутой стальной арматуре и последующий разрыв элементов ФАП без разрушения сжатой зоны бетона;

в) достижение напряжений текучести в растянутой стальной арматуре и последующее разрушение элементов ФАП, а также разрушение сжатой зоны бетона;

г) отслоение элементов ФАП от бетона или отрыв защитного слоя бетона элементами ФАП.

4.2.4. Изгибаемые железобетонные элементы, усиленные ФАП, рекомендуется проектировать на случаи разрушения «б» и «в» п. 7.2. В предельном состоянии изгибаемых элементов усилия в сжатой зоне воспринимаются бетоном и сжатой стальной арматурой, а в растянутой зоне – растянутой стальной арматурой и внешней композитной арматурой ФАП.

4.2.5. В предельном состоянии по несущей способности сжатых колонн, усиленных оборачиванием композитом ФАП, поперечное расширение бетона воспринимается оболочкой (бандажом) из ФАП.

4.2.6. Усиливаемые конструкции должны быть запроектированы так, чтобы они:

- с назначенным уровнем безопасности воспринимали все воздействия в процессе реконструкции и эксплуатации, обладая соответствующей долговечностью;

- с гарантированной надежностью удовлетворяли предъявляемым к ним требованиям по нормальной эксплуатации.

4.2.7. Подбор площади сечения элементов ФАП производится итерационным методом, задавая начальную ее величину, а затем корректируя последнюю по результатам расчетов по прочности.

4.2.8. Поскольку предельное состояние изгибаемых элементов не всегда сопровождается разрушением сжатой зоны бетона, то максимальные

сжимающие напряжения в бетоне могут не достигать предельных значений. Поэтому предельные растягивающие усилия в элементах ФАП определяются по величине напряжений σ_f , соответствующих расчетной прочности на растяжение ФАП или быть ниже последней.

4.2.9. Нормативные характеристики ФАП (нормативная прочность на растяжение R_{fn} , модуль упругости E_f , предельные деформации при растяжении ε_{uf}) определяются путем испытания образцов в соответствии с ГОСТ 25.601-80 с обеспеченностью 0,95.

4.2.10. Расчетные характеристики ФАП определяются по нормативным характеристикам ФАП с учетом коэффициента надежности по арматуре γ_f и коэффициента условий работы арматуры γ_{fi} , учитывающего влияние окружающей среды.

Расчетное сопротивление на растяжение ФАП определяется по формуле:

$$R_f = \frac{R_{fn} \cdot \gamma_{fi}}{\gamma_f} \quad (4.1)$$

Расчетная деформация растяжения ФАП определяется по формуле:

$$\varepsilon_f = \frac{\varepsilon_{uf} \cdot \gamma_{fi}}{\gamma_f} \quad (4.2)$$

Расчетное значение модуля упругости ФАП определяется по формуле:

$$E_f = \frac{R_{fn}}{\varepsilon_{uf}} \quad (4.3)$$

Коэффициенты надежности γ_f для ФАП принимаются равными:

- при расчете по предельным состояниям первой группы – $\gamma_f=1,2$;
- при расчете предельных состояний по второй группы – $\gamma_f=1,0$.

Таблица 4.3 – Коэффициенты условий работы арматуры γ_{fi}

Окружающая среда	Материал	Ламели, ламинат	Ткани
1	2	3	4
Внутренние помещения	углерод	0,95	0,9
	стекло	0,75	0,7
	арамид	0,85	0,8
Конструкции на открытом воздухе	углерод	0,85	0,8
	стекло	0,65	0,6
	арамид	0,75	0,7
Агрессивная среда	углерод	0,85	0,8
	стекло	0,5	0,5
	арамид	0,7	0,6

4.2.11. При проектировании усиления конструкций следует учитывать требуемый уровень огнестойкости конструкции. Для повышения уровня огнестойкости конструкции, усиленной ФАП, необходимо применять дополнительные средства защиты.

4.2.12. Использование системы ФАП не останавливает начавшиеся процессы коррозии арматурной стали в бетоне. Для предотвращения развития коррозии арматуры необходимо обработать бетонную поверхность мигрирующим ингибитором коррозии арматурной стали, а при отделении защитного слоя следует оголить арматуру, обработать ее грунтом-преобразователем ржавчины и затем восстановить защитный слой полимерцементными ремонтными составами, обеспечивающими высокую адгезию к «старому» бетону.

4.2.13. Усиление наклеиванием ФАП в продольном направлении (ФАП в данном случае работает только на растяжение).

Требуемую площадь продольной ФАП следует определять учитывая недостающую площадь продольной арматуры $A_{s,def}$ по формуле:

$$A_f = \frac{R_f E_f}{R_s E_s} A_{s,def} \quad (4.4)$$

μ_s – коэффициент армирования сечения, определяется как отношение площади сечения продольной стальной арматуры к площади поперечного сечения элемента:

$$\mu_s = \frac{A_s}{bh_0}; \quad (4.5)$$

A_s – площадь сечения продольной стальной арматуры в сечении;

h_0 – рабочая высота сечения,

$$h_0 = h - a; \quad (4.6)$$

4.2.14. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в растянутой зоне ФАП, предполагает рассмотрение нескольких видов предельных состояний:

а) разрушение сжатой зоны бетона до достижения предела текучести в стержневой растянутой арматуре (при этом напряжения в ФАП значительно ниже расчетных, т.е. переармированная растянутая зона);

б) наступление текучести в растянутой стержневой арматуре и последующий разрыв ФАП без разрушения сжатой зоны;

в) наступление текучести в растянутой стержневой арматуре и последующее разрушение ФАП с разрушением сжатой зоны бетона;

г) разрушение отслоения ФАП вместе с защитным слоем бетона.

4.2.15. Изгибаемые железобетонные элементы, усиленные внешним армированием ФАП, рекомендуется проектировать на случай разрушения «б» и «в» п. 1.3. Подбор площади сечения ФАП проводится итерационным методом путем задания некоторой площади ФАП и затем корректируя по результатам расчета по прочности последнюю в нужную сторону «рис. 1.».

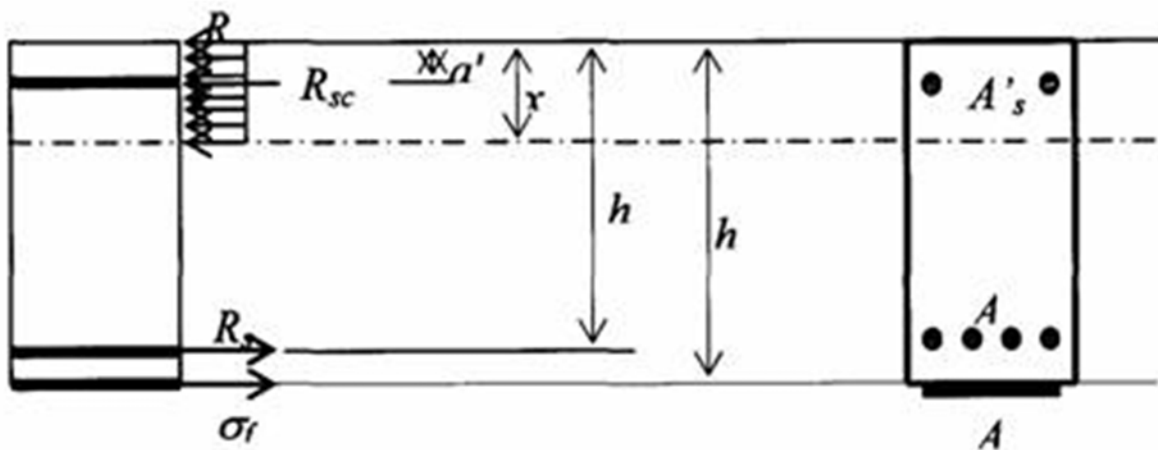


Рис. 4.1. Схема усилий в нормальном сечении изгибаемого элемента, усиленного с помощью наклеивания лент ламеля или ламината на растянутую грань

4.2.16. Допустимая величина предельного усилия в ФАП, которая может быть воспринята основанием, должна соответствовать одному из двух следующих неравенств:

$$k_m = \frac{1}{60\varepsilon_{fl}} \left(1 - \frac{nE_f t_f}{360000}\right) \leq 0,9; \quad \text{при } n E_f t_f \leq 180000 \quad (4.7)$$

$$k_m = \frac{1}{60\varepsilon_{fl}} \left(\frac{90000}{nE_f t_f}\right) \leq 0,9; \quad \text{при } n E_f t_f \geq 180000 \quad (4.8)$$

Допустимые расчетные деформации ФАП определяются по формуле:

$$\varepsilon_{fl} \leq \frac{\varepsilon_{fu}}{k_m} \quad (4.9)$$

Максимальные деформации во внешнем армировании ФАП в предельном состоянии сечения определяются по формуле:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-x}{x}\right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{fl} \quad (4.10)$$

4.2.17. Последовательность расчета прочности нормального сечения изгибаемого элемента, усиленного внешним ФАП:

- определяется высота сжатой зоны из выражения:

$$x = \frac{R_{fu} A_f + R_s A_s}{R_b b} \quad (4.11)$$

– сравнивается величина сжатой зоны с граничной по формуле:

$$\frac{x}{h_0} \leq \frac{0,85 - R_b}{1 + \frac{R_{fu}}{\varepsilon_{bul} E_f} \left(1 - \frac{0,85 - R_b}{1,1}\right)}, \text{ т.е. } \xi < \xi_{Rf} < \xi_R \quad (4.12)$$

Величина деформаций ε_{bul} принимается при непродолжительном действии нагрузки (при расчете на сейсмические нагрузки) равной $\varepsilon_{bul} = 0,002$, а при продолжительном действии нагрузки – $\varepsilon_{bul} = 0,003$.

– вычисляется прочность усиленной конструкции по формуле:

$$M_{uf} = A_f R_{fu} (h - 0,5x) + A_s R_s (h_0 - 0,5x) + A_s^1 R_{sc} (0,5x - a^1) \quad (4.13)$$

в случае, если

$$\frac{x}{h_0} \geq \frac{0,85 - R_b}{1 + \frac{R_{fu}}{\varepsilon_{bul} E_f} \left(1 - \frac{0,85 - R_b}{1,1}\right)} \quad (4.14)$$

прочность определяется по формуле:

$$M_{uf} = A_f \sigma_f (h - 0,5x) + A_s \sigma_s (h_0 - 0,5x) + A_s^1 R_{sc} (0,5x - a^1). \quad (4.15)$$

Напряжения в стержневой арматуре и в ФАП определяются по формулам:

$$\sigma_s = \frac{\varepsilon_{bul} E_s}{1 - \frac{0,85 - R_b}{1,1}} \left(\frac{0,85 - R_b}{\xi} - 1 \right) \quad (4.16)$$

$$\sigma_f = \frac{\varepsilon_{bul} E_f}{1 - \frac{0,85 - R_b}{1,1}} \left(\frac{0,85 - R_b}{\xi_f} - \varepsilon_{bi} E_f \right) \quad (4.17)$$

После подбора сечения ФАП необходимо убедиться, что фактические напряжения и деформации ФАП не превышают предельно допустимых.

4.2.18. Прочность наклонного сечения, усиленного полимерармированными сетками, определяется как сумма прочности наклонного сечения без усиления и дополнительной поперечной силой, которая воспринимается полимерармированной поперечной арматурой «рис. 2-3»:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_{f,inc} \quad (4.18)$$

где Q – действующая в сечении поперечная сила;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая вертикальными стальными хомутами;

$Q_{s,inc}$ – поперечная сила, воспринимаемая наклонной стальной арматурой;

$Q_{f,inc}$ – дополнительная поперечная сила, воспринимаемая вертикальными или наклонными полимерармированными сетками усиления.

$$Q_{f,inc} = A_f \cdot \varepsilon_{fe} \cdot E_f (\sin \alpha + \cos \alpha) / s_f$$

(4.19)

где A_f , E_f , α и s_f – площадь сечения сеток усиления, их модуль деформации, угол наклона и расстояние между полосами сеток усиления;

ε_{fe} – расчетная относительная деформация полимерных сеток усиления,

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75 \varepsilon_{fu} \quad (4.20)$$

ε_{fu} – предельная растяжимость полимерных сеток усиления.

Для полимерных сеток усиления наклонных сечений, не охватывающих все сечение (с двух или трех сторон) расчетная деформация сеток вычисляется с дополнительным коэффициентом условий работы, принимая:

- при U-образных хомутах из полимерных сеток $s_{fe} = 0,0032$;
- при двухсторонних хомутах из полимерных сеток $s_{fe} = 0,0024$.

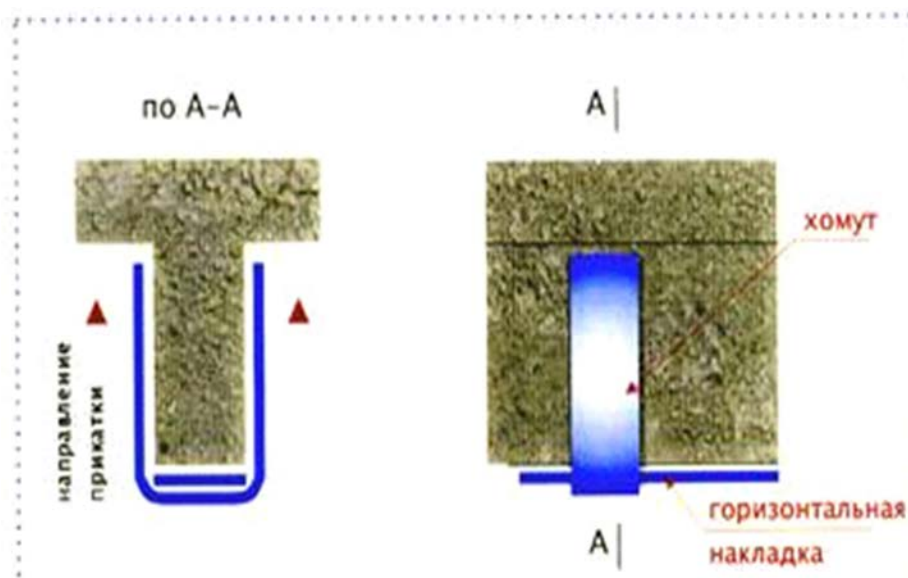


Рис. 4.2. Схема установки вертикальных хомутов в балке

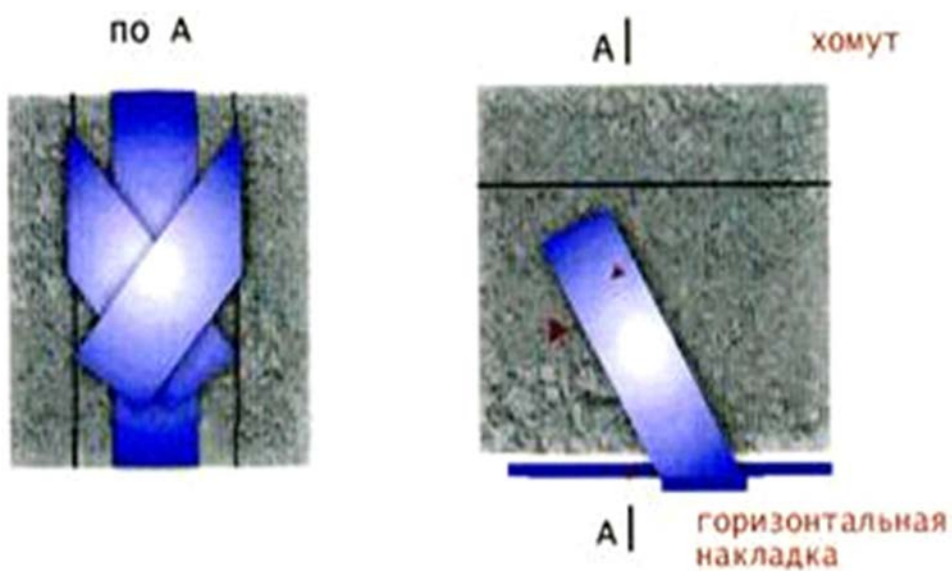


Рис. 4.3. Схема установки наклонных хомутов в балке

ВЫВОДЫ

1. При экспериментальных исследованиях работы нормальных сечений изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в растянутой зоне поверхностным наклеиванием различных типов карбоновых фибропластиковых лент, применяемых в Казахстане, реализовано три схемы разрушения нормальных сечений изгибаемых железобетонных балок при их усилении фибропластиковыми лентами:

– повышенные деформации растянутой зоны в нормальном сечении приводят к чрезмерному раскрытию трещин и разрушению сжатой зоны бетона;

– наклеенные на растянутую грань изгибаемого элемента ленты фибропластиков отрывают защитный слой бетона, что приводит к разрушению железобетонной балки;

– наклеенные на растянутую грань изгибаемого элемента фиброармированные ленты отрываются от бетона, вызывая разрушение балки.

Усиление растянутой зоны изгибаемых железобетонных балок привело к повышению прочности нормальных сечений в 1,5-2,0 раза.

В процессе увеличения изгибающего момента деформации растянутых фиброармированных лент в нормальных сечениях увеличивались и перед разрушением достигали 0,6-0,64%.

2. При экспериментальных исследованиях прочности по поперечной силе наклонных сечений изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных в опорной зоне поверхностным наклеиванием карбоновых фибропластиковых сеток, применяемых в Казахстане, установлено что, наклеивание однонаправленных вертикальных сеток, а также вертикальных и наклонных полос из сеток привело к повышению прочности по поперечной силе наклонных сечений изгибаемых железобетонных конструкций в 1,4-2,3 раза. Эпюра растягивающих напряжений в волокнах фиброармированных сеток по

длине наклонного сечения носит вид выпуклой дуги с наибольшими деформациями до 0,3-0,38%.

Разрушение по поперечной силе наклонных сечений, усиленных в приопорной зоне наклеиванием фиброармированных сеток, вызывается отрывом защитного слоя бетона с боковых сторон балки и сопровождается хрупким раздроблением бетона опорной зоны.

3. Предложенные методы расчета прочности нормальных и наклонных сечений изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками, обеспечили достаточно близкое совпадение с опытной прочностью испытанных балок.

4. При динамических испытаниях железобетонных балок, усиленных наклеиванием на растянутую грань фибропластиковых лент, при действии динамических повторных нагрузок с частотой 1,0 герц реализованы две схемы разрушения нормальных сечений при динамическом нагружении.

Динамическая прочность балок превышает статическую прочность, а 100 циклов нагружения приводят к снижению прочности на 12-29%.

Предельные деформации фибропластиковой ленты усиления перед разрушением нормальных сечений от динамических нагрузок достигали 0,4-0,5%, что меньше предельных деформаций при разрушении от статических нагрузок на 20-25 %.

5. Разработана методика расчета дополнительного продольного армирования фибропластиковыми лентами растянутой зоны нормальных сечений изгибаемых железобетонных конструкций, а также дополнительного поперечного армирования боковых поверхностей железобетонных конструкций фибропластиковыми материалами, повышающими прочность усиливаемых участков по поперечной силе.

6. Предложен способ усиления и восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных изгибаемых железобетонных конструкций с помощью предварительного напряжения усиливающих фибропластиковых материалов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. EN 1992-1-1:2004 Design of concrete structures: General rules and rules for buildings [Текст].- Введ. 2004. Technical Committee CEN/TC250. Брюссель, 2004.
2. **Шилин, А.А.** Внешнее армирование железобетонных конструкций [Текст]./ А.А. Шилин, В.А. Пшеничный, Д.В. Каргузов – М. Стройиздат.- 2004.- 139 с.
3. **Richart, F.E.** A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. Engineering Experimental Station [Текст]. / F.E. Richart, F. Brandtzaeg, R.L. Brown.// Bulletin №185. - 1928. University of Illinois.
4. **Mander, J.B.** Theoretical stress-strain model for confined concrete.[Текст]. / J.B. Mander, M.J.N. Priestly, R. Park R. //ASCE Journal of Structural Engineering. -Vol.114.No 8. 1988. - 1804-1826 p.
5. **Samaan, M.** Model of Concrete Confined by Fiber Composites [Текст]. / M. Samaan , A. Mirmiran, K. Sahawy // Journal of structural Engineering.- ASCE. V.124. No. 9. 1998.-1025-1031 p.
6. **Saafi, M.** Behavior of Concrete Confined with Fiber-Reinforced Polymer Tubes[Текст]. / M. Saafi, H.A. Toutanji, Z. Li.// ACI Material Journal - V.96, No. 4 1999, -500-509 p.
7. **Miyauchi, K.** Strengthening Effects of concrete Columns with Carbon Fiber Sheet [Текст]./ S. Inouse, T. Kuroda, A. Kobayashi.// Transactions of the Japan Concrete Institute - V.21, 1999.-143-159 p.
8. **Matthys, S.** Axial Load Behavior of Large-Scale Columns Confined With Fiber-Reinforced Polymer Composites [Текст]. / K. Miyauchi, S. Inouse, T. Kuroda, A.Kobayashi. // A.ACF Structural Journal/March-April 2005 -258-267 p.
9. **Teng, J.G.** FRP Strengthened RC Structures [Текст]. / J.G.Teng, J.F. Chen, S.T. Smith, I. Lam.- 2002.John Wiley&Sons, Ltd. -245 p.
10. **Katsumata, H.** A Study of Strengthening with Carbon Fibre for Earthquake-Resistant Capacity of Existing Reinforced Concrete Columns [Текст]./ H.

Katsumata, Y. Kobatake, A. Takeda.// A Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering. - Tokio-Kyoto, Japan, 1988,V-VII.- 517-522 p.

11. **Matsuda, T.** Effect on Carbon Fibre Reinforcement as a Strengthening Measure for Reinforced Bridge Piers [Текст]. /Т. Matsuda, Т. Sato, Н. Fujiwara, N. Higashida. // Proceedings of the of 1st US-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges. - Public Works Institute. Ministry of Konstruction. Tsukuba. Japan.1990.- 356-374 p.

12. **Pristley, M.** Design of Seismic Retrofit Measures for Concrete and Masonry Structures [Текст]. / M. Pristley, F. Seible.//Construction and Building Materials. -1995. V9. No6. - 365-377 p.

13. **Xiao, Y.** Seismic Retrofit of RC Circular Columns using Prefabricated Composite Jaketing [Текст]. / Y. Xiao, R. Ma //Journal of Structural Engineering.- FSCE.1997.V5.No10. - 1357-1364 p.

14. Retrofitting of Concrete Structures by Externally Bonded FRPs with Emphasis on Seismic Applications [Текст]./ Techical Report. Fib Bulletin - No. 35. April 2006. - 224 p.

15. **Хаютин, Ю.Г.** Применение углепластиков для усиления строительных конструкций [Текст]./ Ю.Г. Хаютин, В.Л. Чернявский, Е.З. Аксельрод.// «Бетон и железобетон» – №6 . 2002.-17-20 с.

16. **Vincenzo Bianco.** Bond Model of NSM-FRP Strips in the Context of the Shear Strengthening of RC Beams [Текст]./ Bianco Vincenzo, A.O. Joaquim, Monti Giorgio// Jornal of Structural Engineering/ - 2003. June –619-630 p.

17. **David, E.** Repair and strengthening of reinforced concrete beams using composite. [Текст]./E.David, C.Djiclal, F. Buyle-Bodin// 7th International Conference of Structures. Faults and Repair, 1997. - 169-173 p.

18. **Шестаков, В.И.** Разработка рекомендаций по применению композитных материалов при ремонте железобетонных конструкций мостовых сооружений. [Текст]./В.И. Шестаков // Отчет НИР/ФГУП «РОСДОРНИИ». М. 2007 - 100с.

19. 19.Guide for Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures [Текст]./ ACI 440.2R-02. American Concrete Institute- 2008.

20. Chen G.M. Finite element model for intermediate crack debonding in RC beams strengthened with externally bonded FRP reinforcement [Текст]./G.M. Chen, J.G. Teng, J.F. Chen, O.A.Rosenbloom.//Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering.- 22-24 July, 2008.Zurich, Switzerland.- 214-233 p.

21. **Pathithini, M.** Moment, Curvature and Strain Energy of Beams with External Fiber-Reinforcement Polymer Reinforcement. [Текст]./M. Pathithini, M. Achita, Chris J. Burgoyne //ACI Structural Journal/- 2009- 20-22 p.

22. **Чернявский, В.Л.** Усиление железобетонных конструкций композитными материалами [Текст]./ В.Л. Чернявский, Е.З. Аксельрод.// «Жилищное строительство» - №3. 2003. - 15-16 с.

23. **Шилин, А.А.** Внешнее армирование железобетонных конструкций [Текст]./ А.А. Шилин, В.А. Пшеничный, Д.В. Картузов. – М. Стройиздат, 2007.- 184 с.

24. **Костенко, А.Н.** Использование углеволокна для усиления железобетонной колонны и кирпичного столба [Текст]./ А.Н. Костенко, А.И. Бедов.// «Юбилейная 10 международная научно-практическая конференция молодых ученых, аспирантов и докторантов.» М. МГСУ, 2007.- 88-92 с.

25. **Тонких, А.Н.** Экспериментальные исследования сейсмоусиления каменной кладки системой внешнего армирования на основе углеволокна [Текст]/ А.Н.Тонких, О.В. Кабанцев, А.В. Грановский, О.А. Симаков// Вестник ТГАСУ – 2014. Томск, №6.- 57-69 с.

26. **Гасиев, А.А.** Эффективность применения холстов из углеволокнистой ткани для кладки стен зданий из различных каменных материалов, возведенных в сейсмо-опасных регионах. [Текст] / А.А. Гасиев, А.В. Грановский // «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений» - 2015. М. №3.- 46-51 с.

27. **Грановский, А.И.** Сейсмостойкость стен, усиленных композитными материалами [Текст]. / Грановский, А.И.// С-Петербург. 2011.
28. **Гапонов, В.В.** Усиление изгибаемых железобетонных конструкций подземных сооружений композиционными материалами [Текст]./ Интернет-журнал. 2011. garponov@triadaholding.ru.
29. **Litvinov, A.** Applying Carbon Fiber in Building [Текст].//Litvinov, A. /Saimaa University Sciences; Faculty of Technology; Double Degree Programme in Civil and Construction Engineering. -Bachelor's Thesis. 2010.
30. **Морозова, Т.С.** Внешнее армирование железобетонных колонн композиционным материалом на основе углеволокна [Текст]. / Т.С. Морозова, В.Д. Кузнецов // Инженерно-строительный журнал. №3, 2010. - 35-38 с.
31. **Грановский, В.В.** Костенко А.Н., Мочалов А.Л. Усиление железобетонных колонн каркасных зданий в сейсмоопасных районах с использованием элементов внешнего армирования из углеволокна [Текст]./ В.В. Грановский, А.Н. Костенко, А.Л. Мочалов.// «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружения» М. №2. 2007. – 36-38 с.
32. **Михуб, А.** Сопоставление опытной и теоретической прочности железобетонных балок, усиленных композитными материалами, с использованием разных методов расчета. [Текст]/ Ахмад Михуб, П.П. Польской, Д.Р. Маилян, А.М. Блягоз//Новые технологии. МГТУ, Майкоп, 2012, вып. 4, - 101-110 с.
33. **Овчинников, И.И.** Усиление металлических конструкций фиброармированными пластиками. Часть 2. Применение метода предельных состояний к расчету растягиваемых и изгибаемых конструкций [Текст]./ И.И. Овчинников, И.Г. Овчинников, Г.В. Чесноков, Д.А. Татиев, К.В. Покулаев. //Интернет-журнал «Науковедение», вып.3. май-июнь 2014. -23 с.
34. **Юшин, А.В.** Экспериментальные исследования двухпролетных железобетонных балок, усиленных композитными материалами по наклонному сечению [Текст]./ «Вестник гражданских инженеров». СПб: СПбГАСУ, 2014. №5(46) - 77-84 с.

35. **Мухамедиев, Т.А.** Расчет по прочности железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами [Текст]./ Т.Ф. Мухамедиев, Д.В. Кузеванов, С.И.Иванов // *Azerbaycanda Insaat ve Mtmarliq.* №4, 2015.- 11-26 с.

36. **Тонких, Г.П.** Экспериментальные исследования систем внешнего армирования на основе углеволокна. [Текст]/ Г.П. Тонких, Г. Темирлиулы//Итоговый отчет ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский государственный строительный институт» по договору с ООО «Нанотехнологический центр композиты».- 2016, М, 169 с.

37. **Humphreys, M.F.** The Use of Polimer Composites in Construction [Текст]./ Интернет-журнал. Queensland University of Technology. M.humphreys@qut.edu.au.

38. **Бокарев, С.Ф.** Усиление пролетных строений с использованием композитных материалов [Текст]. /С.Ф. Бокарев, Д.Н. Смердов, А.Н. Устинов // «Путь и путевое хозяйство». 2008. №6. - 30-31 с.

39. **Бокарев, С.Ф.** Экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композитными материалами [Текст]./ С.Ф. Бокарев, Д.Н. Смердов// «Известия вузов» Строительство. 2010. №2. - 112-124 с.

40. **Бокарев, С.Ф.** Экспериментальные исследования при пониженных температурах железобетонных образцов, усиленных полимерными композиционными материалами [Текст]. /С.Ф. Бокарев, А.Н. Костенко, Д.Н. Смердов и др] Интернет-журнал «Науковедение». 2013. №3. - 1-9 с.

41. **Бокарев, С.А.** Усиление опор железнодорожных мостов полимерными композитными материалами[Текст]./ Бокарев С.А., К.В. Кобелев// *Russian journal of transport engineering.* 2016, V.3 No 2 - 13 p.

42. **Мухамедиев, Т.А.** Правила проектирования усиления железобетонных конструкций композитными материалами [Текст]./ Т.А. Мухамелиев// «Бетон и железобетон».- М. Изд. Ладья, 2013 -№3 -13-16 с.

43. **Мухамедиев, Т.А.** Расчет прочности нормальных сечений железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами [Текст]./ Т.А. Мухамелиев, Д.В. Кузеванов// «Бетон и железобетон».- М. Изд. Ладья, 2013 - №5 - 15-18 с.

44. **Мухамедиев, Т.А.** Расчет внецентренно сжатых железобетонных конструкций, усиленных обоями из композитных материалов [Текст]./ Т.А. Мухамелиев, Д.В. Кузеванов// «Бетон и железобетон».- М. Изд. Ладья, 2014 - №2 - 22-24 с.

45. **Давидюк, А.Н.** Применение высокопрочных композитов для усиления железобетонных конструкций [Текст]./ А.Н. Давидюк, Н.А. Спивак // «Бетон и железобетон».- М. Изд. Ладья, 2016 -№2 - 13-16 с.

46. **Беспаев, А.А.** Прочность сжатых бетонных элементов, усиленных фиброармированными сетками [Текст]./ А.А. Беспаев, У.С. Куралов, У.Б. Алтигенов// «Сейсмостойкое строительство, Безопасность сооружений»//Научно-технический журнал. М., 2014, №2. - 36-38 с.

47. **Беспаев, А.А.** Исследование работы изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками, при динамических нагрузках [Текст]./ А.А. Беспаев, У.Б. Алтигенов // «Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений»// Научно-технический журнал. М., 2015, №3. - 43-45 с.

48. **Беспаев, А.А.** Прочность изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных пластиками FibArm Lamel и FibArm Tare [Текст]./ А.А. Беспаев., У.Б. Алтигенов [Текст]// «Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций», Труды КазНИИСА, Алматы, 2016, вып. 24(34) - 105-116 с.

49. **Беспаев, А.А.** Прочность и деформации сжатых железобетонных конструкций, усиленных пластиками FibArm Tare [Текст]./ А.А. Беспаев, У.С.Куралов //«Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций».- Труды КазНИИСА, Алматы. 2016, вып. 24(34) - 117-130 с.

50. **Беспаяев, А.А.** Сейсмостойкость стержневых железобетонных конструкций [Текст]./ А.А.Беспаяев - Алматы, 1999. - 184 с.
51. **Pinto, A.** Prospect for New Guidance in the Design of Composite Structures made of FRP (Fibre Reinforced Polymer or Plastic) Materials [Текст]./Artur Pinto, Eugenio Gutierrez, Silvia Dimoda - Webcite. 2016 – 182 p.
52. Nabil F. Durabilidy Evaluation of Carbon Fiber-Reinforced Polymer Strengthened Concrete Beams: Experimental Study and Design. [Текст]./F. Grace Nabil, S.B. Singh //ACI Structural Journal, January-February, 2005 - 40-53 p.
53. **Питер, О.** Программа проектирования по обжатию бетонных колонн С-листами компании S&P и использованию состава S&P Resicem® для пропитки бетона [Текст]./ Onken Питер, Дёрк Матсдорф, Вибке вон Берк // Гамбург, Германия, 2005.
54. Альбом конструктивных решений по сейсмоусилению конструктивных железобетонных и каменных зданий композитными материалами FIBARM на основе углеволокна [Текст]./ ФГБУ ВНИИ ГОЧС. М. 2012.
55. **Nabil, F.** Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами [Текст]./ ООО «Интераква» Nabil F. Grace, S.B. Singh // НИИЖБ, М., 2006.
56. Design Guide Line S&P FRB Systems [Текст]. - P.69.
57. **FRP Repair Materials and Methods.** Concrete International[Текст]./2005, vol. 27. №16 – 39 p.
58. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами [Текст]./ ООО «Интераква» – М. 2006. – 50 с.
59. **ГОСТ 10180-90.** Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам [Текст].- Введ. 1990-01-07. –М. Стройиздат. 1990 - 24 с.
60. **СНиП РК 5.03-34-2005.** Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения[Текст].- Введ. 2006-01-06. –Астана. 2016. - 20 с.
61. **СНиП 2.01.07-85*.** Нагрузки и воздействия [Текст].- Введ. 1991-01-07. –М. Стройиздат. 1991 - 34 с.

62. **СНиП 2.03.01-84***. Бетонные и железобетонные конструкции [Текст].- Введ. 1985-01-07. –М. Стройиздат. 1989 - 77 с.
63. **СНиП РК 2.03-30-2006**. Строительство в сейсмических районах [Текст].- Введ. 1990-01-07. –Алматы. 2006 - 80 с.
64. **ГОСТ 8829-94**. Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытания нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости [Текст].- Введ. 1994-01-07 –М. ИПК Изд-во стандартов. 1994 - 24 с.
65. **ГОСТ 25.601-80**. Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов). Метод испытания плоских образцов на растяжение при нормальной, повышенной и пониженной температурах [Текст]./-Введ. 01,01,1981. М. Стойиздат. 1980. 32 с.
66. **FRP Repair Materials and Methods**. [Текст].- Введ. Concrete International, 2005, vol. 27, № 1.- 66 p.
67. **Guide to Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures** [Текст].- Введ. Concrete International, 2005, vol. 27, № 1- 13 p.
68. **Жунусов, Т.Ж.** Динамические испытания высотной гостиницы на 1000 мест [Текст]./ Ашимбаев М.У., Амиржанова Р.И., Бучацкий Е,Г. //В сб. Исследования сейсмостойкости сооружений и конструкций. Алматы, 1977.
69. **СНиП П-22-81**. Каменные и армокаменные конструкции [Текст]. - М., 1981. -110 с.
70. **ГОСТ 10060.0-94**. Бетоны Методы контроля морозостойкости[Текст].-М., 1994. -86 с.
71. **Беспаяев, А.А.** Сейсмостойкость стержневых железобетонных конструкций[Текст]. / Беспаяев А.А. // -Алматы, 1998. -164 с.
72. **СП 52-101-2003**. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Москва 2004.
73. **СНиП 52-01-2003**. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Москва 2004.

74. **Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. Technical report on the Design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP) for reinforced concrete structures.** The International Federation for Structural Concrete. CEB-FIP, July, 2001.

75. **Сабиров Р. Х.** Технология ремонта и усиления ступителей калийной промышленности. [Текст]./ Сабиров Р. Х. Чернявский В.Л., Юдина Л. И. // Химическая промышленность, 2002, № 2. стр. 1-5.

76. **Хаяутин Ю.Г.** Ремонт и усиление железобетонных конструкций в зданиях из монолитного железобетона. [Текст]./ Хаяутин Ю.Г., Чернявский В.Л., Аксельрод Е.З.// "Проектирование и строительство монолитных многоэтажных жилых и общественных зданий, мостов и тоннелей" Сборник докладов. 2004 г., стр. 195 - 199.

77. **Клевцов В.А.** "Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов, усиленных внешней арматурой из полимерных композиционных материалов"[Текст]./ Клевцов В.А. Фаткуллин Н.В. // Научно-техническая конференция молодых ученых и аспирантов ЦНИИС, 2006.

78. **Чернявский В. Л.** Современные материалы и технологии ремонта и усиления конструкций мостов. Материалы Всероссийской научно-практической конференции [Текст]./ Чернявский В. Л.// Современные технические решения по повышению надежности автомобильных дорог и искусственных сооружений" Краснодар, 2001. стр. 199-201.

79. **Banthia N.** Fiber Reinforced Polymers in Concrete Construction and Advanced Repair Technologies. [Текст]./ Banthia N.// Department of Civil Engineering University of British Columbia, p. 37.

80. **Barakal S. A.** Evaluation of the Performance of Concrete Structures Strengthened with FRP Composites. [Текст]./ Barakal S. A., Binienda W. K., Tysl S. R. //15th ASCE Engineering Mechanics Conference, June 2-5, 2002, Columbia University, New York, p. 9.

81. **Borowicz D. T.** Rapid Strengthening of Concrete Beams with Powder-Actuated Fastening Systems and Fiber Reinforced Polymer (FRP) Composite

Materials. [Текст]./ Borowicz D. T. // University of Wisconsin - Madison, 2002, p. 128.

82. **Burgoyne C. J.** Advanced Composites in Civil Engineering in Europe. [Текст]./ Burgoyne C. J. // Structural Engineering International 4/99 p. 7.

83. **Cardolin A.** Carbon Fibre Reinforced Polymers for Strengthening of Structural Elements. [Текст]./ Cardolin A. // Division of Structural Engineering, Department of Civil and Mining Engineering, Lulea University of Technology, Sweden. 2003, p. 194.

84. **Crawford J. E.** Composite retrofits to Increase the Blast Resistance of Reinforced Concrete Buildings. [Текст]./ Crawford J. E., Malvar L. J., Morrill K. B.// Presented at the Tenth International Symposium on Interaction of the Effects of Munitions with Structures, May 2001, p. 25.

85. **Ebead U.** Verification for FRP Externally Reinforced Concrete Slabs. [Текст]./ Ebead U., Marzouk H. // Department of Civil Engineering, University of Sherbrooke, Department of Civil Engineering, Memorial University of Newfoundland, p. 8.

86. **Emmons P. H.** Strengthening Concrete Structures. [Текст]./ Emmons P. H., Vaysburd A. M., Thomas J.// Part I, Concrete International, 1998, vol. 20, № 3, pp. 53-58.

87. **Emmons P. H.** Strengthening Concrete Structures. [Текст]./ Emmons P. H. Vaysburd A. M., Thomas J. // Part II, Concrete International, 1998, vol. 20, № 4, pp. 56-60.

88. **Kelley P. L.** Design Philosophy for Structural Strengthening with FRP. [Текст]./ Kelley P. L. Brainerd M. L. Vatovec M.// Concrete International, 2000, vol. 22, № 2, pp. 77-82.

89. **Scott F.** Concrete Rehabilitation Project with Fiber-Reinforced Composite System Strengthening. [Текст]./ Scott F. Arnold, Duane J. Gee, P.E. Edward R. Fyfe.// Concrete Repair Bulletin, 1999, may-jun., pp. 6-9.

90. **СП РК 1.04-110-2017** «Обследование, оценка технического состояния и сейсмоусиление зданий и сооружений», Астана, 2017 г.

91. **СНиП РК 2.03-30-2006** «Строительство в сейсмических районах», Астана, 2006 г.
92. **СП РК 2.03-30-2017** «Строительство в сейсмических зонах», Астана, 2017 г.
93. **ГОСТ 22690-2015.** Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. Москва, 1988 г.
94. **ГОСТ 28570-90.** Бетоны. Методы определения прочности по образцам, отобраным из конструкций. Астана, 2004 г.
95. **Межгосударственный стандарт ГОСТ 18105-2010. Бетоны.** Правила контроля прочности (EN 206-1:000, NEQ). Москва, Стандартинформ, 2013 г.
96. **СНиП 2.03.01-84*** «Бетонные и железобетонные конструкции», Москва, 1989 г.
97. Пособие по усилению несущих конструкций зданий и сооружений, реконструируемых предприятий, расположенных во II и III зонах г. Алматы (к РСН 10-83). Алматы, 1986 г.
98. Пособие по обследованию и оценке сейсмостойкости зданий, существующей застройки, Алма-Ата, 1986 г.
99. Рекомендации по усилению железобетонных конструкций фиброармированными пластиками. КазНИИСА, Алматы. 2013 г.
100. Руководство по ремонту бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений с использованием материалов ТОО «БАСФ Центральная Азия» и учетом требованиями европейских норм. Алматы, 2013.
101. **Островский И.С.** Окисляемость углеродного материала на синтетическом связующем [Текст]./ Островский И.С. Чередник Е.М. // В сб. "Конструкционные углеграфитовые материалы", М., "Металлургия ".-1977.- №12.- с.170-174.
102. **Park K.Yo.** Modelling of gas-carbon reaction in pore diffusion control regime [Текст]./ Park K.Yo. Kim Ch. Park W.H. //Korean J. Chem. Eng. -1988.- Vol.5, N1.-P.35-40.

П1.1 Усиление и восстановление железобетонных конструкций предварительно напряженными фиброармированными пластиками.

Ошибки при проектировании и несоблюдение технологии бетонирования монолитных железобетонных конструкций приводят к образованию в железобетонных балках и плитах перекрытий трещин и прогибов недопустимой величины, а также к недостаточной прочности элементов. Для таких конструкций требуется не только увеличение несущей способности, но и восстановление эксплуатационной пригодности поврежденных конструкций.

Кроме того, при реконструкции зданий возникает необходимость усиления существующих железобетонных конструкций с трещинами.

Современные методы усиления строительных конструкций ориентированы на применение для усиления фиброармированных пластиков, представляющих собой композит из фиброармированных искусственных волокон в пластиковой основе. Они поставляются в виде композитных лент, тканей или сеток, которые содержат армирующие волокна из углерода, базальта, арамида или стекла в полимерной матрице из различных смол (эпоксидных, фенольных, винилэфирных или других видов органических смол). Процесс поверхностного усиления фиброармированными пластиками занимает несколько часов, уже через сутки усиленная конструкция способна воспринимать дополнительные усилия, при усилении не увеличиваются размеры конструкций и их вес.

Применение поверхностного усиления железобетонных конструкций наклеиванием фиброармированных пластиков на бетонную поверхность отличается простотой выполнения, повышенной скоростью выполнения, высокой эффективностью, низкой трудоемкостью, снижением стоимости работ. На очищенную бетонную поверхность наносится грунтовка и затем наклеиваются пластиковые материалы. Фиброармированные материалы отличаются повышенной прочностью, коррозионной стойкостью, малым весом.

Усиливание нормальных сечений повышает прочность растянутой арматуры в несколько раз, увеличивает несущую способность по поперечной силе, может радикально повысить прочность сжатого бетона.

Однако простое наклеивание фиброармированных пластиков на поврежденные железобетонные конструкции не уменьшает ширину раскрытия имеющихся трещин и существующие прогибы изгибаемых элементов. Фиброармированные пластики включаются в работу усиливаемых конструкций только при дальнейшем увеличении нагрузки, хотя при этом они уменьшают скорость раскрытия трещин и роста вертикальных прогибов.

Поврежденные изгибаемые железобетонные конструкции не соответствуют требованиям эксплуатационной пригодности. Для восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных изгибаемых железобетонных конструкций предлагается применение предварительного напряжения усиливающих фиброармированных пластиков. Это может быть выполнено путем приподнимания поврежденного участка железобетонного перекрытия на величину, превышающую существующий прогиб железобетонного перекрытия. Затем производится усиление изгибаемой конструкции наклеиванием фиброармированных лент или сеток на поврежденные зоны и через несколько часов (длительность зависит от качества используемых клеев) производится опускание приподнятого участка.

В процессе опускания усиливаемого элемента фиброармирующие материалы включаются в работу конструкции и уменьшают деформации растянутой арматуры, что приводит к уменьшению ширины раскрытия трещин, ликвидации чрезмерных прогибов конструкции и восстановлению эксплуатационной пригодности железобетонного перекрытия.

Подъем изгибаемых элементов может производиться телескопическими стойками, домкратами или шпренгельными системами из канатов.

Подобный способ усиления может применяться и для усиления конструкций при реконструкции зданий. При этом не только увеличивается

прочность нормальных и наклонных сечений, но и повышается жесткость и трещиностойкость сечений.

Ниже приведены примеры выполненного восстановления эксплуатационной пригодности и повышения прочности поврежденных железобетонных перекрытий.

II 1.2 Пример усиления

Многофункциональный жилой комплекс с паркингом расположен в южной части г. Алматы, в Медеуском районе на ул. Горной. Рассматриваемый Многофункциональный жилой комплекс состоит из трех Блоков почти прямоугольных в плане зданий размерами 18х35 м, имеющих по четыре жилых этажа, подвальный и мансардный этажи. Высота этажей – по 4 м. Блоки разделены сейсмошвами рис. П1.2.1.

Здания Блоков имеют каркасно-стеновую конструктивную систему в виде ригельного каркаса и несущих стен, в которой большую часть вертикальных нагрузок и горизонтальные нагрузки воспринимают и передают основанию несущие железобетонные стены. Фундаменты плитно-свайные в виде фундаментной плиты и буронабиных свай с уширениями. Несущие стены, каркас и перекрытия монолитные железобетонные.

Обследование жилых Блоков показало, что сечения, армирование и прочность бетона несущих конструкций зданий соответствуют проекту, однако некоторые ригеля, балки и плиты перекрытий имеют чрезмерные прогибы и недопустимой ширины трещины.

Основным недостатком некоторых ячеек железобетонных перекрытий является наличие трещин шириной раскрытия до 0,45-0,50 мм в ригелях и плитах перекрытий, расположенных в следующих осях:

- Блок «А» - перекрытие на отм. +10,000 в осях «7-9-Б-В»;
- Блок «В» - перекрытие на отм. +18,000 в осях «27-28-Б-В» и перекрытие на отм. +22,000 в осях «21-22-В-Д»;

– Блок «С» - перекрытие на отм. +18,000 в осях «14-18-Е-С», «14-18-Н-Р» и перекрытие на отм. +22,000 в осях «8-15-Л-Р».



Рис. П 1.2.1. Общий вид жилого Блока на ул. Горной

Усиление плит перекрытий производилось поверхностным усилением растянутой стороны с помощью фиброармированных пластиков. В качестве элементов усиления использовались фиброармированные ленты ламината MBRACE LAM CF 165/3000.50x1,2.100m the Chemical Company BASF (Германия). Ламинат представляет собой ленты шириной 50 мм, толщиной 1,2 мм, с прочностью на разрыв более 3000 МПа и модулем упругости не менее 165 ГПа.

Ленты ламината наклеивались в виде сетки с ячейками 400x400 мм или 500x500 мм на участки плит с трещинами рис. П 1.2.2.

Для восстановления эксплуатационной пригодности поврежденных участков перекрытия производилось предварительное напряжение фиброплаковой арматуры. Для этого усиливаемые участки плит перекрытий осуществлялся поднимались телескопическими стойками с созданием усилия не

менее 10-15 тс до «зажатия» имеющихся трещин до величины 0,10-0,15 мм «Рис. 5.2-5.4». Величину подъема перекрытий контролировали с помощью прогибомеров ПАО-6 с ценой деления 0,01 мм. Ширина раскрытия трещин замерялась с помощью микроскопа МПБ-3 с ценой деления 0,02 мм.

После демонтажа телескопических опор остаточная ширина раскрытия трещин в бетоне усиленных железобетонных плитах перекрытий не превышала 0,10-0,25 мм, а прогибы перекрытий не превышали 18-30 мм.

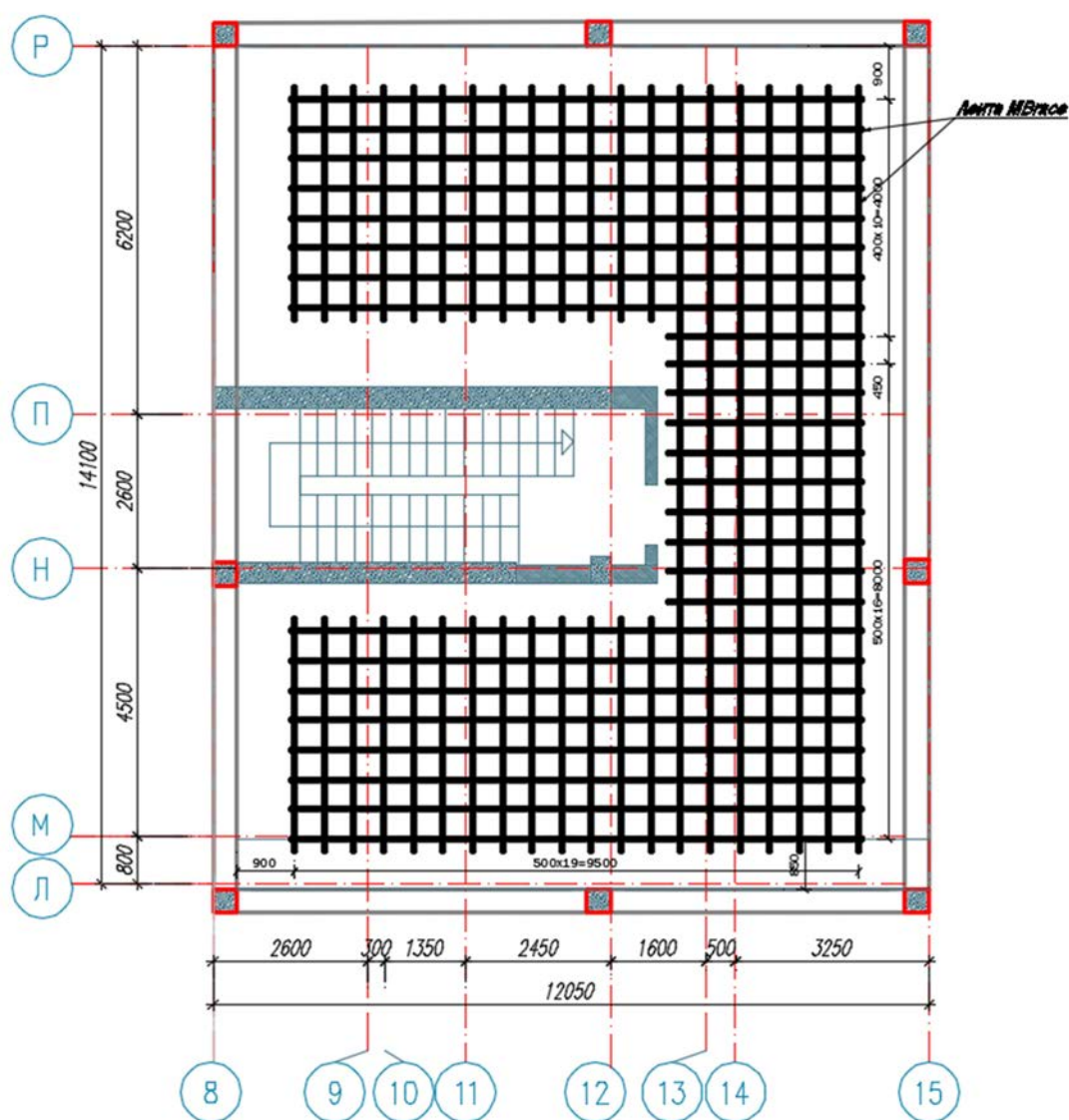


Рис. П 1.2.2. Схема фрагмента усиления плиты на отм. +22,000 Блока «С»

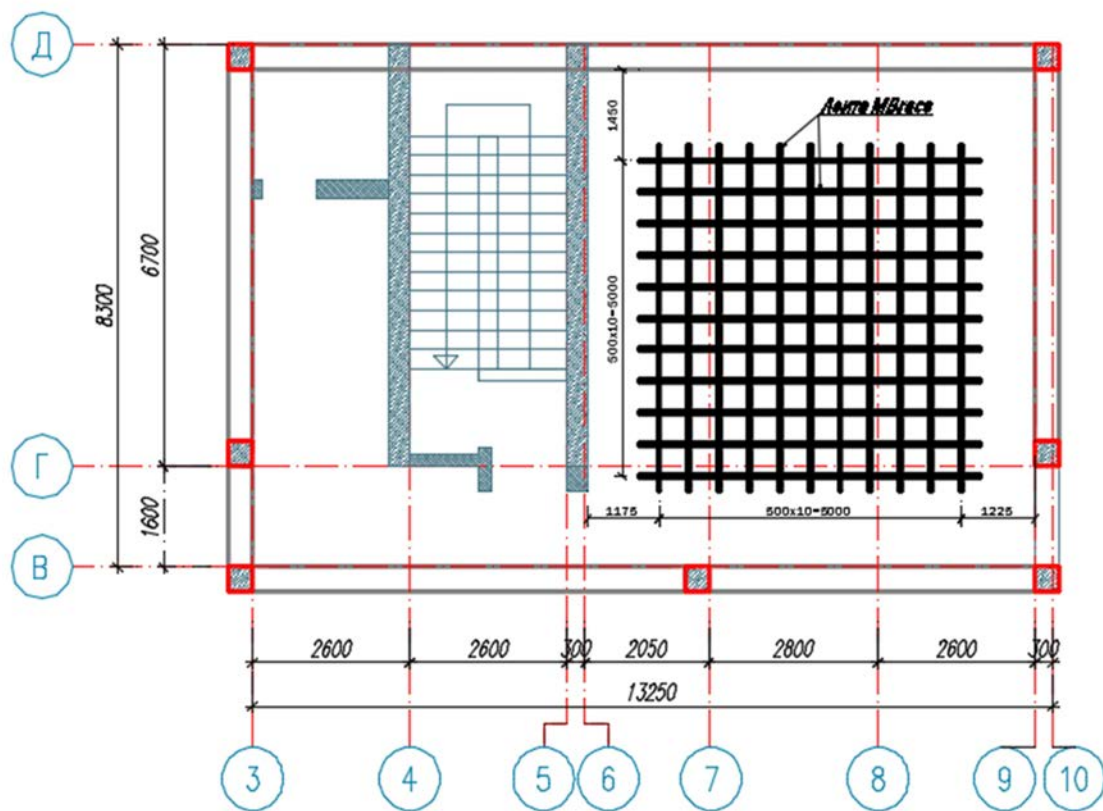


Рис. П 1.2.3. Схема фрагмент усиления плиты на отм. +10,000 Блока «А»

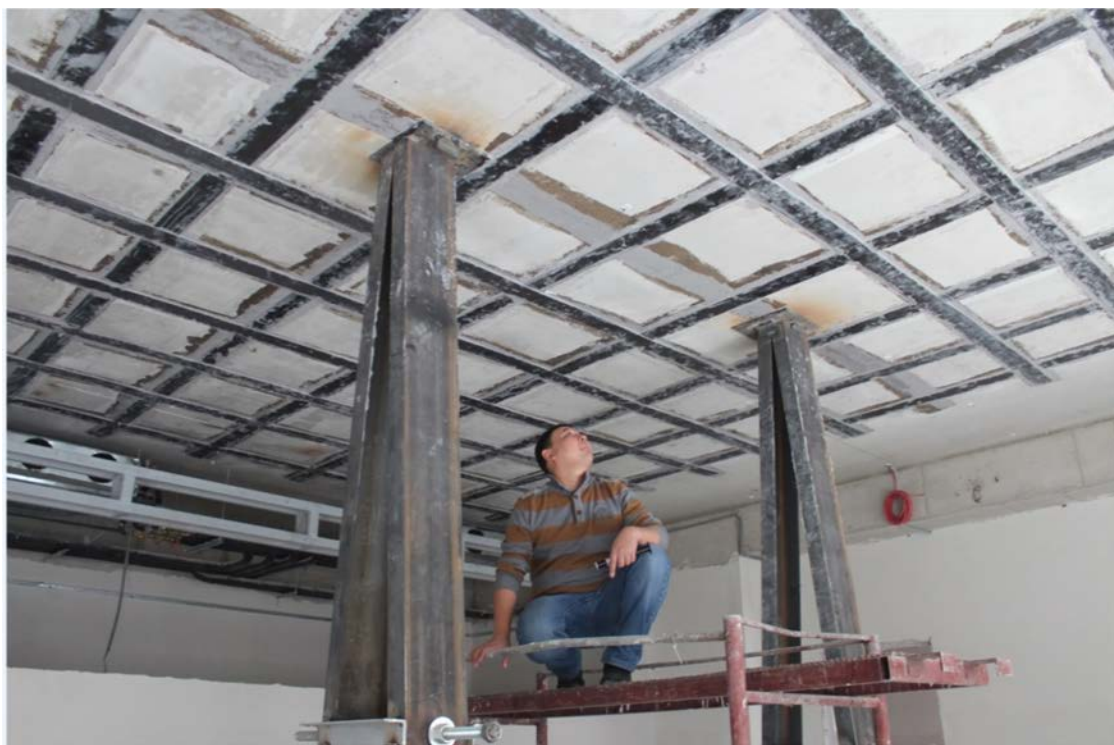


Рис. П 1.2.4. Телескопическая стойка и замеры ширины раскрытия трещин в железобетонной плите перекрытия Блока «С»



Рис. П 1.2.5. Общий вид усиления плиты перекрытия здания Блока «С»

П 1.3 Пример усиления

Жилой дом расположен в Медеуском районе г. Алматы на проспекте Достык и представляет собой трехэтажное здание общими габаритами в плане 18,5х26,7 м и высотой около 10 м и состоит из трех блоков прямоугольной формы в плане размерами 9х15 м, в которых средний блок выступает над соседними блоками на 3,5 м. Цокольный этаж имеет высоту 2,7 м, а надземные этажи выполнены высотой по 3 м рис. П 1.3.1.

По конструктивному решению жилой дом относится к стеновым системам с несущими стенами комплексной конструкции и монолитными перекрытиями. Несущие стены выполнены из кирпичной кладки, усиленной железобетонными включениями. Фундаменты монолитные ленточные. Перекрытия и покрытия в виде плоской железобетонной плиты толщиной 200 мм. Перегородки легкие гипсокартонные.

Несущие стены комплексной конструкции выполнены из кирпичной кладки толщиной и слоя утеплителя. Они усилены вертикальными железобетонными включениями шириной 200 мм, армированные продольной арматурой из 4Ø18 А-III и хомутов Ø6 А-I. Фактическая прочность бетона в железобетонных включениях находится в пределах 17-24 МПа, в среднем составляя около 20 МПа, т.е. соответствует бетону класса В15.

Плиты перекрытия и покрытия выполнены толщиной 200 мм и армированы в нижней и верхней зоне сетками из стержней Ø12-АIII, Ø8А-III, соответственно, с размерами ячеек 200×200 мм. Фактическая прочность бетона в железобетонных плитах перекрытий соответствует бетону класса В25.

В плитах перекрытия над вторым этажом имеются горизонтальные трещины на нижней стороне в пролетах плит шириной раскрытия 0,35-0,50 мм.



Рис. П 1.3.1. Общий вид жилого дома на пр. Достык, г. Алматы

Поврежденные участки плит перекрытий усилены по растянутой стороне фиброармированными пластиками в виде ленты ламината MBRACE LAM CF 165/3000.100x1,2.100m the Chemical Company BASF (Германия), который

ламинат представляет собой ленты шириной 50 мм, толщиной 1,2 мм, с прочностью на разрыв более 3000 МПа и модулем упругости не менее 165 ГПа. Ленты ламината наклеены в виде сетки с ячейками 400х400 мм или 500х500 мм рис. П1.3.2. на участки плит с трещинами.

Для создания предварительного напряжения фибропластиковой арматуры усиливаемые участки плит перекрытий были подняты с помощью телескопических стоек с созданием усилий около 10-15 тс. После демонтажа телескопических опор остаточная ширина раскрытия трещин в бетоне усиленных железобетонных плит перекрытий не превышала 0,1-0,2 мм.

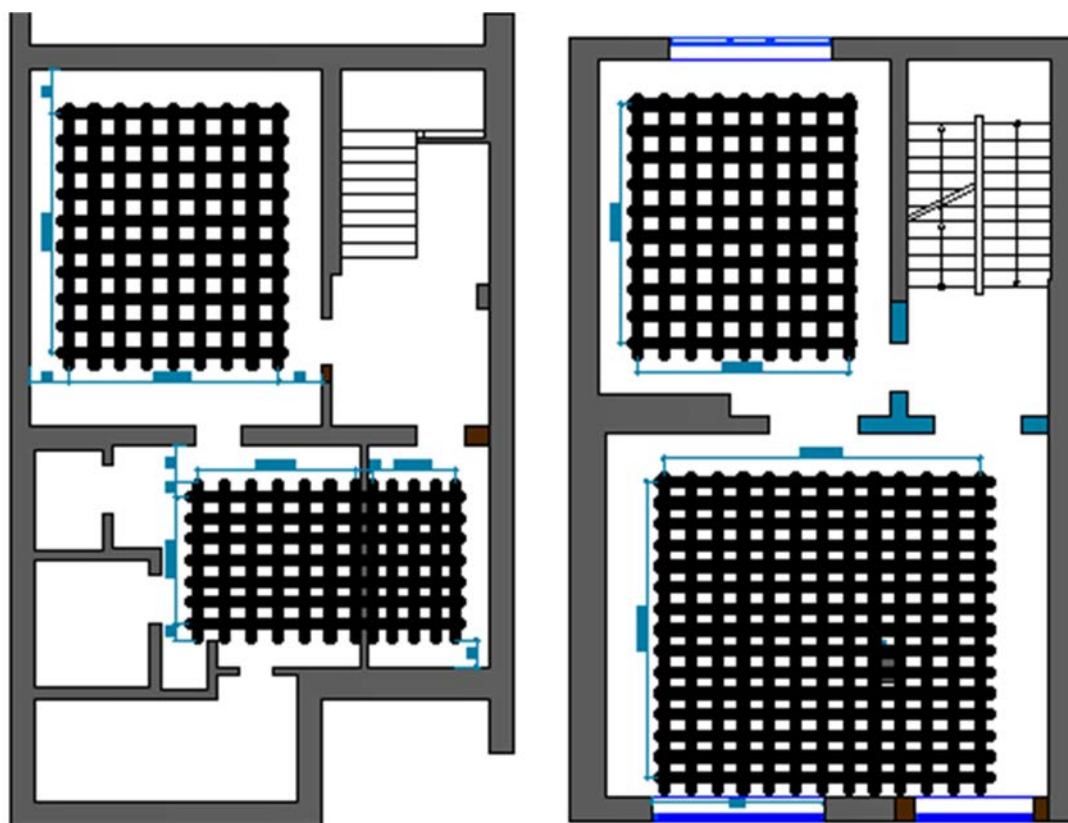


Рис. П1.3.1. Схема усиления плит перекрытий над цокольным и вторым этажами жилого дома на пр. Достык, г. Алматы

П 1.4 Пример усиления

Здание на проспекте Сейфуллина в г. Алматы представляет собой трехэтажное здание общими габаритами в плане 18,5х26,7 м и высотой около

10 м и состоит из трех блоков прямоугольной формы в плане размерами 9х15 м, в которых средний блок выступает над соседними блоками на 3,5 м. Цокольный этаж имеет высоту 2,7 м, а надземные этажи выполнены высотой по 3 м «Рис. П 1.4.1».

По конструктивному решению здание является рамно-связевой системой в виде рамного каркаса и вертикальных диафрагм жесткости, в которой вертикальные нагрузки, главным образом, воспринимает и передает основанию рамный каркас, а горизонтальные нагрузки воспринимают совместно вертикальные диафрагмы жесткости и рамный каркас.

Каркас, диафрагмы жесткости и перекрытия монолитные железобетонные. Фундаменты в виде фундаментной плиты по бетонной подготовке. Наружные стены подвальных этажей монолитные железобетонные. Наружные стены здания из газобетонных блоков.



Рис. П 1.4.1. Общий вид здания на пр. Сейфуллина

Выполнение обследования технического состояния здания показало, что армирование несущих железобетонных конструкций здания соответствует проекту. Прочность бетона в железобетонных конструкциях фундаментов и

подземных этажей здания соответствует бетону класса по прочности В40. Прочность бетона в железобетонных конструкциях надземных этажей здания близка к бетону класса по прочности В25 и В30.

Основным недостатком возведенных несущих железобетонных конструкций здания является наличие диагональных трещин железобетонных перекрытиях на отм. 14,000; 18,000; 22,000; 26,000; 30,000; 34,000; 38,000; 41,600 и 45,700 шириной раскрытия до 0,4-0,5 мм.

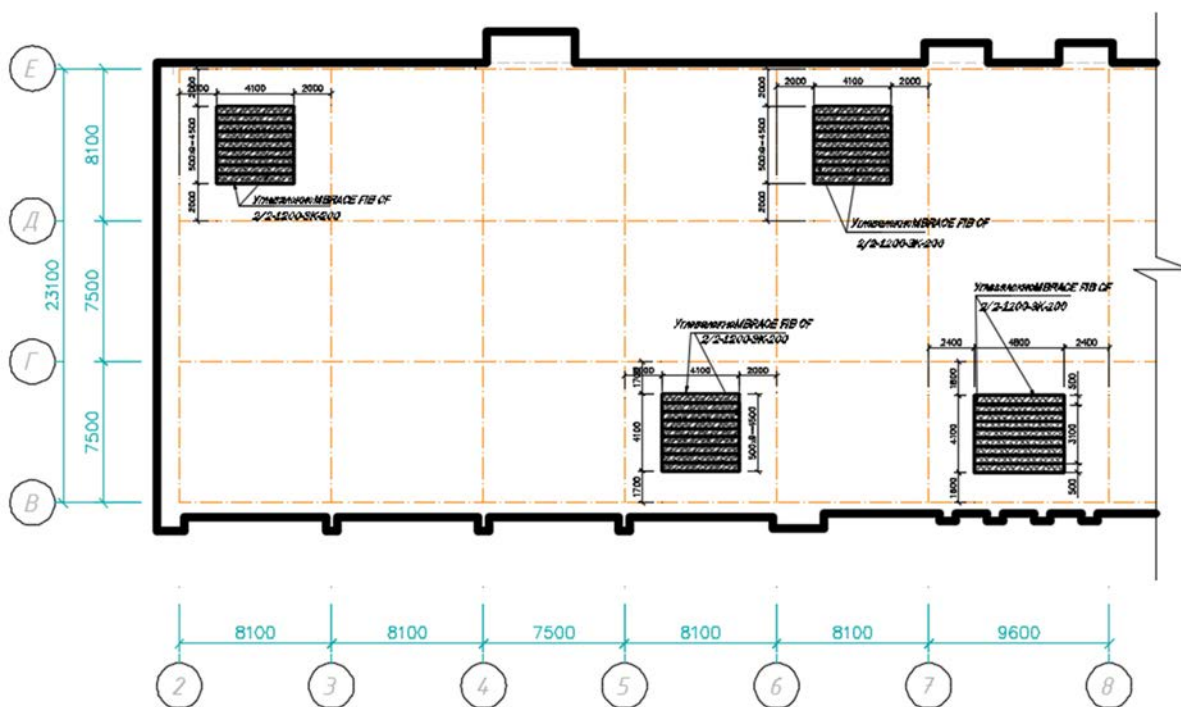


Рис. П1.4.2. Схема расположения усиливающих сеток на плите перекрытия на отм. +18,000 здания на пр. Сейфуллина

Рекомендации по усилению здания предусматривали усиление пролетных зон отдельных ячеек безбалочных перекрытий, имеющих трещины недопустимой величины. Усиление плит перекрытий, имеющих недопустимое раскрытие трещин, выполнено наклеиванием в шахматном порядке однонаправленных углеродных лент шириной 600 мм марки FibArm Tape 230x300 (ЗАО «Холдинговая компания «Композит», Россия), имеющих следующие характеристики: поверхностная плотность - 230 г/м², количество филаментов - 12К, удлинение при разрыве волокна – 1,8%, расчетная толщина

ленты монослоя – 0,128 мм, модуль упругости волокна – 245 ГПа, прочность на растяжение волокна 4,9 ГПа. Сетки наклеивались на участки плит с трещинами «рис. П 1.4.3. »



Рис. П1.4.3. Общий вид усиления плиты перекрытия здания на пр. Сейфуллина

При выполнении работ по усилению перекрытий здания выполнялся подъем участков железобетонных перекрытий с помощью гидравлического домкрата и сварной металлической стойки рис. П 1.4.4. Затем устанавливались временные металлические стойки и выполнялись работы по наклеиванию усиливающих лент. После набора прочности клея, которым приклеивались сетки к бетону, временные стойки демонтировались. После демонтажа временных стоек производились замеры трещин с помощью микроскопа МПБ - 3 с ценой деления 0,05 мм, а также выполнялась топосъемка перекрытий с помощью тахеометра с ценой деления 1 мм.

Анализ данных контрольных замеров показал что прогибы и ширина раскрытия трещин в усиленных плитах перекрытий соответствуют требованиям норм по проектированию железобетонных конструкций.



Рис. П.1.4.4. Общий вид домкрата со стойкой и временных опор при усилении перекрытия здания на пр. Сейфуллина

Таким образом, усиление железобетонных плит перекрытий предварительно напряженными фиброармированными сетками не только обеспечило требуемую прочность железобетонных перекрытий, но и восстановило их эксплуатационную пригодность.

Здание Бизнес-центра, расположенного в жилом массиве Ақ-бұлақ-3 города Нур-султан представляет собой трехэтажное здание общими габаритами в плане 18,5x26,7 м и высотой около 10 м и состоит из трех блоков прямоугольной формы в плане размерами 9x15 м, в которых средний блок выступает над соседними блоками на 3,5 м. Цокольный этаж имеет высоту 2,7 м, а надземные этажи выполнены высотой по 3 м «рис. П1.4.5.»



Рис. П1.4.5. Общий вид здания здания Бизнес-центра в г. Нур-султан

Выполненное обследование технического состояния здания показало, что армирование несущих железобетонных конструкций здания соответствует проекту; фактическая прочность бетона в несущих железобетонных конструкциях здания не ниже проектной прочности. Основным дефектом несущих железобетонных конструкций является неудовлетворительное состояние монолитных железобетонных безбалочных плит перекрытий, в которых образовалась сеть трещин недопустимой ширины раскрытия на нижней поверхности плит в пролетных частях (до 0,4-0,6 мм), трещин примыкающих к колоннам верхних поверхностях плит (0,45-0,7 мм), а также чрезмерных вертикальных прогибов большинства ячеек плит перекрытий (до 74-85 мм) Рис. П1.4.6.

В качестве элементов усиления использовались фиброармированные ленты ламината MBRACE LAM CF 165/3000.50x1,2.100 (The Chemical Company BASF. Германия). Данный ламинат представляет собой ленты шириной 100 мм, толщиной 1,4 мм, с прочностью на разрыв более 3000 МПа и модулем деформаций не менее 165 ГПа Рис. П1.4.7.

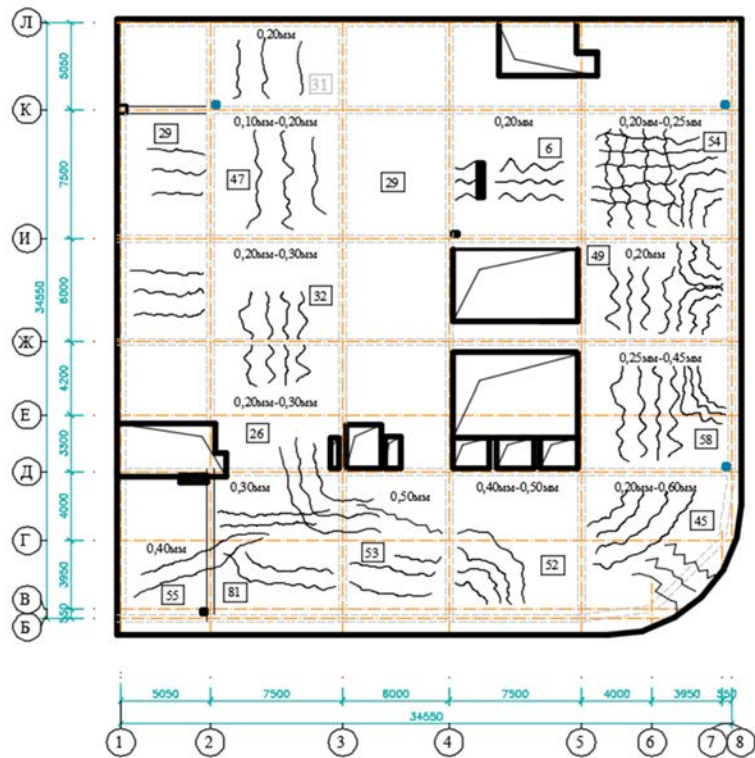


Рис. П1.4.6. Схема расположения трещин на нижней поверхности плит перекрытия над 2-ым этажом здания Бизнес-центра в г. Нур-султан

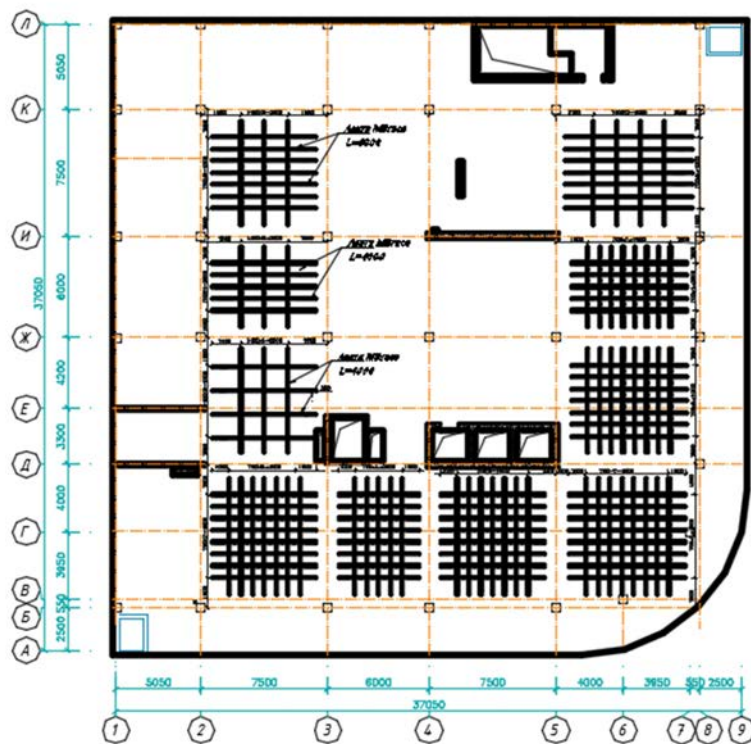


Рис. П1.4.7. Схема расположения лент усиления на нижней поверхности плиты перекрытия над 2-ым этажом здания Бизнес-центра в г. Нур-султан

Основными причинами повреждений плит перекрытий были вызваны недостаточной толщиной плит перекрытий, а также недостаточной длиной анкеровки стержней верхних дополнительных сеток, установленных в приколонных частях плит перекрытий.

Усиление плит перекрытий, получивших недопустимые прогибы и чрезмерную ширину раскрытия трещин, рекомендовано производить поверхностным усилением растянутых зон плит с помощью предварительно напряженных фиброармированных пластиков. Ленты ламината рекомендуется наклеивать в нижней пролетной части плит перекрытий в виде сетки с квадратными ячейками, а также лент ламината, расположенных на верхней поверхности плит перекрытий вблизи колонн в направлении осей здания.

Для обеспечения предварительного напряжения фиброармированных лент выполнен подъем плит перекрытия на величину перемещения пролетных сечений, превышающему имеющийся прогиб плит. После наклеивания фиброармированных пластиков усиления прогиб плит перекрытий от собственного веса обеспечил включение в совместную работу со стальной арматурой лент.

Таким образом, усиление железобетонных плит перекрытий предварительно напряженными фиброармированными сетками не только обеспечило требуемую прочность железобетонных перекрытий, но и восстановило их эксплуатационную пригодность.



УТВЕРЖДАЮ
 Генеральный директор
 TOO «Gloria Asset Management»
 Агошков М.В.
 «08» «декабря» 2017 г.

АКТ

о реализации научных результатов, полученных в диссертации соискателя Алтигенова Улана Байтурсыновича на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05. 23. 01 - Стронтельные конструкции, здания и сооружения на тему: «Исследование работы изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными лентами, при статических и динамических нагрузках»

Комиссия в составе: председателя, генерального директора TOO «Gloria Asset Management» Агошкова М.В., и членов комиссии: Беспяева А.А. и Куралова У.С. свидетельствует о том, что при усилении железобетонных перекрытий многофункционального жилого комплекса, расположенного по адресу: г. Алматы, ул. Горная, 500/1, были реализованы следующие научные результаты, полученные в кандидатской диссертации Алтигенова У.Б.:

- повышение прочности, жесткости и трещиностойкости нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными лентами;
- увеличение несущей способности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными лентами.

Реализация материалов диссертации Алтигенова У.Б. позволила:

- уменьшить прогибы и ширину раскрытия трещи плит перекрытий жилых домов,
- увеличить прочность нормальных и наклонных сечений железобетонных перекрытий жилых домов.

Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

- Заключении о техническом состоянии «Многофункционального жилого комплекса, расположенного по адресу: г. Алматы, ул. Горная, 500/1, с рекомендациями по усилению» (АО «КазНИИСА», исх. №19.03.02/897 от 16.06.2016 г.).

По результатам реализации получен следующий положительный эффект:

- восстановить эксплуатационную пригодность железобетонных перекрытий жилого дома, имеющих повышенные прогибы и не допустимую ширину раскрытия трещин;
- обеспечить необходимую прочность нормальных и наклонных сечений железобетонных перекрытий жилых домов.

Председатель комиссии:

Члены комиссии:



Агошков М.В.

Беспяев А.А.

Куралов У.С.

УТВЕРЖДАЮ
Директор ТОО «GEMBA»
Сиитов Т.С.
«04» «декабря» 2017 г.

АКТ

о реализации научных результатов, полученных в диссертации соискателя Алтигенова Улана Байтурсыновича на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05. 23. 01 - Строительные конструкции, здания и сооружения на тему: «Исследование работы изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными лентами, при статических и динамических нагрузках»

Комиссия в составе: председателя, директор ТОО «GEMBA» Сиитова Т.С., и членов комиссии: Беспасева А.А. и Куралова У.С. свидетельствует о том, что при усилении железобетонных перекрытий жилого комплекса, расположенного по адресу: г. Алматы, Медеуский район, пр. Достык, 503а, были реализованы следующие научные результаты, полученные в кандидатской диссертации Алтигенова У.Б.:

- повышение прочности, жесткости и трещиностойкости нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными лентами;

- увеличение несущей способности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных фиброармированными лентами.

Реализация материалов диссертации Алтигенова У.Б. позволила:

- уменьшить прогибы и ширину раскрытия трещи плит перекрытий жилых домов,

- увеличить прочность нормальных и наклонных сечений железобетонных перекрытий жилых домов.

Материалы диссертации использованы в следующих документах, материалах и разработках:

- Заключении о сейсмостойкости здания и перепланировке кв.1 в 3-х квартирном жилом доме, расположенном по адресу: г. Алматы, пр. Достык, 503а (АО «КазНИИСА», исх. №92 от 15.04.2016 г.).

По результатам реализации получен следующий положительный эффект:

- восстановить эксплуатационную пригодность железобетонных перекрытий жилого дома, имеющих повышенные прогибы и не допустимую ширину раскрытия трещин;

- обеспечить необходимую прочность нормальных и наклонных сечений железобетонных перекрытий жилых домов.

Председатель комиссии:

Члены комиссии:



Сиитов Т.С.

Беспасев А.А.

Куралов У.С.