

Федеральное государственное автономное
образовательное учреждение высшего образования
«Российский университет дружбы народов
имени Патриса Лумумбы» (РУДН)

На правах рукописи

Голишевская Дарья Александровна

**НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ НЕОДНОРОДНО
АРМИРОВАННЫХ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И
МЕТОДИКА ИХ РАСЧЕТА**

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
кандидат технических наук, доцент
Маркович Алексей Семенович

Москва – 2023

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	4
ГЛАВА 1. КОНСТРУКЦИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ДИСПЕРСНО- АРМИРОВАННЫХ БЕТОНОВ. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ТЕОРИИ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ	10
1.1. Современное состояние вопроса дисперсно-армированных бетонов.....	10
1.2. Области применения дисперсно-армированного бетона.....	14
1.3. Виды армирующих волокон, структура и свойства дисперсно- армированных бетонов.....	20
1.4. Выводы по первой главе	38
ГЛАВА 2. РАСЧЕТНЫЕ ТЕОРИИ ДИСПЕРСНО-АРМИРОВАННОГО БЕТОНА	39
2.1. Расчет по прочности элементов дисперсно-армированных бетонов	39
2.2. Анализ расчетных теорий дисперсно-армированного бетона	43
2.3. Анализ напряжений в дисперсно-армированном бетоне сжатой зоны.....	52
2.4. Развитие теорий о допущениях в расчете изгибаемых элементов	54
2.5. Построение зависимостей между напряжениями и деформациями сжатого фибробетона на основе полиномиальной функции	62
2.6. Деформационная модель, учитывающая неоднородное дисперсное армирование	66
2.7. Выводы по второй главе	71
ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СЖАТЫХ И ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	73
3.1. Используемые сырьевые материалы и применяемое оборудование.....	73
3.2. Технология изготовления образцов	79
3.3. Методика испытания образцов.....	84
3.4. Результаты испытаний образцов-кубов статической нагрузкой	92

3.5. Результаты испытаний однородно армированных образцов-балок статической нагрузкой	102
3.6. Результаты испытаний неоднородно армированной сталефибробетонной балки статической нагрузкой	106
3.7. Выводы по третьей главе	110
ГЛАВА 4. ОСНОВНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОГО РАСЧЕТА НЕОДНОРОДНО АРМИРОВАННЫХ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	113
4.1. Метод Ньютона-Рафсона для физически нелинейного расчета дисперсно-армированных конструкций	113
4.2. Конечный элемент балки неоднородного армирования	114
4.3. Общие принципы построения балки неоднородного армирования	123
4.4. Геометрические характеристики поперечного сечения неоднородно армированного элемента	130
4.5. Уравнения равновесия сечения изгибаемого элемента с трещинами	134
4.6. Тестирование конечного элемента балки многослойного армирования .	137
4.7. Выводы по четвертой главе	148
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	149
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	152
Приложение А	170
Приложение Б	173
Приложение В	174

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Одна из основных задач развития строительной индустрии состоит в повышении прочности и надежности строительных конструкций. Бетон является основным строительным материалом, используемым в массовом строительстве. Одним из направлений повышения прочности бетонов является применение дисперсного армирования. Наибольший интерес представляют композиты на основе доступных для производства минеральных матриц, дисперсно-упрочненных особыми волокнами (металлическими, стеклянными, базальтовыми, полиамидными, углеродными и т.д.). Применение дисперсно-армированных бетонов перспективно как в сборных, так и в монолитных конструкциях. Несмотря на то, что в настоящее время имеются определенные противоречия в оценках результатов исследований, проводимых отечественными и зарубежными учеными, можно выделить общие закономерности, позволяющие достоверно оценивать физико-механические характеристики дисперсно-армированных бетонов. При этом имеет место недостаточная изученность неоднородно армированных сталефибробетонных элементов. В связи с этим крайне важным является исследование напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных элементов, имеющих неоднородное дисперсное армирование.

Степень разработанности темы исследования. За последние 10 лет интерес к использованию дисперсно-армированных бетонов в России, а также странах Европы, Азии и США существенно возрос. Это связано с необходимостью получения для современного строительства бетонов с повышенными по сравнению с обычными тяжелыми бетонами физико-механическими характеристиками. Имеются многочисленные публикации, посвященные вопросам, проблемам и технологии дисперсного армирования бетонов. В России и странах зарубежья (преимущественно США, Канада, Франция, Германия, Китай, Япония) ежегодно проходят конференции, симпозиумы, научно-технические семинары, конгрессы, на

которых обсуждаются результаты исследований и вопросы, связанные с применением дисперсно-армированных бетонов в строительстве.

Анализ теоретических и экспериментальных исследований деформирования и прочности дисперсно-армированного бетона (работы Д.С. Аболиньш, И.У. Аубакирова, Э.С. Айвазян, Б.А. Крылов, С.В. Ключев, А.В. Ключев, Л.Г. Курбатов, К.В. Михайлов, Т.А. Низина, К.Л. Бирюкович, В.П. Некрасов, В.А. Перфилов, Ю.В. Пухаренко, Д.А. Пантелеев, Ф.Н. Рабинович, К.В. Талантова, Р.В. Лесовик, И.В. Журавская, Г.К. Хайдуков, V. Rarnalaishnan, M. Beddar, C.D. Johnston, Abdulhadi M., Brik V., Charan S.S., Gore K.R., Jin S., Raj S., Shen X., Zhang J. и др.) показал, что применение дисперсно-армированного бетона позволяет добиться более высокой прочности на сжатие, растяжение, существенного снижения усадки, устойчивости к трещинообразованию и высокой ударной прочности.

В то же время, многие теоретические и экспериментальные исследования по определению физико-механических характеристик дисперсно-армированного бетона касаются определения этих характеристик для однородно армированных элементов. Особенности нелинейной работы сжатых и изгибаемых неоднородно армированных сталефибробетонных элементов с учетом их разгрузки и догрузки изучены недостаточно.

Целью работы является исследование физико-механических характеристик дисперсно-армированного бетона на основе стального волокна и разработка физически нелинейного конечного элемента для расчета сталефибробетонных элементов с учетом неоднородного армирования по высоте поперечного сечения элемента.

Задачи исследования:

– на основе обзора современного состояния теории расчета дисперсно-армированных элементов, систематизации результатов теоретических и экспериментальных исследований сформулировать основные предпосылки физически нелинейного метода расчета неоднородно армированных сталефибробетонных элементов;

- провести серию экспериментов, нацеленных на определение прочностных и деформационных характеристик сталефибробетонных элементов при сжатии и изгибе;
- на основе результатов проведенных экспериментальных исследований предложить аналитические зависимости (функции) для построения фактической диаграммы деформирования сталефибробетона $\sigma(\varepsilon)$ в зависимости от процентного содержания фибрового волокна в составе бетонной матрицы;
- для установления действительного напряженно-деформированного состояния неоднородно дисперсно-армированных сталефибробетонных изгибаемых элементов провести экспериментальные исследования на образцах сталефибробетонных балок с неравномерным фибровым армированием;
- разработать физически нелинейный конечный элемент дисперсно-армированной балки, позволяющий учитывать неоднородное армирование;
- проанализировать, критически оценить и сравнить результаты расчета с использованием предлагаемого конечного элемента с полученными экспериментальными данными и результатами физически-нелинейных расчетов с применением программного комплекса Ansys Mechanical, произвести оценку их достоверности;
- предложить рекомендации для выполнения практических расчетов неоднородно армированных сталефибробетонных элементов.

Объектом исследования являются сжатые и изгибаемые сталефибробетонные элементы с неоднородным дисперсным армированием.

Предметом исследования являются прочностные и деформационные характеристики сжатых и изгибаемых сталефибробетонных элементов при различном проценте фибрового армирования.

Научная новизна работы заключается в получении новых данных о напряженно-деформированном состоянии сжатых и изгибаемых сталефибробетонных элементов с различным процентом фибрового армирования, а также учетом нелинейной работы и влияния пластических деформаций, а именно:

- разработана методика экспериментального определения физико-механических характеристик сталефибробетона, в том числе: модуль упругости, коэффициент поперечных деформаций, значения предельных деформаций при сжатии и растяжении, величина прочности элементов с различным процентом дисперсного армирования;
- предложен закон деформирования сталефибробетона, описываемый полиномиальной функцией четвертой степени с постоянными коэффициентами, которые определяют вид кривой $\sigma(\varepsilon)$ в зависимости от процентного содержания стальной фибры в составе бетонной матрицы;
- сформулированы предпосылки для разработки физически нелинейного метода расчета неоднородно армированных сталефибробетонных элементов, на основании которых разработана методика численного расчета и построен конечный элемент неоднородно армированной балки, адаптированный к вычислительному комплексу ПРИНС.

Теоретическая и практическая значимость работы заключается в получении научно-обоснованных результатов и выводов, а также аналитических зависимостей для построения действительных диаграмм деформирования сталефибробетона $\sigma(\varepsilon)$, применяемых при расчетах на прочность и деформативность, которые были использованы при разработке методики физически нелинейного расчета неоднородно армированных сталефибробетонных элементов.

Методология и методы исследования. Методологической основой исследования являются научные работы отечественных и зарубежных ученых в области теории расчета фибробетонных и железобетонных конструкций, общие положения и принципы строительной механики, экспериментальные методы исследования напряженно-деформированного состояния строительных конструкций. Кроме того, использованы известные общенаучные методы исследования такие, как научный анализ, систематизация, математическое моделирование и эксперимент.

Положения, выносимые на защиту:

- методика и результаты экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния дисперсно-армированных элементов, в том числе неоднородно армированных по высоте сечения сталефибробетонных балок;
- аналитические зависимости $\sigma(\varepsilon)$ для построения действительных диаграмм деформирования сталефибробетона при сжатии, которые позволяют учитывать влияние процента дисперсного армирования в диапазоне от 0,5% до 2%;
- физико-механические характеристики сталефибробетона в диапазоне армирования от 0,5% до 2%, а именно: прочность на сжатие, прочность на растяжение при изгибе, предельные деформации сжатия и растяжения при изгибе, начальный модуль упругости, коэффициент поперечных деформаций (коэффициент Пуассона);
- методика численного расчета МКЭ и разработанный на её основе стержневой конечный элемент балки неоднородного армирования.

Степень достоверности результатов работы обеспечивается корректным использованием общепринятых положений теории железобетона, методов строительной механики, механики деформируемого твердого тела и предпосылок расчета, установленных на основе обширного анализа теоретических и экспериментальных исследований сталефибробетонных элементов. Верификация результатов расчета с использованием разработанного конечного элемента проводилась на основе экспериментальных данных, полученных с участием автора в лаборатории департамента строительства инженерной академии РУДН с применением современного аттестованного испытательного оборудования и поверенных средств измерений, и путем сравнения с результатами физически нелинейного расчета в иностранном программном комплексе Ansys Mechanical на основе трёхмерной модели бетона с использованием критерия прочности Виллама и Варнке. Точность разработанного конечного элемента подтверждается приемлемой сходимостью результатов расчета с экспериментальными данными и результатами, полученными в программе Ansys Mechanical.

Апробация результатов. Результаты работы докладывались и обсуждались на следующих конференциях: «Инженерный системы – 2019» (Москва, 2019); IV Международная научно-практическая конференция «Современные строительные материалы и технологии» (Калининград, 2021); International Conference on Engineering Research 2021 (Москва, 2021); International Conference on Engineering Systems 2022 (Москва, 2022);

Публикации. Материалы диссертации изложены в 6 научных публикациях, из них 5 за последние пять лет: 2 статьи опубликованы в журналах, включенных в Перечень ВАК, 4 статьи в изданиях, индексируемых в БД Scopus и Web of Science.

Структура и объем работы. Научная квалификационная работа состоит из введения, 4 глав, заключения, списка литературы и приложений. Общий объем работы 175 страниц, включающий 67 рисунков и 26 таблиц. Количество источников использованной литературы – 171. Количество приложений – 3.

Работа выполнена в департаменте строительства инженерной академии РУДН им. Патриса Лумумбы под руководством кандидата технических наук, доцента Марковича А.С.

Автор выражает особую благодарность своему научному руководителю, доценту Марковичу Алексею Семеновичу, оказавшему всестороннюю помощь и влияние на формирование научного взгляда в отношении темы, изложенной в представленной диссертационной работе, а также за чуткое руководство в процессе подготовки к защите.

Хотелось бы выразить благодарность профессору Агапову Владимиру Павловичу за ценные советы при подготовке четвертой главы данной работы.

Автор благодарит руководство департамента строительства инженерной академии РУДН, доцента Рынковскую Марину Игоревну, доцента Пономарева Николая Константиновича, за предоставленную возможность работать над экспериментальной частью исследования в лаборатории строительных конструкций и материалов в необходимом объёме.

ГЛАВА 1. КОНСТРУКЦИИ С ПРИМЕНЕНИЕМ ДИСПЕРСНО-АРМИРОВАННЫХ БЕТОНОВ. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА ТЕОРИИ И ПРОЕКТИРОВАНИЯ

В данной главе рассмотрены различные виды дисперсных волокон, применяемых для армирования строительных конструкций. Приведены сравнительные характеристики по плотности, прочности на растяжение, модулю упругости, относительному удлинению при разрыве материалов, которые используются для изготовления волокна.

Проведен анализ и выполнена систематизация исследований конструкций из дисперсно-армированных бетонов, рассмотрены основные области применения.

1.1 Современное состояние вопроса дисперсно-армированных бетонов

Идея равномерного распределения арматуры по всему объему бетона с целью придания ему качественно новых свойств возникла в начале использования железобетона в промышленном строительстве.

Первые сведения о дисперсно-армированном бетоне появились в начале XX века в работах В. П. Некрасова [1-3], который описал результаты исследований по получению бетонных материалов с дисперсным армированием проволокой малого диаметра. В своей работе Некрасов В.П. [1] провел серию испытаний над кубами размером 10x10x10 см. Образцы изготавливались из мелкозернистого бетона составом Ц/П=1/3. Арматура была применена из рубленой проволоки длиной от 3 до 7 см с объемным содержанием во всех кубах 1,28%. Диаметр проволоки уменьшался от 1,30 до 0,27 мм. В результате испытаний было установлено, что сопротивление бетона на сжатие для кубов с наиболее тонкой проволокой увеличилось втрое (с 46 до 139 кгс/см²). Результатом исследований В.П. Некрасова стала монография [3], в которой изложены основы теории, описаны результаты экспериментов, а также сделан вывод о потенциале использования дисперсно-армированного бетона.

Зарубежные ученые также занимались этой темой. Одним из первых Гари Портер в 1910 году установил, что механические характеристики бетона можно улучшить примерно в 8 раз при добавлении в смесь проволоки и гвоздей [4]. В 1914 У. Фиклин получил патент на бетон, обладающий стойкостью к истиранию и появлению трещин, который получается путем добавления в обычный бетон мелкоизмельченных кусочков железа [5].

Затем интерес к исследованию бетона, армированного волокнами, примерно до 1950-х годов угас. В 1930-х годах известны лишь отдельные случаи использования фибробетона в гидротехническом строительстве, как материала с повышенной стойкостью к износу. В последующих годах происходили активные исследования, направленные на поиск и разработку новых типов волокон. Так, например, в 1940-х годах появились сведения о применении джутового волокна в Южной Азии.

Согласно литературным источникам [6], начиная с 1960 – х годов начались широкие исследования в области производства и применения дисперсно-армированного бетона. Для этой цели применялось стекловолокно, изготовленное из обычного стекла, которое по результатам исследования подвержено разрушению в бетоне из-за низкой устойчивости к воздействию щелочной среды. Впоследствии были начаты исследования по применению дисперсно-армированного бетона со стальным волокном в Риге, Ленинграде и Челябинске. Постепенно стал накапливаться опыт применения фибробетона в конструкциях в работах отечественных и зарубежных исследователей. В то время ученые работали над увеличением сопротивления бетона растяжению и повышение вязкости разрушения за счет применения не только стальных, но и стеклянных, углеродистых, пластмассовых и других волокон. Использование волокон из полимерных материалов (полипропилен, капрон) оказалось весьма эффективным. Параллельно производили исследования натуральных волокон (хлопка, шерсти) в качестве армирующего материала, но они оказались неэффективными из-за низких значений модулей упругости [7].

Увеличение доступности используемых волокон привело к возрастанию практического интереса к дисперсно-армированному бетону. Использование в строительстве пространственных конструкций, в частности, тонкостенных оболочек, стимулировало повышение требований к прочностным характеристикам бетона, в особенности к его сопротивлению растяжению.

За последние 10 лет существенно возрос интерес к использованию дисперсно-армированных бетонов как в России, а также в странах Европы, Азии и США. Это связано с необходимостью получения для современного строительства бетонов с повышенными по сравнению с обычными тяжелыми бетонами физико-механическими характеристиками. Имеются многочисленные работы отечественных ученых (Ф.Н. Рабинович, Ю.В. Пухаренко, Д.А. Пантелеев, И.У. Аубакирова, С.В. Ключев, А.В. Ключев, Р.В. Лесовик, Т.А. Низина и др.), посвященные вопросам, проблемам и технологии дисперсного армирования бетонов [8-15].

В России и ряде стран зарубежья проводятся научно-практические конференции, семинары, конгрессы. Например, на ежегодной международной научно-практической конференции «Композиционные материалы и конструкции в современном строительстве FIBROMIX», которая проводится в Санкт-Петербурге, обсуждаются результаты исследований и вопросы, связанные с применением дисперсно-армированных бетонов в строительстве. В НИУ МГСУ в апреле 2023 года проходила международная конференция «Строительная наука и образование в интегрированном пространстве с новыми регионами Российской Федерации», на которой обсуждалась тема по восстановлению объектов строительства, усиления конструкций и узлов, поврежденных в ходе военных действий с применением традиционных и инновационных технологий и материалов, в том числе с применением дисперсно-армированных составов бетона. Также популярны конференции, проводимые в Лондоне, Париже, Сиднее, Токио, Дубае, Барселоне, Баку, Бангкоке, Риме, Берлине и т.д. («International Conference on Fiber-Reinforced Concrete», «International Conference on Fiber-Reinforced Concrete and Research»,

«International Conference on Applications of Fiber Reinforced Concrete», «International Conference on Fiber Reinforced Concrete in Civil Engineering» и т.д.).

Расчет и проектирование дисперсно-армированных бетонов основывается на фундаментальных положениях теории железобетонных конструкций, основоположниками которых являются А.А. Гвоздев, Г.А. Гениев, Ю.М. Баженов, В.Н. Байков, В.М. Бондаренко, Ю.В. Зайцев, С.А. Дмитриев, О.Я. Берг, Н.И. Карпенко, Б.А. Крылов, К.В. Михайлов, Р.В. Лесовик, Л.Р. Маилян, М.Ю. Лещинский, Б.Г. Скрамтаев, И.Н. Тихонов, А.Г. Тамразян и другие ученые [16-31].

Исследованиям свойств дисперсно-армированных бетонов посвящены работы отечественных и зарубежных ученых: Д.С. Аболиньш, И.У. Аубакирова, Э.С. Айвазян, К.К. Каприелов, Б.А. Крылов, С.В. Ключев, А.В. Ключев, Л.Г. Курбатов, К.В. Михайлов, Т.А. Низина, К.Л. Бирюкович, В.П. Некрасов, В.А. Перфилов, Ю.В. Пухаренко, Д.А. Пантелеев, Ф.Н. Рабинович, К.В. Талантова, Р.В. Лесовик, И.В. Журавская, Г.К. Хайдуков, V. Rarnalaishnan, M. Beddar, C.D. Johnston, Abdulhadi M., Brik V., Charan S.S., Gore K.R., Jin S., Raj S., Shen X., Zhang J. и др. [33-54, 60].

В настоящее время разработаны теоретические основы, общие принципы расчета конструкций, исследованы основные свойства и долговечность. Сущность дисперсно-армированного бетона заключается в том, что вводимые в бетонную смесь волокна способствуют улучшению работы бетона при воздействии нагрузок.

Однако, несмотря на большое количество исследований, в настоящее время имеются определенные противоречия в оценках результатов исследований, а также существует недостаточная изученность неоднородно армированных сталефибробетонных элементов.

1.2 Области применения дисперсно-армированного бетона

Согласно нормам [54, 55], «дисперсно-армированный бетон рекомендуется применять для изготовления конструкций, в которых эффективно могут быть использованы его характеристики (повышенная трещиностойкость, ударная прочность, вязкость разрушения, износостойкость, морозостойкость, сопротивление кавитации, пониженная усадка и ползучесть). Использование фибробетона в несущих конструкциях без рабочей стержневой арматуры рекомендуется применять в случаях преимущественной работы: на ударные нагрузки, смятие, истирание, воздействие кавитации; на сжатие при расположении продольной сжимающей силы в пределах поперечного сечения элемента; на сжатие при расположении продольной сжимающей силы за пределами поперечного сечения элемента и на изгиб в случаях, когда разрушение не представляет непосредственной опасности для жизни людей, исправности и сохранности оборудования. В остальных случаях рекомендуется применять дисперсно-армированные конструкции с рабочей арматурой» [54].

В научно-исследовательских институтах, входящих в состав АО «НИЦ «Строительство» и других институтах России проведены исследования и научные работы, связанные с созданием и внедрением несущих и ограждающих конструкций из дисперсно-армированного бетона для промышленного и гражданского строительства. В результате работ установлена основная рациональная область применения фибробетона в конструкциях зданий и сооружений: ребристые плиты покрытий и перекрытий, кровельные панели, трёхслойные стеновые панели, облицовочные плиты, ограждающие конструкции, монолитные и сборные конструкции ёмкостных сооружений, несъемная опалубка, головы забивных свай [56-63].

ЦНИИПромзданий совместно с НИИЖБ были разработаны опытные образцы плит покрытий из сталефибробетона [64-66] размерами 1,5×6 м, 3×6 м, 3×12 м, которые удовлетворяют требованиям норм по показателям прочности, трещиностойкости и жесткости. В плитах использовалось комбинированное

армирование – арматурные предварительно напряженные стержни устанавливались в продольные и поперечные ребра, при этом сетчатая арматура была полностью устранена и заменена на фибровую (см. рисунок 1.1). Данное армирование позволило уменьшить толщину полки сталефибробетонной плиты на 10 мм и составляет 20 мм вместо 30 мм по типовой серии [67]. Было установлено, что несмотря на отсутствие в полке плиты арматурной сетки, сохраняется монолитная связь полки с продольными и поперечными ребрами, обеспечиваемая стальными фибрами, до исчерпания несущей способности плит. Разрушение плит было зафиксировано при нагрузке в 1,5 раза больше по сравнению с расчетной. Также в результате испытаний [68] был сделан вывод, что применение дисперсного армирования эффективно особенно на торцах тонкостенных преднапряженных конструкций. Для рассматриваемых плит перекрытий и покрытий было выявлено снижение трудоемкости изготовления в среднем на 30%, уменьшение их массы на 15%.

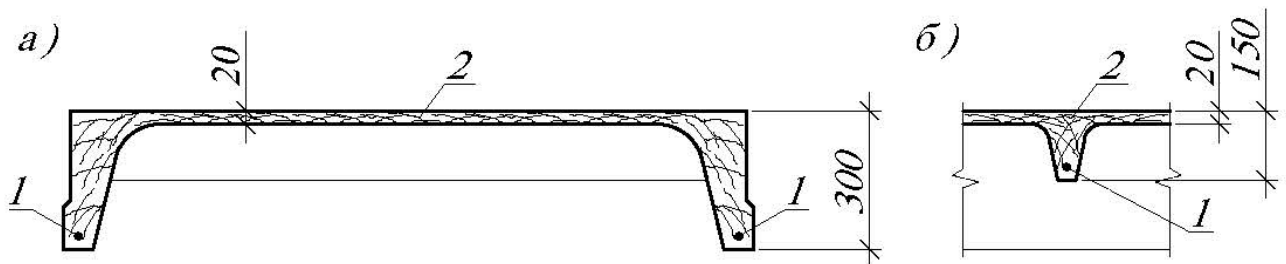


Рисунок 1.1 – Условное армирование ребристой сталефибробетонной плиты перекрытия: а – поперечное ребро плиты; б – продольное ребро плиты; 1 – продольная арматура; 2 – стальное волокно.

ЦНИИПромзданий совместно с НПО «Мосстройпрогресс» были разработаны и испытаны конструктивные решения кровельных панелей с применением стеклофибробетона и арматурными сетками, размещенными в полках панелей [69].

Дисперсное армирования эффективно применяется в стеновых панелях со сложной фактурной поверхностью на основе легких ячеистых бетонов, облицовочных плитах, ограждающих конструкциях (см. рисунок 1.2). Внешний слой из фибробетона толщиной 20 мм с наружной стороны и 25 мм – с внутренней,

предусматривают возможность замены панели аналогичного назначения по типовой серии [70].

а)



б)

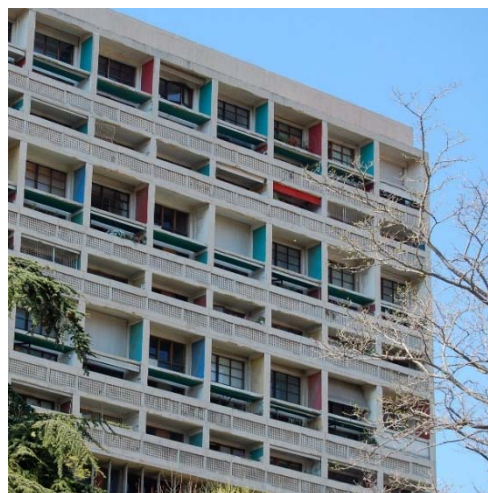


Рисунок 1.2 – Примеры применения фибробетона в ограждающих конструкциях зданий: а – облицовочные панели со сложной структурой (частное домостроение); б – жилой дом в Берлине с панелями из фибробетона (архитектор Ле Корбюзье)

Использование монолитного дисперсно-армированного бетона достаточно эффективно в конструкциях днищ ёмкостных сооружений. Величина достигаемого эффекта в значительной мере зависит конструктивного решения днищ и условий их эксплуатации. Например, в днищах резервуаров чистой воды, воспринимающих значительные усилия (сосредоточенная нагрузка от колонн на днище достигает примерно 100 т), не удастся значительно снизить высоту расчетного сечения. Толщина днища из сталефибробетона в данном случае составила 140 мм, что на 20 мм меньше, чем днище из железобетона. Днище представляет собой плоскую сталефибробетонную плиту, под колоннами в нижней зоне плиты дополнительно была уложена одна арматурная сетка размером 3×3 м из стержней диаметром 12 мм (рисунок 1.3). Более существенный эффект получается при возведении монолитных днищ из сталефибробетона в канализационных отстойниках различного назначения. В данном случае удастся несколько уменьшить толщину днищ по сравнению с традиционными решениями из железобетона.

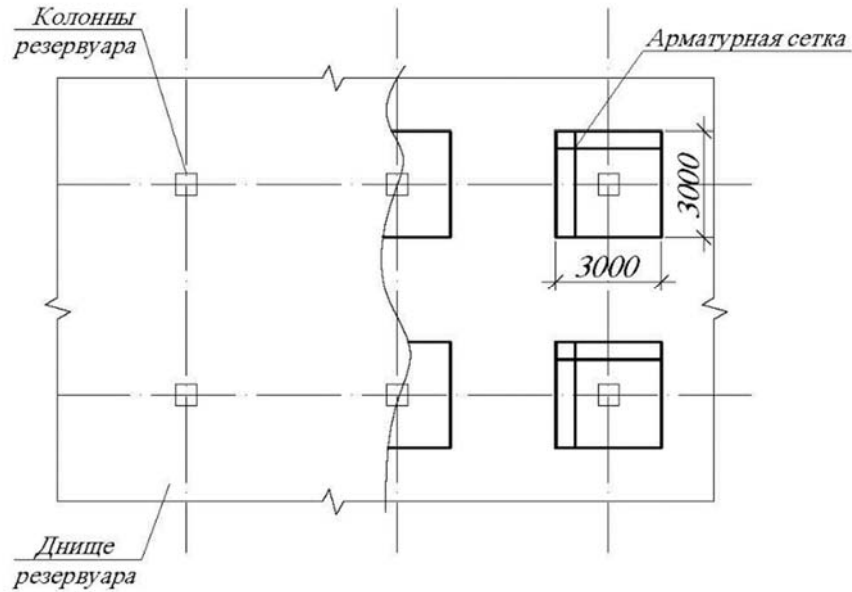


Рисунок 1.3 – Фрагмент монолитного днища резервуара из сталефибробетона

Применение дисперсно-армированного бетона также может быть применено в сборных конструкциях ёмкостных сооружений, выпускаемых по типовым сериям [71,72]. Толщина лотков, перегородок может быть уменьшена примерно в 2 раза по сравнению с толщиной аналогичных конструкций из железобетона (см. рисунок 1.4). Также дисперсно-армированный бетон применим для колодцев инженерных коммуникаций. Использование фибробетона в таких конструкциях существенно экономит бетон и сталь. Например, при обеспечении требуемой прочности каналов и лотков с использованием сталефибробетона, расход бетона и стали существенно ниже, на 40 и 20% соответственно, чем у аналогичных лотков из железобетона.

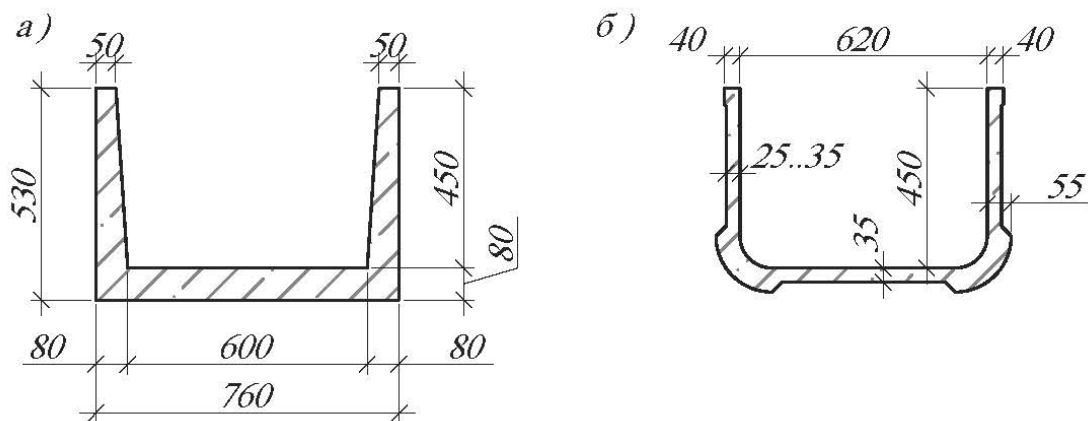


Рисунок 1.4 – Сравнение конструкции лотка инженерных коммуникаций: а) типовой железобетонный лоток; б) дисперсно-армированный лоток

Интерес представляет использование дисперсного армирования для устройства несъемных опалубочных изделий, применительно к монолитным конструкциям со сложной конфигурацией (см. рисунок 1.5). Наиболее эффективная область применения несъемной опалубки из фибробетона: монолитные фундаменты, конструкции нулевого цикла (фундаменты колонн, ленточные фундаменты, стены фундаментов, массивные подземные сооружения), несущие конструкции промышленных, гражданских и общественных зданий, пролетные сооружения. ЦНИИПромзданий разработана номенклатура плит несъемной опалубки из фибробетона пролетом от 600 мм до 6000 мм и шириной от 600 мм до 1500 мм следующих типов: плоские, профилированные, плоские с арматурной сеткой, профилированные с арматурной сеткой [8; 73-75].



Рисунок 1.5 – Некоторые типы плит несъемной опалубки из фибробетона

В работах [73] отмечено, что использование стальных волокон для армирования оголовков свай значительно повышает их ударостойкость, что приводит к уменьшению числа недоабитых свай и увеличению эффективности сваебойных работ. Для изготовления головной части сваи применяется бесщебеночный бетон подвижностью 4-5 с. Расход фибр рекомендуется применять от 1,0 до 1,5% от объема бетона. Диаметр фибр 1-1,5 мм, а при особо тяжелых грунтовых условиях следует повышать расход фибр до 2,5% при диаметре волокна от 0,3 до 0,5 мм. Для соединения со стволом основной части сваи в голове предусматриваются арматурные выпуски (рисунок 1.6). Голову сваи

изготавливают отдельно, затем укладывают в форму с основной арматурой и бетонируют полную сваю. Данные работ [76-79] показывают, что ударостойкость сталефибробетона в голове сваи существенно возрастает с увеличением относительной длины фибры. Поэтому для армирования голов свай целесообразно применять фибры максимальной возможной длины.

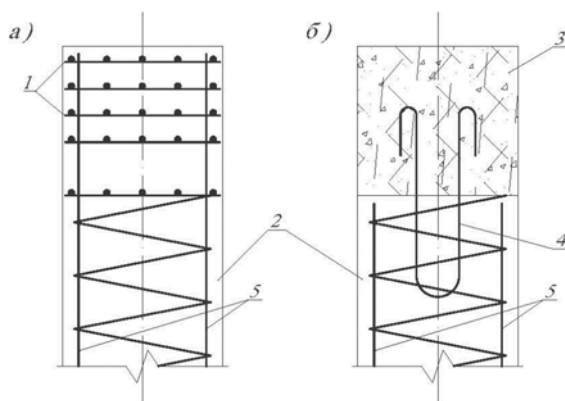


Рисунок 1.6 – Голова сваи: а – армирование головы типовой железобетонной сваи; б – армирование ударостойкой сваи с головой из сталефибробетона; 1 – поперечные сетки; 2 – ствол сваи; 3 – голова сваи из сталефибробетона; 4 – соединительная петля; 5 – основная арматура сваи

На основании существующего опыта строительства кроме вышеперечисленных областей применения дисперсно-армированного бетона выделяют следующие [56-59, 61-63, 80]:

1. В гидротехнических сооружениях: пирсах, вололомах, причалах и набережных, что позволяет значительно продлить сроки их службы за счет повышенной ударной прочности и снизить стоимость строительства в связи с частичным отказом от обычной арматуры.
2. Замена армоцемента при постройке судов методом торкретирования (сухим или мокрым). В данном случае объемный процент армирования не должен превышать двух процентов, длина волокон должна быть менее половины диаметра ствола торкретпушки.

3. В конструкциях, которые подвергаются тепловому воздействию. Например, вблизи плавильных печей, в низкотемпературных химических установках, полах холодильников, пусковых столах ракетных установок.
4. При ремонтных работах аэродромных и дорожных покрытий в сочетании с быстротвердеющим цементом. Толщина ремонтных покрытий составляет 50-75 мм.
5. Для полов в промышленных зданиях. Такие полы отличаются высокой трещиностойкостью и изностойкостью, что значительно увеличивает сроки службы и уменьшает стоимость их содержания. При этом полы имеют меньшую толщину по сравнению с обычными.
6. Для сооружений чаш плавательных бассейнов, требующих в настоящее время значительного количества стержневой арматуры.
7. В оболочечных конструкциях, особенно при совместном использовании металлических и полипропиленовых волокон, что позволяет лучше использовать свойства этого материала и уменьшить стоимость строительства.
8. В оборонных сооружениях, подвергающихся значительным взрывным воздействиям.
9. В дорожных и аэродромных покрытиях в силу своей повышенной ударной прочности и большому сопротивлению истираемости [81, 82].

На основании изложенного можно заключить, что применение дисперсно-армированного бетона эффективно в конструкциях, к которым предъявляются требования высокой трещиностойкости, сопротивляемости знакопеременным и ударным нагрузкам, а также в конструкциях сложной геометрической формы.

1.3 Виды армирующих волокон, структура и свойства дисперсно-армированных бетонов

Дисперсно-армированный бетон является сложным композиционным материалом, в котором используются различные волокна (фибры), равномерно распределенные в объеме бетонной матрицы. Наибольший интерес представляют

композиты на основе доступных для производства минеральных матриц, дисперсно-упрочненных особыми волокнами (металлическими, стеклянными, базальтовыми, полиамидными, углеродными и т.д.).

Для получения высокопрочных дисперсно-армированных бетонов должны соблюдаться следующие условия: необходимое количество одинаковых волокон высокой прочности; хорошее сцепление волокон с раствором и бетоном; равномерное распределение волокон по всему объему матрицы; химически инертная матрица по отношению к волокнам; высокий модуль упругости волокна по сравнению с матрицей; стремление к ориентированному распределению волокон в матрице [26, 35, 45, 83-84].

Однако не все виды волокон соответствуют требованиям для использования в качестве армирующего материала для бетона. Следует учитывать их прочность, деформационные свойства, химическую стойкость, адгезию к бетону, коэффициент линейного расширения и другие показатели. В настоящее время используются в основном следующие типы волокон: короткие волокна из тонкой стальной проволоки, стеклянные и базальтовые волокна, а также волокна на основе полипропилена.

Армирование бетонных конструкций стальным волокном с модулем упругости, превышающим модуль упругости бетона в 6 раз, является наиболее эффективным. Стеклянные волокна (диаметр от 8 до 10 мкм) обладают прочностью, соответствующей высокоуглеродистой холоднотянутой проволоке (1,8 – 2,5 ГПа), и при этом они в 3,5 раза легче. Модуль упругости стекловолокнистых материалов ниже, чем у стали, но примерно в 3 раза превышает начальный модуль упругости бетона (30 ГПа). Базальтовые волокна обладают высокой прочностью на разрыв, сравнимой с прочностью высокопрочных стеклянных волокон, и их модуль упругости выше на 15-20% по сравнению со стеклянным волокном. Эти данные подчеркивают эффективность использования также стеклянных и базальтовых волокон в качестве армирующего материала.

Синтетические волокна на основе полипропилена обладают повышенной деформативностью (удлинение при разрыве 10-25%). Модуль упругости

синтетических волокон составляет не более 0,25 модуля упругости обычного бетона. Поэтому волокна из полипропилена не пригодны для эффективного дисперсного армирования, но могут применяться при локальных ремонтных и восстановительных работах несущих конструкций.

В работе [85] предложено разделять волокна, используемые для дисперсного армирования бетонов, на два типа: низко модульные и высоко модульные. Высоко модульные волокна имеют модуль упругости при растяжении выше, чем армирующая ими матрица, а низко модульные – ниже. При использовании в бетоне низко модульных волокон преимущественно увеличивается его ударная вязкость. Для второго типа волокон наблюдается повышение прочности бетона на растяжение, увеличение модуля упругости армированного бетона и его сопротивления динамическим нагрузкам.

Исследования [85] показали, что для увеличения физико-механических характеристик бетонов могут быть использованы также и углеродистые волокна. Такие волокна имеют повышенную стойкость к коррозии, также увеличивают прочность цементного камня на растяжение и его модуль упругости.

Основные физико-механические характеристики волокон, применяемых для дисперсного армирования бетона, представлены в таблице 1.1 в соответствии с данным [8, 85-91].

Таблица 1.1 - Физико-механические характеристики волокон

Тип волокна	Плотность, кг/м ³	Прочность на растяжение, ГПа	Модуль упругости, ГПа	Удлинение при разрыве, %
<u>Низко модульное волокно:</u>				
1. Полипропиленовое	900	0,4-0,77	3,5-8	10-25
2. Полиэтиленовое	950	0,7	1,4-4,2	10
3. Нейлоновое	1100	0,77-0,84	4,2	16-20
4. Акриловое	1100	0,21-0,42	2,1	25-45
5. Полиэфирное	1400	0,73-0,78	8,4	11-13
6. Хлопковое	1500	0,42-0,7	4,9	3-10
<u>Высоко модульное волокно:</u>				

7. Углеродное	2000	2,0	245	1
8. Асбестовое	2600	0,91-3,1	68-70	0,6
9. Стеклоанное	2600	1,05-3,85	70-80	1,5-3,5
10. Базальтовое	2600	1,6-3,6	80-110	1,4-3,6
11. Стальное	7800	0,80-3,15	200	3-4

Для наглядности ниже представлены изображения основных видов волокон (см. рисунок 1.7).

а



б



в



г



д



е



ж



з



и



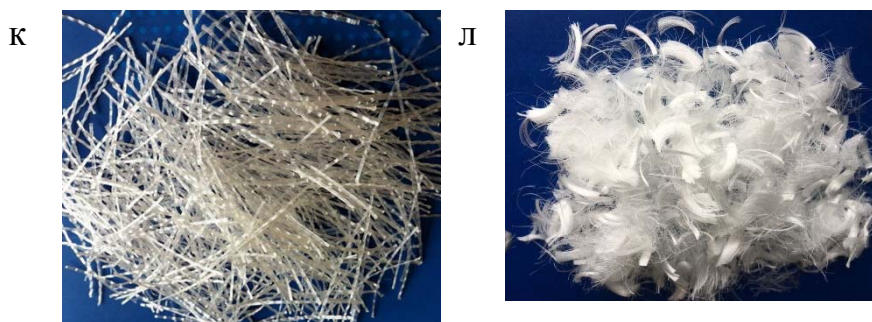


Рисунок 1.7 – Фотографии волокон

а – стальное; б – базальтовое; в – стеклянное; г – асбестовое; д – углеродное; е – хлопковое;

ж – полиэфирное; з – акриловое; и – нейлоновое; к – полиэтиленовое; л – полипропиленовое

Тем не менее, не все упомянутые виды волокон соответствуют требованиям, предъявляемым к материалам для дисперсного армирования. При выборе армирующих волокон необходимо учитывать такие критерии, как прочность, деформативность, химическая стойкость, способность сцепления с бетоном, коэффициент линейного расширения и т.д.

Изучение характеристик образцов, изготовленных из стальных, стеклянных, базальтовых волокон, а также определенных видов органических волокон, вызывает наибольший интерес для их эффективного применения в строительстве. Сравнение эффективности применения волокна различного вида на свойства бетонов целесообразно проводить отдельно для низко модульных и высоко модульных волокон.

Армирование бетонных конструкций волокнами может сочетаться с армированием обычными стальными и композитными стержнями, устанавливаемыми в наиболее напряженных частях конструкции. Волокна в бетоне могут быть распределены хаотично или ориентированы в соответствии с направлением усилий, возникающих в конструкции, и технологическими возможностями. Совместная работа волокна с бетоном обеспечивается за счет их сцепления по поверхности волокна.

Как известно, бетоны, применяемые для фибробетонных конструкций, характеризуются по классификации на тяжелые и мелкозернистые. Заметное влияние на прочность оказывает крупность заполнителя. Крупность фракций бетона не должна превышать $1/2,5$ длины фибр и значения, определяемого по формуле согласно данным [55, 92]:

$$C_{\max} \leq 5,33 \sqrt{\frac{d_f^2 \cdot l_f}{100 \mu_f}} \quad (1.1)$$

где d_f – диаметр фибр, μ_f – объемный коэффициент армирования, l_f – длина фибр.

Например, у бетона на гранитном щебне с крупностью зерен до 20 мм прочность при изгибе возрастает почти на 46%, а у бетона на таком же щебне с крупностью зерен до 38 мм увеличение ее не превышает 30%. Поэтому рекомендуется использовать мелкий щебень с размером зерен не более 10-20 мм для приготовления бетонов с дисперсным армированием [93].

Как и в случае с обычным бетоном, прочность заполнителя, его форма и текстура поверхности гранул влияют на прочностные свойства бетона. В большей степени это проявляется в прочности на растяжение и на изгиб, в меньшей – на сжатие.

При фибровом армировании существенную роль играет характер расположения волокон в бетоне. Обычно их размещение по сечению носит хаотичный характер, однако в ряде случаев формование оказывает влияние на расположение волокон. Так при горизонтальном формовании элементов немалая часть волокон располагается непосредственно вдоль траекторий напряжения, тогда как у вертикального отформованных – волокна располагаются под прямым углом к направлениям напряжений, и весьма в малой степени способствуют повышению прочности на изгиб.

Величина сцепления между волокнами и матрицей имеет первостепенное значение для механических характеристик дисперсно-армированного бетона. При формовании необходимо тщательно осуществить уплотнение смеси с целью обеспечения надежного контакта между цементным тестом и поверхностью

волокон. Особенно это важно для минеральных волокон, которые представляют собой пучки с множеством фибронитей. В этом случае целесообразно применять смеси с высокой подвижностью, чтобы цементное тесто со всех сторон обволакивало отдельные волокна.

Металлические волокна имеют с матрицей только физическую или физико-механическую связь, если на их поверхности имеются неровности. Для того, чтобы усилить сцепление с бетоном, стальной проволоке придают определенный профиль, изгибают вдоль оси или создают анкерные загибы по концах волокна. В некоторых случаях используется химическая обработка поверхности проволоки для придания ей шероховатости. Так, величина сцепления обработанной проволоки в среднем в 5 раз больше, чем необработанной [8]. Между стальными волокнами и матрицей не происходит химической реакции. Это характерно также и для многих полимерных волокон, таких как полипропилен, нейлон и т.д.

Стекловолоконное или какое-либо другое, содержащее его включения, имеют иную связь с матрицей. В процессе выдерживания бетона до достижения необходимой прочности наблюдаются химические изменения на молекулярном уровне, связанные с взаимодействием этих материалов (матрицы и волокна). В бетоне стеклянные волокна обычно располагаются линзами или лентами разных размеров. Такая лента отличается неравномерной плотностью, в результате чего в ней кое-где остаются свободные, не заполненные цементным тестом пространства. Однако, при дальнейшем твердении эти пространства заполняются кристаллическими новообразованиями (гидроокись кальция). На ранних стадиях твердения в фибробетоне со стеклянными волокнами зона действительного контакта волокон с матрицей меньше геометрической площади поверхности волокон из-за дискретного характера образования структур гидросиликата кальция. Постепенно по мере гидратации цемента этот контакт возрастает. В качестве стеклянной дисперсной арматуры должно применяться щелочестойкое волокно, так как степень коррозии поверхности волокна в значительной степени влияет на потерю его прочности.

Базальтовое волокно, как минеральное, также вступает в реакцию с продуктами гидратации цементной матрицы, но реакция протекает весьма ограничено. Интенсивность взаимодействия базальтового волокна с цементной матрицей имеет затухающий характер. Характер взаимодействия волокон с щелочным раствором обусловлен адсорбцией труднорастворимых гидросиликатов и гидроалюминатов кальция на поверхности волокон. Эти процессы приводят к увеличению размеров имеющихся поверхностных дефектов и появлению новых. Такие дефекты существенно снижают прочность волокон, с течением времени происходит уменьшение диаметра волокна, что приводит к значительному снижению эффекта армирования матриц волокном [94].

Существует несколько способов предотвращения разрушения волокон: применение полимербетона, малощелочных вяжущих и минеральных добавок, способных снизить агрессивное воздействие среды; изменение структуры волокна, включая подшихтовку, термическую обработку, ионообменную обработку, обработку поверхности водными растворами солей и другие методы. Самым распространённым методом является добавление материалов, содержащих кремнезем, благодаря их высокой активности в щелочной среде гидратирующего цемента [94, 95].

Для изготовления бетонов, армированных волокнами, важно равномерное распределение их в растворе. Однородное распределение волокон по всему объёму матрицы зависит от соотношения длины волокон к диаметру, объёмного коэффициента армирования (μ), размеров частиц заполнителя, его количества, технологии введения волокна в смесь, а также методов перемешивания (рисунок 1.8). Структура получаемого материала должна препятствовать росту наиболее опасных трещин, которые формируются на уровне микроструктуры бетонной матрицы.

Сложность приготовления дисперсно-армированной смеси заключается в том, что волокна при смешивании сбиваются в комки, называемые «ежами» (рисунок 1.8). Такие «ежи» создают резкую неоднородность смеси, затрудняют дальнейшие технологические операции и, вследствие неравномерного

распределения дисперсной арматуры в бетоне ухудшает качество изделий. Этот эффект наблюдается при использовании практически всех видов волокон, независимо от типа используемого вяжущего. Такая неоднородность структуры материала может привести к тому, что статические испытания на растяжение или изгиб не покажут увеличения прочности материала, а в некоторых случаях могут даже привести к его снижению. В исследованиях [96] указывается, что на распределение дисперсной арматуры в бетоне влияют следующие факторы: последовательность операций при перемешивании; компоненты бетона и их пропорции; общее количество арматуры; жесткость волокон (отношение l/d , где l и d – длина и диаметр волокна). «Ежи» могут состоять не только из переплетенных между собой волокон, но и содержать другие компоненты бетона, такие как песок, цемент и крупный заполнитель. Для снижения комкования следует: снижать время перемешивания смеси при наличии в ней армирующих волокон; рекомендуется вводить волокна в предварительно приготовленную смесь; равномерно вводить волокна в смеситель, не допуская их скапливания в месте ввода. Минеральные и синтетические волокна меньше комкуются при перемешивании по сравнению с металлическими волокнами, поэтому перед добавлением их в бетонную смесь не требуется просеивать их через сито.

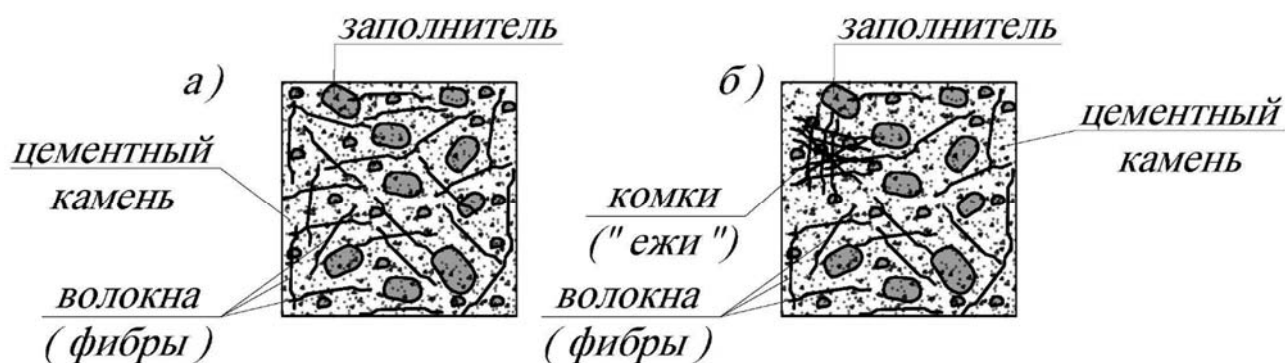


Рисунок 1.8 – Схема дисперсно-армированного бетона:

- а) равномерное распределение волокон по объему матрицы; б) неравномерное распределение волокон по объему матрицы (образование комков)

Относительная длина (отношение длины к диаметру) металлических и неметаллических волокон имеет важное значение для получения дисперсно-армированного бетона.

Изготовление стальных волокон происходит путем различных методов, включая резку проволоки отработанных стальных канатов, рубку стального листа и фрезерование металлических заготовок. Наибольшее распространение получили отрезки стальной проволоки различной длины (от 30 до 160 мм) и диаметра (от 0,3 до 1,6 мм). Существует три состояния массы стальных фибр, помещенной в какой-либо объем. При первом состоянии ($l \leq 50d$) масса обладает сыпучестью, а приготовление однородной смеси не вызывают затруднений. Второе состояние ($l = (80 \div 120)d$) характеризуется сцеплением и последующем рассыпанием при встряхивании комков волокон. Использование стандартных бетоносмесителей ограничено соотношением $\mu = 2,5d/l$ для вводимой фибровой арматуры. В третьем состоянии ($l \geq 200d$) связность массы волокон достигает такого уровня, что затруднительно проведение смешивания бетона с армирующими волокнами.

Как показывают опыты, наиболее выгодным соотношением является $l/d = 100$. Отмечено, что равным значениям $\mu l/d$ (μ – объемный коэффициент армирования) при равных прочих условиях соответствуют одинаковые значения прочности. Это означает, что уменьшение длины волокон может компенсироваться увеличением содержания армирующих волокон в бетоне, а увеличение длины, наоборот, может позволить снизить её расход [35].

Базальтовые волокна получают из природного материала (базальта) путем вытягивания расплавленного базальта через фильеры плавильного сосуда с получением в конечном счете комплексной нити, перерабатываемой в ровинг с заданным числом сложений. Для армирования бетонных матриц применяются грубые базальтовые волокна диаметром от 80 до 400 мкм и длиной от 3 до 100 мм. Использование базальтового ровинга (пучка) при армировании бетона является наиболее эффективным, но требуются значительные энергозатраты. Однако, чаще используется базальтовое волокно, полученное центробежно-дутьевым способом [97]. Наиболее эффективной длиной базальтового волокна при дисперсном

армировании бетона является 3-15 мм, при этом важно, чтобы длина волокна была в два раза больше диаметра самого крупного заполнителя.

Рабочий диапазон объемного содержания стального волокна в дисперсно-армированном бетоне находится, как правило, в пределах от 1 до 1,5%. Более высокий процент армирования не всегда является обоснованным, так как при этом повышается трудоемкость изготовления конструкции. Объемное содержание базальтовых волокон рекомендуется принимать в пределах от 3 до 5% при хаотичном армировании бетона, а в случае направленного армирования эти значения могут быть увеличено до 10...12%.

Для исключения хрупкого разрушения конструкций важно знать минимальные границы объемного содержания фибры (μ_{min}). На рисунке 1.9 приведены условные диаграммы деформаций образцов вплоть до полного их разрушения. Для неармированного бетона момент образования трещины соответствует, как правило, моменту исчерпания его несущей способности, после достижения критической нагрузки наблюдается хрупкое разрушение. В образцах, армированных волокнами, длина которых меньше удвоенного значения необходимой длины их анкеровки ($l_f \leq 2l_{an}$), после возникновения трещины фиксируется выдергивание фибр из бетона, имеет место релаксации напряжений, на диаграмме появляется ниспадающий участок. При $l_f > 2l_{an}$ часть пересекающих трещину волокон воспринимает действующую нагрузку, при этом напряжения в бетоне повышаются до исчерпания несущей способности волокон. Затем происходит разрушение материала вследствие выдергивания оставшейся части волокна с появлением характерной ниспадающей ветви на диаграмме (рисунок 1.9). При направленном армировании характер диаграммы аналогичен, но уровень воспринимаемой нагрузки соответственно выше (рисунок 1.9).

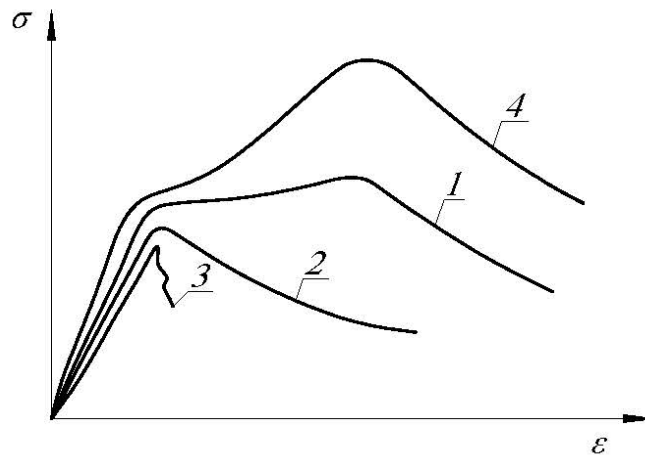


Рисунок 1.9 – Условные диаграммы деформации армированных и неармированных бетонных образцов при растяжении:

- 1 – армирование волокнами при $l_f > 2l_{an}$; 2 – армирование волокнами при $l_f \leq 2l_{an}$;
3 – неармированный образец; 4 – армирование направленное и непрерывное

Согласно данным [98] при отношении $l_f/d_f=100$ минимальные значения объемного содержания фибр (μ_{min}), которые соответствуют работе образцов согласно диаграмме деформирования (рисунок 1.9), можно определить по формуле:

$$\mu_{f \min} = \frac{R_{bt}}{R_f \lambda_{or} \lambda_{an} + R_{bt} - 2nR_{bt} \lambda_{or}}, \quad (1.1)$$


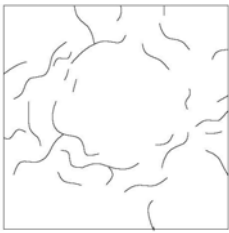
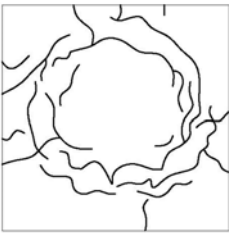
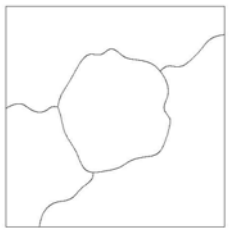

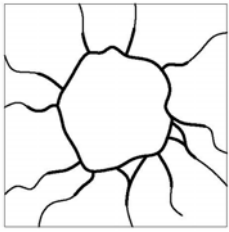
где R_{bt} , R_f – прочность при растяжении бетона и фибр; λ_{or} , λ_{an} – коэффициенты ориентации и анкеровки фибр в образцах; $n=E_f/E_b$; E_f и E_b – модуль упругости фибр и бетона соответственно.

При таком минимальном уровне объемного армирования усилие, возникающее в сталефибробетонном изгибаемом элементе в момент возникновения трещины, воспринимается в сжатой зоне сечением сталефибробетона, а в растянутой зоне только волокнами (фибрами).

Величина μ_{min} является критической для конструкций, для которых допускается работа за пределом упругой стадии (с учетом возникновения трещин), но при исключено хрупкое разрушение. Отмечено, что при объемном содержании волокна в материале ниже минимального, эффект дисперсного армирования проявляется в уменьшении деформаций, возникающих при усадке бетона.

При рабочем уровне объемного содержания волокон в бетоне происходит более равномерное распределение возникающих усилий в конструкции, что предотвращает развитие крупных трещин. На основе опытов при воздействии ударной нагрузкой [99] установлено, что в дисперсно-армированной плите максимальная ширина раскрытия трещины, глубина её проникновения в тело материала меньше, чем в аналогичной плите из железобетона. Характер разрушения плит приведен на таблице 1.2.

Таблица 1.2. Схема появления трещин при воздействии ударной нагрузкой

Вид элемента	Схема появления трещин			Характер разрушения
	На начальном этапе	В процессе	На последнем этапе	
Дисперсно армированная плита				Короткие неорганизованные трещины, которые обрели очертание двойного кольца с лучами, но полностью не сомкнулись. Ширина раскрытия трещины достигла 0,15мм
Железобетонная плита				Кольцевая трещина с лучами новых трещин. Ширина раскрытия трещины достигла 0,5мм

В результатах работ Рабиновича Ф. Н. [8, 35] была построена оптимальная модель структуры дисперсно-армированных бетонов. Модель структуры бетона, образованного ячейками кубической формы (рисунок 1.10), наиболее близко подходит составу дисперсно-армированного бетона при существующих

технологиях производства смеси. На рисунке 1.11 показана зависимость, которая позволяет определить необходимые расчетные параметры структуры дисперсно армированных бетонов в зависимости от изменения геометрических характеристик исходных компонентов. Основными показателями на рисунке 1.11 являются μ_f , l_f , d_f , c_f – объемное содержание, длина, диаметр фибры и размер ребра (куба) структурной ячейки соответственно.

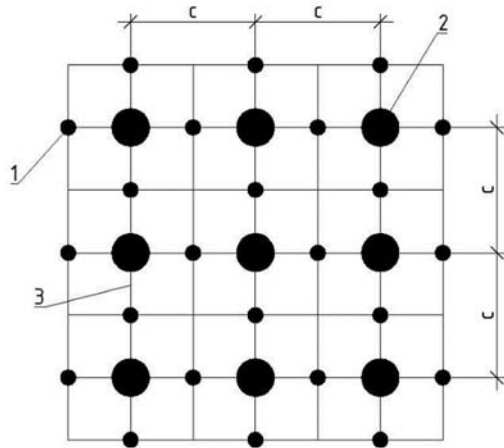


Рисунок 1.10 – Структурная модель дисперсно-армированного бетона, образованного ячейками кубической формы (фрагмент плоского отображения пространственного объема): 1 – геометрический центр фибры; 2 – макроскопическая неоднородность в виде шара; 3 – линия, соединяющая центр макроскопических неоднородностей с центрами фибр

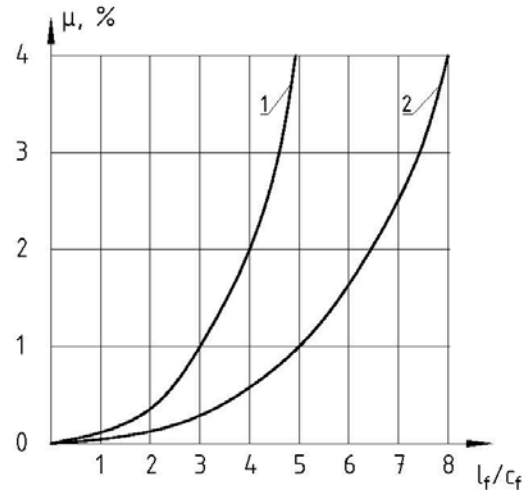


Рисунок 1.11 – График зависимости μ_f - l_f/c_f :
1 и 2 – для $l_f/d_f=50$ и 100 соответственно

Исследования механических свойств дисперсно-армированных бетонов на основе стального волокна приведены в работах [33, 36, 85, 100-104]. Экспериментальные исследования данных работ сведены в таблицу 1.3. Данные показывают, что введение стальных волокон в бетон повышает его прочностные

характеристики. Стоит отметить, что улучшение свойств зависит от параметров дисперсного армирования, таких как расход, соотношения между параметрами волокна и структурой матрицы.

В результатах работы [100] было установлено, что увеличение процента армирования более 2% значительно не увеличивает кубиковую и призмную прочность, а в некоторых случаях даже её снижает.

Таблица 1.3 – Влияние стального волокна на механические свойства тяжелых бетонов

Изменение прочности дисперсно-армированного бетона относительно обычного бетона при испытании на:				Расход волокна $\mu_f, \%$	Источник	Примечание
Изгиб (первая трещина), %	Растяжение при изгибе, %	Сжатие, %	Срез, %			
Стальное волокно						
-	+50...100	+10...50	-	1,0...2,0	[33, 101-103]	Использовался бетон класса В30
-	-	+10...40	-	2,5	[100]	Использовался бетон класса В80
+50...60	-	-	-	0,5...1,0	[36]	Использовался бетон класса В30
+50	+100	+25	+75	2,0	[85, 104]	Использовался бетон класса В25...30

Исследования [33, 36, 85, 100-104] показывают, что при соотношении $l/d=100$ объемный коэффициент армирования составляет 1,5-2,0% для получения однородной смеси. По мере увеличения объемного содержания волокна происходит снижение удобоукладываемости бетонных смесей. Повысить уровень удобоукладываемости можно путем увеличения водоцементного отношения (В:Ц) и добавления различных пластифицирующих добавок. Результаты исследований [105], представленные на рисунке 1.12, показывают, что введение фибры в бетонную смесь снижает её удобоукладываемость, а введение различных пластифицирующих добавок напротив улучшает этот показатель.

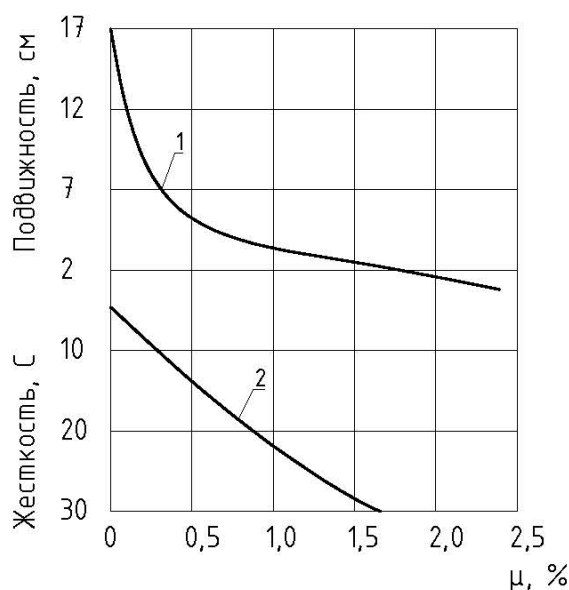


Рисунок 1.12 - Зависимость между процентом армирования и жесткости/подвижности смеси:

1 – удобоукладываемость смеси со стальными волокнами без пластифицирующей добавки; 2 – то же, с добавкой

Для изготовления бетонов, армированных базальтовыми волокнами, в основном применяются те же технологические методы, как и для стальных фибр. Неметаллические волокна менее склонны к образованию комков при перемешивании, чем металлические. Для того, чтобы улучшить подвижность смеси и предотвратить её расслаиваемость, следует применять пластифицирующие добавки, способствующие сохранению требуемого значения водоцементного отношения и заданной прочности без добавления воды затворения [107]. При хаотичном армировании оптимальное объемное содержание неметаллических волокон в бетонной смеси варьируется от 3 до 5%. В целом, исследования механических свойств бетонов на основе базальтового волокна носят различный характер, что объясняется разным составом и технологией производства смеси [38, 46, 47, 50, 106-109]. Результаты экспериментальных исследований данных работ сведены в таблицу 1.4.

В работах [50, 106, 108] установлено, что при добавлении базальтовых волокон предельных значения деформаций при сжатии и растяжении увеличиваются, что способствует увеличению пластичности разрушения.

В работе [106] отмечено, что использование базальтовых волокон приводит к снижению деформаций усадки фибробетона на 60% по сравнению с обычным бетоном. Данное снижение связано с созданием высокоплотной матрицы при оптимальном уровне дисперсного армирования волокнами (4,0%) и воздействием нанокремнезема на структуру модифицированного фибробетона. Характер разрушения базальтофибробетона оптимального состава отличается увеличением псевдопластических деформаций. Также в работах [38, 106] отмечено, что при дальнейшем увеличении дисперсного армирования до 6% приводит к комкованию смеси и снижению прочности в среднем на 15-20%.

Таблица 1.4 – Влияние базальтового волокна на механические свойства тяжелых бетонов

Изменение прочности дисперсно-армированного бетона относительно обычного бетона при испытании на:				Расход волокна $\mu_f, \%$	Источник	Примечание
Растяжение (осевое) %	Прочность при изгибе (растяжение при изгибе), %	Сжатие, %	Срез (раскалывание), %			
Базальтовое волокно						
-	+65	+35	-	0,3...6,0	[106]	Наилучшие показатели даны для $\mu=4,0\%$;
-	+60...85	+30...35	-	1,0...5,0	[47, 107]	Наилучшие показатели даны для $\mu=3,0...4,0\%$;
-	-	-	+25...28	0,05...0,3	[50]	Наилучшие показатели даны для $\mu=0,3\%$;
-	+30...35	+7,5...8,0	+40	0,25...1,0	[108]	Наилучшие показатели даны для $\mu=1,0\%$;
-	+20	+40	-	0,6...2,5	[38, 109]	Наилучшие показатели даны для $\mu=1,4\text{кг/м}^3$;
+55	-	-	-	5,0	[46]	

Кроме того, имеется ряд работ, авторы которых исследуют влияние комбинированного дисперсного армирования. Так, в работах [10, 110-112] применена различная комбинация волокон, принимая во внимание их геометрические параметры и физико-механические свойства. Анализ данных [113-117] показывает, что при варианте полидисперсного армирования можно получить композитный материал, который будет превышать прочность моноармированного фибробетона при одинаковом общем проценте дисперсного армирования. В работе [111] предложено использовать стальные волокна в количестве 5,0% по массе и синтетического волокна в количестве 1,0%. Данный материал по результатам испытаний [111] обладает прочностью на растяжение при изгибе на 25% больше, чем при использовании только стальных волокон. В случае использования комбинации из трех видов волокон, например стальной проволоки двух разных диаметров и синтетического волокна, можно повысить прочность на растяжение при изгибе дисперсно-армированного бетона на 28%.

В работе [118] было исследовано применение стального и базальтового волокна одновременно. При такой комбинации был установлен оптимальный коэффициент армирования для стальной и базальтовой фибры (2 и 2% соответственно) при котором повышение прочности на сжатие составило 35%, а на растяжение при изгибе – 79%.

1.4 Выводы по первой главе

На основе материала, изложенного в текущей главе, можно сделать следующие выводы:

1. Добавление дисперсных волокон в состав бетонной смеси позволяет значительно повысить прочностные и деформационные свойства бетона. Большое значение имеет материал, структура и геометрия дисперсных волокон, а также их объемное содержание в бетонной смеси.
2. Установлено, что для эффективного дисперсного армирования бетонных и железобетонных конструкций наибольший интерес представляют фибры, полученные на основе стального и базальтового волокна.
3. Перспективной областью исследования дисперсно-армированных бетонов является изучение различных комбинаций из волокон разных видов, наполнителя, различных добавок, для достижения наилучших прочностных показателей, трещиностойкости, усадки и т.д.
4. Применение дисперсно-армированного бетона эффективно в конструкциях, к которым предъявляются требования высокой трещиностойкости, сопротивляемости знакопеременным и ударным нагрузкам, а также в конструкциях сложной геометрической формы.

Однако, результаты исследований составов, технологии изготовления дисперсно-армированных бетонов носят неоднозначный характер и указывают на необходимость их уточнения применительно к тяжелым бетонам.

ГЛАВА 2. РАСЧЕТНЫЕ ТЕОРИИ ДИСПЕРСНО-АРМИРОВАННОГО БЕТОНА

В данной главе рассмотрены существующие подходы к расчету прочности элементов из дисперсно-армированных бетонов в отечественной и зарубежной практике. Дан обзор нормативных документов, которые регламентируют и устанавливают требования к дисперсно-армированным бетонам.

Рассмотрен вариант деформационной модели, которая учитывает неоднородное дисперсное армирование.

2.1. Расчет по прочности элементов дисперсно-армированных бетонов

Развитие отечественных и зарубежных нормативных документов, которые устанавливают требования к дисперсно-армированным бетонам, а также к методам расчета и проектирования, представлены в таблице П.1 (Приложение №1).

В нормативных документах [54, 55] «в качестве расчетных диаграмм деформирования дисперсно-армированного бетона при осевом сжатии принимают криволинейную, в том числе с ниспадающей ветвью, или упрощенную трехлинейную диаграмму с параметрическими точками сжатого дисперсно-армированного бетона как для обычного бетона. Сжимающие напряжения дисперсно-армированного бетона в зависимости от относительных деформаций укорочения определяют, как для обычного бетона. А в качестве рабочих диаграмм деформирования дисперсно-армированного бетона при осевом растяжении принимают упрощенную трехлинейную диаграмму (рисунок 2.1). Растягивающие напряжения дисперсно-армированного бетона определяются в зависимости от относительных деформаций по формулам (5.3, 5.4, 5.5) норм» [55].

Основные прочностные характеристики материала:

1. Нормативное значение сопротивления дисперсно-армированного бетона осевому сжатию $R_{fb,n}$;

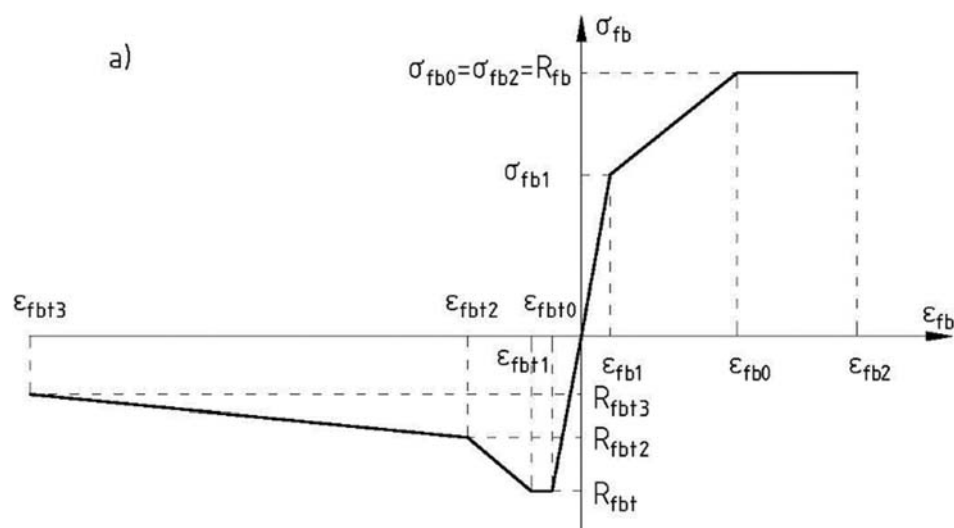
2. Нормативное значение сопротивления дисперсно-армированного бетона осевому растяжению $R_{fbt,n}$;
3. Нормативное значение остаточного сопротивления дисперсно-армированного бетона осевому растяжению $R_{fbt2,n}$;
4. Нормативное значение остаточного сопротивления дисперсно-армированного бетона осевому растяжению $R_{fbt3,n}$.

Нормативные и расчетные значения сопротивления дисперсно-армированного бетона осевому сжатию принимаются согласно нормам [119] для аналогичного класса обычного бетона.

Нормативные значения сопротивления дисперсно-армированного бетона осевому растяжению и остаточного сопротивления дисперсно-армированного бетона осевому растяжению определяют по результатам испытаний контрольных образцов на осевое растяжение.

Согласно нормам [54, 55], эпюру напряжений в сжатой зоне дисперсно-армированного бетона принимают треугольной формы (как для упругого тела), а для растянутой зоны – трапециевидной формы (рисунок 2.2), отражая, тем самым, упругопластический характер работы элемента.

а)



б)

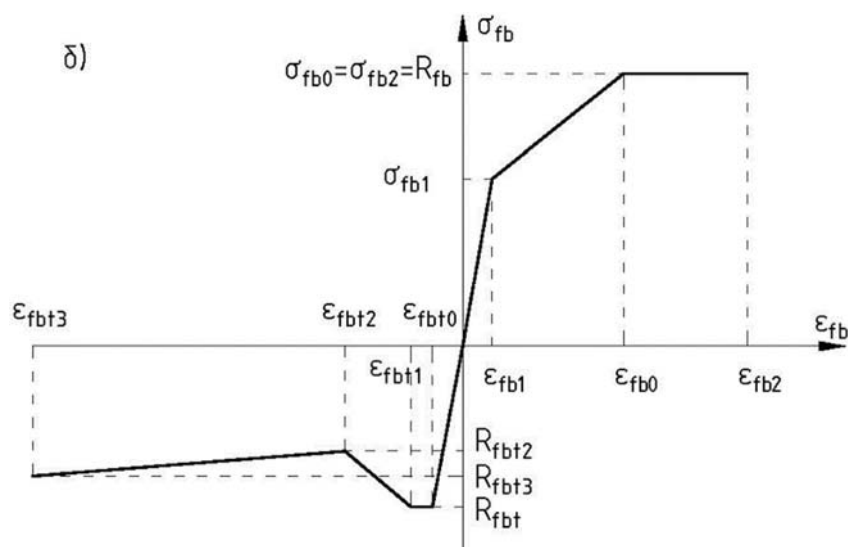


Рисунок 2.1 – Диаграммы деформирования дисперсно-армированного бетона при сжатии и растяжении:

а) / < 1; б) / > 1;

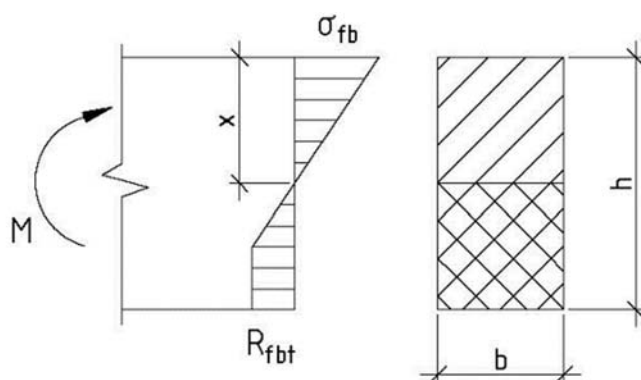


Рисунок 2.2 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента прямоугольного сечения без арматуры при его расчете на прочность

Расчет изгибаемых элементов дисперсно-армированного бетона по предельным усилиям производят из условия:

$$M \leq M_{ult}, \quad (2.1.1)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки;

M_{ult} – предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента.

$$M_{ult} = R_{fbt} W_{pl}. \quad (2.1.2)$$

Для дисперсно-армированного элемента упругопластический момент сопротивления прямоугольного сечения для крайнего растянутого волокна (без рабочей арматуры) определяется по формуле:

$$W_{pl} = \frac{bh^2}{3,6}. \quad (2.1.3)$$

Расчет по прочности нормальных сечений дисперсно-армированных элементов с рабочей арматурой производят в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны дисперсно-армированного бетона. Значение граничной относительной высоты сжатой зоны определяют с учетом относительных деформаций и значения предельных относительных деформаций арматуры.

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{fb2}}}, \quad (2.1.4)$$

где ω – характеристика сжатой зоны дисперсно-армированного бетона (коэффициент полноты эпюры напряжений сжатой зоны).

При расчете изгибаемых дисперсно-армированных элементов прямоугольного сечения с рабочей арматурой (рисунок 2.3), значение M_{ult} и высоту сжатой зоны определяют согласно норм [54, 55]:

$$M_{ult} = R_{fb} bx(h_0 - 0,5x) - R_{fbt3} b(h - x) \cdot \left(\frac{h - x}{2} - a\right),$$

$$x = \frac{R_s A_s + R_{fbt3} bh}{(R_{fb} + R_{fbt3})b}. \quad (2.1.5)$$

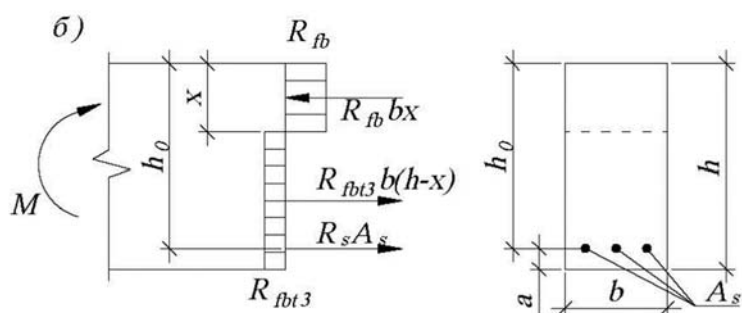


Рисунок 2.3 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого элемента прямоугольного сечения с арматурой при его расчете на прочность

2.2. Анализ расчетных теорий дисперсно-армированного бетона

Основы механической теории расчета дисперсно-армированного бетона были заложены профессором В.П. Некрасовым [120]. Также значительный вклад принадлежит исследователям США, в первую очередь, Дж. Ромульди, который развил расчетный подход, известный как теория интервала [121].

Применение механики композиций к описанию деформативных характеристик дисперсно-армированного бетона развито в теории армирования, разработанной Д.С. Аболиньшем [122] для случаев ортогонального армирования. Существуют зависимости, разработанные на основании фундаментальных соотношений теории композиций и для описания прочности фибробетонов по правилу смесей [80].

Трудности описания свойств изучаемого материала с помощью физических моделей привели некоторых авторов [123] к выводу о целесообразности изучения материалов как абстрактного объекта или слабо организованной системы, используя методы теории планирования эксперимента. При полном учете действующих факторов такой подход является по сути эмпирическим, но может обеспечить адекватное описание свойств материала.

Большой общностью является статический подход, предложенный С.Д. Волковым и М.Л. Комиссаровой [124], который дает возможность учитывать

случайный фактор при хаотическом дисперсном армировании. Отмечено, что для его применения требуется обоснование вида моментных тензорных функций, причем указанная задача допускает линеаризацию только в случае малых дисперсий случайных величин, что не достигается в рассматриваемом случае [80].

Для фибробетонов, армированных высокопрочным волокном, имеется подход [125], учитывающий характер разрушения этих материалов, состоящий в выдергивании волокон, потерявших сцепление, из матрицы. Такой подход базируется на критерии предельного напряжения сцепления, аналогичном идеи критического поверхностного натяжения, развитом в теории адгезионных пар.

Основная задача расчетной теории – это установить связь параметров материала с его свойствами в виде математических зависимостей. Далее в работе будут рассмотрены основные современные расчетные подходы, базирующиеся на принципах механики разрушения.

В основу теории, основанной на концепции интервалов, положены выводы, сделанные из теории хрупкого разрушения, созданной Гриффитсом [126], продолженной Ирвином и Орованом [127, 128]. Суть теории состоит в том, что прочность бетона или раствора может быть увеличена повышением жесткости композиции, а также уменьшением размера стабильной трещины или снижением интенсивности напряжений в вершине трещины. Данный эффект достигается введением в упрочняемый материал близкорасположенных высокомодульных волокон, которые блокирует появление трещин. В работе [126-128] приводится расчетная схема, показано соответствие ожидаемого эффекта экспериментальным данным для длинных струн. Также было доказано, что аналогичный результат можно получить при добавлении коротких игольчатых волокон, хаотично расположенных в объеме материала.

В работе [129] представлена формула, определяющая понятие «интервала». Данная формула основана на предположении о равномерном распределении армирующих волокон в объеме материала и их равновероятностном распределении по углам:

$$S = \sqrt[3]{\frac{V}{N \cdot K}}, \quad (2.2.1)$$

где N – количество волокон в объеме материала (V);

K – коэффициент эффективности волокон, вычисленный путем усреднения вклада волокон с различной ориентацией в объеме материала.

Считается, что прочность на растяжение бетонных материалов, армированных проволокой, зависит от среднего расстояния между геометрическими центрами проволоки [121, 130]. Прочность материала возрастает при уменьшении расстояния между волокнами, хотя объемное содержание волокон в нем может оставаться неизменным за счет использования более тонких армирующих волокон. На основании проекции произвольно ориентированного элементарного волокна в системе пространственных координат было установлено, что в работе материала в любом заданном направлении может принять эффективное участие только 41% таких волокон. Среднее расстояние между геометрическими центрами может быть выражено следующим образом через параметры арматуры:

$$S = 13,8d \sqrt{\frac{1}{\mu}}, \quad (2.2.2)$$

где d – диаметр арматуры;

μ – объемный коэффициент армирования.

Установлено, что при расстоянии между волокнами менее 1,25 см происходит заметное увеличение прочности бетона при растяжении [130, 131].

Формула Гриффитса для критического напряжения в случае плоской деформации имеет вид [132]:

$$\sigma_{cr} = \sqrt{\frac{2E \cdot \gamma}{\pi(1 - \nu^2) \cdot l}}, \quad (2.2.3)$$

где γ – удельная поверхностная энергия разрушения;

E – модуль упругости;

ν – коэффициент поперечной деформации;

l – полудлина трещины.

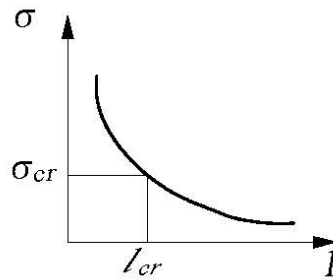


Рисунок 2.4 – Критическая диаграмма разрушения для задачи Гриффитса: l – длина полутрещины; σ – приложенная нагрузка

Если величину равновесной трещины считать равной интервалу распределения (расстоянию между блокираторами трещин), т.е. принять $l=S$ то получается, что прочность дисперсно-армированной хрупкой матрицы обратно пропорциональна квадратному корню из интервала (среднее расстояния между геометрическими центрами волокон) [121, 128]. Это условие описывает уровень напряжений, который определяет возможность распространения трещин в бетоне за пределы области, ограниченной соседними волокнами. Особый интерес представляют волокна с высоким отношением площади их поверхности к объему. В этом случае основное условие заключается в том, чтобы композиция вела себя как структурно единый материал. Для этого необходимо обеспечить сплошное и одинаково прочное сцепление на границе между волокнами и матрицей в процессе изготовления.

Теория интервала является физической теорией, поскольку описывает физические процессы развития и торможения трещин при разрушении материала. Однако, в данной теории волокна как силовые элементы игнорируются, поэтому прочность выражается лишь через геометрические параметры армирующих элементов. Такое допущение делает теорию пригодной только для оценочных расчетов, так как в ряде случаев она не подтверждается опытными данными [133]. Эта концепция нуждается в доработке, чтобы разработать зависимости, которые можно было бы использовать для проведения расчетов с необходимой точностью.

В работах [122, 129, 133] изучение дисперсно-армированного бетона рассматривают с позиции теории, основанной на механике композиционных сред. На основе теории композиций определяются упругие характеристики, используя закон совместного упругого деформирования компонентов («правило смесей»). В упругой области основными переменными являются модули упругости матрицы и волокон. Предполагается, что деформации в матрице, волокнах и композите одинаковые, то есть нет проскальзывания между составляющими. Нагрузка, прикладываемая к композиционному материалу, является суммой нагрузок, приложенных к двум компонентам [134, 135, 136].

Модуль упругости композита следующей формуле:

$$E_c = \mu_m E_m + \mu_f E_f, \quad (2.2.4)$$

Или

$$E_c = (1 - \mu_f) E_m + \mu_f E_f,$$

где E_m и E_f – модули упругости бетонной матрицы и волокон, соответственно; μ_m и μ_f – объемное содержание каждого компонента, т.е. матрицы и волокна, соответственно.

Напряжения в матрице равны:

$$\sigma_c = (1 - \mu_f) \sigma_m + \mu_f \sigma_f, \quad (2.2.5)$$

где σ_c , σ_m , σ_f – растягивающие напряжения композита, матрицы и волокна соответственно.

Рассмотренная модель является применимой только при следующих условиях: волокна непрерывны и ориентированы в направлении напряжений; форма волокна не учитывается; волокна полностью связывают бетонную матрицу перед образованием трещин; коэффициент поперечной деформации бетонной матрицы и волокна равен нулю; волокна и матрица линейно упруги, а их связь идеальна.

При расположении волокон дискретно и хаотично в матрице величину, представляющую долю объема волокон в формулах (2.2.4) и (2.2.5), умножают на

коэффициент эффективности (φ), который учитывает соотношение размеров армируемого элемента и длины волокна, вид и ориентацию волокон, степень их взаимодействия друг с другом и матрицей, а также степень дисперсности армирования [9]:

$$E_c = (1 - \mu_f)E_m + \varphi\mu_f E_f, \sigma_c = (1 - \mu_f)\sigma_m + \varphi\mu_f\sigma_f \quad (2.2.6)$$

Матрица и волокна влияют на восприятие растягивающей нагрузки в композитном материале. При достижении предела прочности композитного материала неизвестно, какая часть нагрузки воспринимается каждой фазой. Теоретическое выражение для определения предела прочности композитного материала, основываясь на предположении, что волокна распределены однородно и связь между волокнами и матрицей достаточно высокая по отношению к разрушению волокон, а также при допущении, что два компонента действуют независимо, имеет следующий вид:

$$\sigma_{fbt} = \mu_f\sigma_{f,u} + (1 - \mu_f)\sigma_{bt,u}, \quad (2.2.7)$$

где $\sigma_{f,u}$ – предел прочности волокон; $\sigma_{bt,u}$ – предел прочности на растяжение материала бетонной матрицы.

Учет фактического распределения ориентации волокон в телах конечных размеров представляет самостоятельную задачу, так как влияние ориентации весьма существенно, что подтверждается работами исследователей [122, 129, 133].

Теория механики композиционных материалов дает возможность достаточно достоверного описания упругих характеристик материалов на стадии работы без трещин (стадия сплошности). Однако, характерной стадией работы подобных материалов при эксплуатации является наличие трещин в бетонной матрице (упруго-пластическая стадия).

Согласно правилу смесей, в работах [137] выражена модифицированная формула для прочностных характеристик фибробетона:

$$R_{fbt} = (1 - \mu_f)R_{bt} + \lambda_{or}\mu_f\sigma_f \leq \lambda_{or}\lambda_{an}\mu_f R_f, \quad (2.2.8)$$

где R_{fbt} , R_{bt} , R_f – прочность при растяжении соответственно фибробетона, бетона и фибр (волокон);

σ_f – напряжение в фибрах в момент образования трещины;

λ_{or} , λ_{an} – коэффициент ориентации и анкеровки фибры с учетом пересечения расчетной плоскости соответственно.

Следует отметить, что правило смесей не учитывает особенностей изменений структуры матрицы композита. В работе [9] отмечено, что в результате введения волокна в бетон создаются зоны повышенной плотности бетона вблизи поверхности армирующих волокон. Также в работе Пухаренко Ю.В. [9] предложено видоизменить правило смесей, введя дополнительные данные, полученные в ходе исследований, путем введения в формулу прочности цементного камня контактной зоны:

$$R_{fbt} = (1 - 4,5\mu_f)R_{bt} + 2\varphi\mu_f\tau_f\frac{l}{d} + 3,5R_{к.з.}\mu_f, \quad (2.2.9)$$

где $R_{к.з.}$ – прочность контактной зоны на границе раздела бетонной матрицы и волокна;

l – длина фибры;

d – диаметр фибры;

τ – касательные напряжения на границе раздела бетонной матрицы и волокна.

Приведенные выше формулы (2.2.8), (2.2.9) носят эмпирический характер, не раскрывающий природы механического поведения композитного материала на стадии разрушения.

Рассматривая остальные расчетные подходы к описанию свойств материала, отмечено, что методы математического моделирования при определённых успехах и наглядности представления результатов имеют также некоторые недостатки. Наиболее принятым в настоящее время является использование для поверхностей отклика степенных полиномов ввиду большой простоты этих выражений [138]. Таким образом, в данном случае задача сводится к поиску коэффициентов регрессии. В случае, когда степень полинома достаточно высока, то возможно достижение высокой степени адекватности модели. Однако, следует учитывать,

что число действующих факторов велико и приходится ограничиваться невысокими степенями, что отрицательно влияет на результат. Данный подход не отражает механизма армирования и не позволяет прогнозировать свойства материала.

Теория, основанная на гипотезе наибольшего напряжения сцепления, определяет способ вклада армирующих волокон в сопротивление материала. Данный подход основывается на допущении о существовании некоторого предельного касательного напряжения, при повышении которого нарушается связь волокон и матрицы, т.е. исчерпывается сопротивление материала. Применение данной гипотезы подтверждается экспериментальными данными [139, 140].

Расчетное напряжение сцепления определяется по формуле [141]:

$$\tau_{сц} = \frac{F}{\pi \cdot d \cdot l}, \quad (2.2.10)$$

где F – усилие в волокне;

d – диаметр волокна;

l – длина линии контакта волокна и бетона.

При увеличении длины анкеровки (l) напряжение сцепления падает, что не соответствует физическому смыслу. Это объясняется тем, что разрушение в описываемой теории определяется как одновременная потеря сцепления всем участком заделки волокна, т.е. как мгновенный процесс. Получается, что значение выдерживающего усилия относится не к длине активной зоны эпюры сил сцепления, а к длине анкеровки, являющееся в данном случае произвольно задаваемой величиной. Данная теория предельного напряжения сцепления оставляет механизм работы не выявленным.

Анализ данных, описанных выше, показывает, что поиск новых возможностей расчетных приближений для описания свойств дисперсно-армированного материала остается актуальным. Стоит отметить ценность апробированных подходов механики материалов, т.е. теории хрупкого разрушения (теория Гриффитса) и механики композиций. Целесообразно применить каждую из этих теорий там, где они способны к наиболее точному описанию процессов без

привлечения констант с абстрактным смыслом (эмпирическим подходом). Для изучения прочностных свойств наиболее полно подходят идеи хрупкого разрушения, для изучения упругих свойств на стадии работы материала без трещин – идеи теории композиций. При этом наиболее важной задачей является учет действительной работы армирующего волокна как в упругой стадии, так и при частичной потере сцепления и развивающихся трещин в материале.

Как отмечено выше, теория композиций удовлетворительно описывает упругое поведение ориентированных композитов на стадии работы материала без трещин. Актуальной задачей является распространение данной теории на случай хаотичного объемного распределения волокон. Для этого необходимо более тщательно изучить напряженно-деформированное состояние ориентированного в матрице волокна и влияние конечной длины волокна на эффективность работы в матрице в упругой стадии работы (стадия сплошности).

Как указано выше, дисперсное армирование существенно меняет характер разрушения бетона. При этом характерной является стадия, предшествующая разрушению (упруго-пластическая стадия). В данном случае нагрузка в разрушающемся сечении воспринимается волокнами, пересекающими трещины в матрице, и передается через междуфазную границу. Представляется возможным изучение прочности материала именно по такой расчетной модели, используя решения теории хрупкого разрушения. Наличие в матрице изучаемого материала (фибры) на стадии пластических деформаций не является препятствием, так как развито расширенное представление о поверхностной работе разрушения, позволяющее рассматривать упруго-пластические разрушения, как квазихрупкие, используя математический аппарат той же теории.

В работах [96, 133] указано, что большую роль на стадии разрушения играют процессы переориентирования волокон в зоне трещин, которые возникают в бетонной матрице. Это определяется степенью локальных разрушений в матрице, совершаемых переориентированными волокнами, что, в свою очередь, зависит от прочностных и упругих свойств компонентов. Такое переориентирование

существенно влияют на работу самих волокон и их вклад в механическую прочность материала.

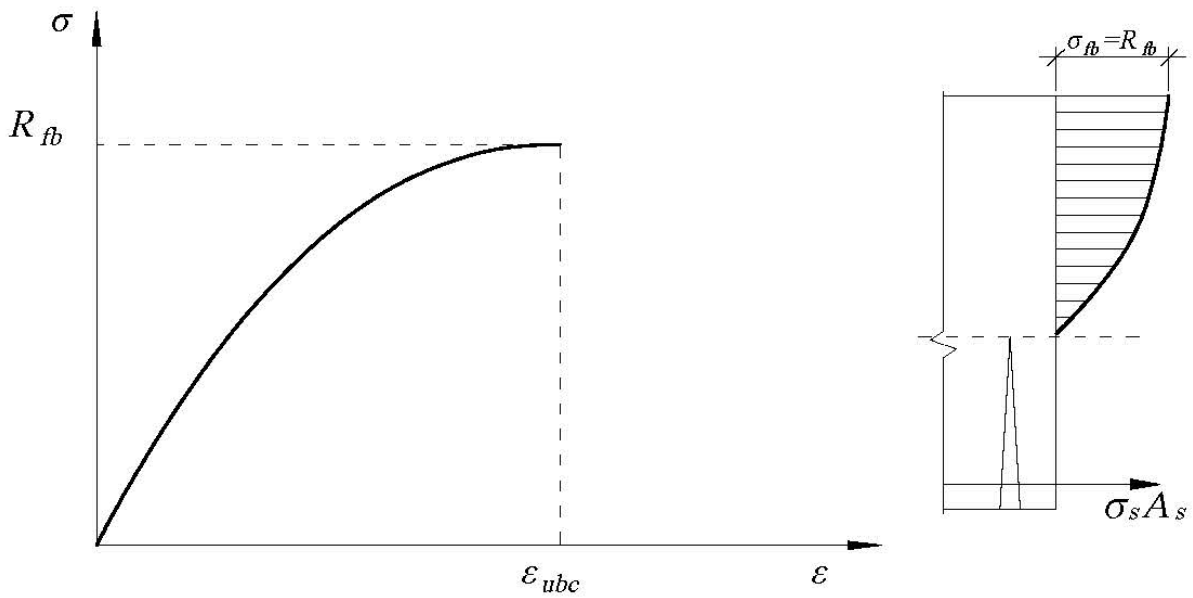
Имеет смысл описывать прочностные и деформативные характеристики дисперсно-армированного бетона на основе анализа механического поведения моделей, отражающих действительную работу армирующих волокон в матрице.

2.3. Анализ напряжений в дисперсно-армированном бетоне сжатой зоны

При достижении предельного состояния по нормальному сечению происходит разрушение сжатой зоны дисперсно-армированного бетона, что, в свою очередь, означает достижение материалом своих предельных прочностных и деформационных характеристик, определяемых соответствующей диаграммой σ - ε . При рассмотрении диаграммы σ - ε в виде восходящей ветви (рисунок 2.5 а) эпюра напряжений в сжатой зоне дисперсно-армированного бетона принимает очертание в соответствии с этой диаграммой. Максимальные напряжения у краевого волокна будут равны предельным значениям напряжений в дисперсно-армированном бетоне R_{fb} . Принимая во внимание нисходящую ветвь диаграммы σ - ε (рисунок 2.5 б), максимум эпюры напряжений R_{fb} общем случае находится в пределах сжатой зоны.

Дисперсно-армированный бетон обладает выраженными неупругими свойствами, что характеризуется криволинейным очертанием диаграммы σ - ε . Деформации, вызванные неупругим поведением дисперсно-армированного бетона, зависят от различных факторов: вида и класса бетона матрицы, скорости и характера нагружения и т.д. С ростом класса фибробетона и с увеличением скорости нагружения неупругие деформации материала уменьшаются, что приводит к уменьшению кривизны диаграммы σ - ε , и для более высоких марок фибробетона её очертание становится ближе к линейному. Всё это означает, что в настоящее время невозможно применить для расчета какую-либо определенную унифицированную диаграмму σ - ε для дисперсно-армированного бетона.

а)



б)

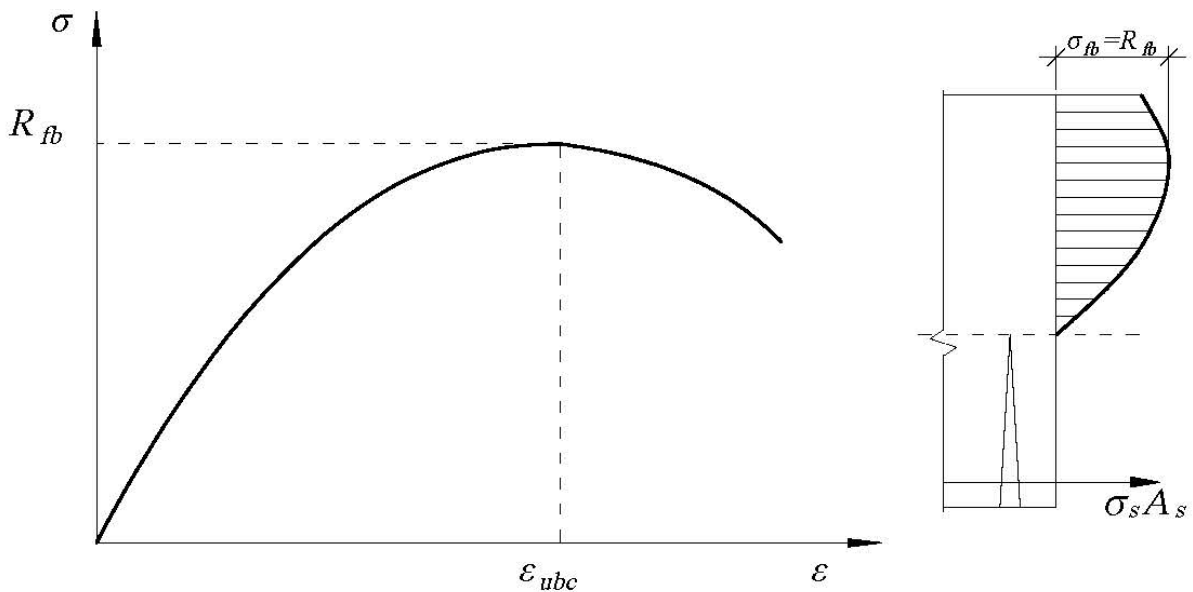


Рисунок 2.5 – Диаграммы напряжение-деформация для дисперсно-армированного бетона и эпюры напряжений в сжатой зоне: а – при диаграмме с восходящей ветвью; б – при диаграмме с восходящей и нисходящей ветвью.

Согласно нормам [54, 55], используется прямоугольная эпюра нормальных напряжений в сжатой зоне, так как она является наиболее простой по форме и в целом обеспечивает удовлетворительные результаты. Прямоугольная эпюра напряжений, данная в нормах [54, 55, 119] имеет условный характер, поскольку на нулевой линии не могут быть напряжения, равные предельным. В результате

применения прямоугольной эпюры напряжений высота сжатой зоны и положение линии, ограничивающей сжатую зону, имеют условный характер, который не совпадает с фактической высотой сжатой зоны и действительным положением нулевой линии, где напряжения и деформации равны нулю.

Предельные характеристики дисперсно-армированного бетона по результатам испытаний на сжатие дисперсно-армированных бетонных образцов (кубов, призм, цилиндров), но отражать полностью работу дисперсно-армированного бетона в сжатой зоне элемента не могут. Таким образом, для бетона сжатой зоны принимается условная прямоугольная эпюра R_{fb} .

2.4. Развитие теорий о допущениях в расчете изгибаемых элементов

Безопасность и экономичность железобетонных конструкций не может быть обеспечена классической теорией упругости. Для достижения контроля параметров железобетонных конструкций необходимо учитывать пластический характер работы бетона при нагрузках, близких к предельным. Общепринятые теории, которые учитывают неупругую работу материала в своей основе, имеют ряд допущений:

1. Распределение и величина сжимающих напряжений в бетоне;
2. Предельная деформация бетона;
3. Предельное положение нейтральной оси поперечного сечения;
4. Растягивающие напряжения в бетоне;
5. Поперечные сечения, плоские до деформации, остаются плоскими и после деформации (гипотеза Бернулли);
6. Зависимость между напряжением и деформацией в армирующем материале;
7. Отсутствие проскальзывания между бетоном и армирующим материалом.

В большинстве ранних исследований [142-146] авторы предполагали, что бетон не сопротивляется растяжению, что справедлива гипотеза Бернулли, и что между бетоном и армирующим материалом не происходит проскальзывания.

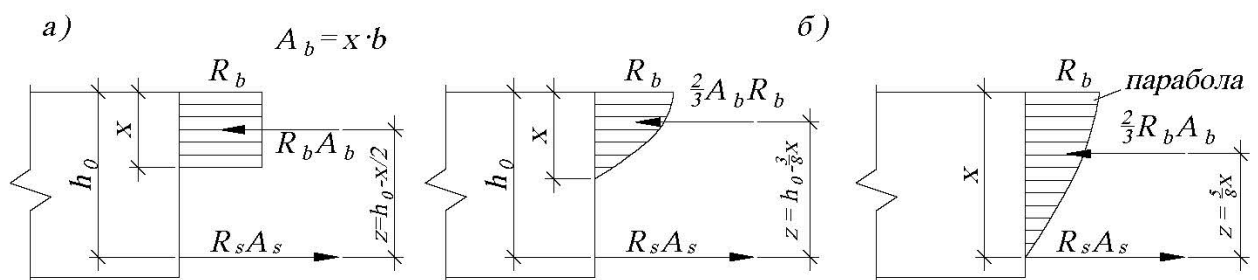
Зависимость между напряжением и деформацией для арматуры принимается линейной или по диаграмме Прандтля.

Все неупругие теории, относящиеся к изгибаемым элементам, ограничены случаем одноосного напряженного состояния. Таким образом, существуют два уравнения равновесия и одно уравнение совместности, включающее соотношение для деформаций.

Виды разрушения железобетонных элементов, подверженных изгибу без осевой нагрузки или в сочетании с ней, можно отнести к одному из пяти случаев:

1. Разрушение элемента из-за превышения предельной деформации при сжатии до того, как напряжения растяжения в армирующем материале достигнет предела текучести;
2. Разрушение элемента наступает с растянутой зоны, вызванное текучестью армирующего материала, что, в конечном счете, приводит к превышению предельной деформации сжатия;
3. Сбалансированное разрушение элемента, когда растянутый армирующий материал достигает предела текучести, при которой бетон сжатой зоны также разрушается в следствии превышения предельных напряжений;
4. Разрушение бетона сжатой зоны при растягивающих напряжениях армирующего материала выше предела текучести;
5. Хрупкое разрушение, вызванное разрывом армирующего материала сразу после образования в бетоне трещины.

На рисунке 2.6 представлены варианты эпюр напряжений сжатой зоны бетона, работающих для перечисленных выше случаев разрушения.

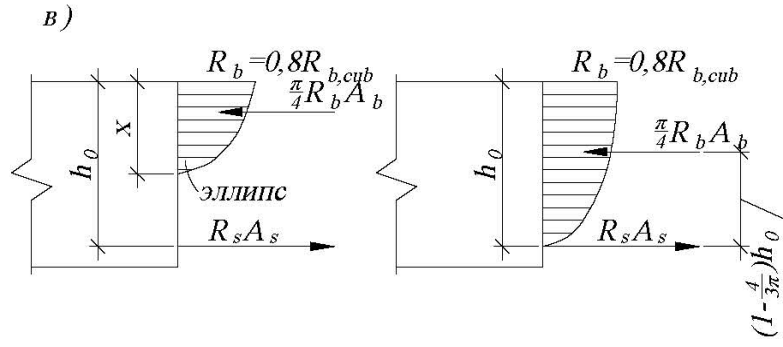


Разрушение бетона в
растянутой зоне

Разрушение бетона в
сжатой зоне

Методика (а) исследователей E.Suenson (1912 г.),
E.Bittner (1935 г.), H.F.Michielsen (1936 г.),
G.V.Kazinczy (1933 г.), A.Brandtzaeg (1935 г.),
C.S.Whitney (1937 г.)

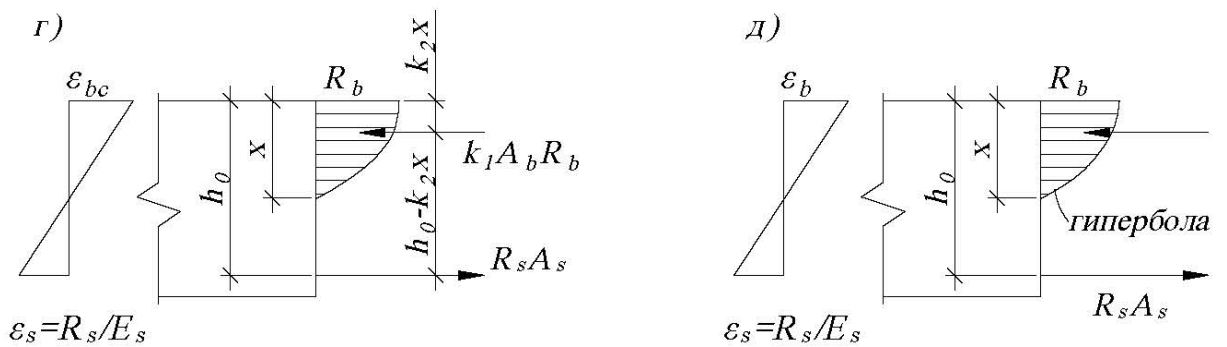
Методика (б)
исследователя L.J.Mensch
(1914 г.)



Разрушение бетона в
растянутой зоне

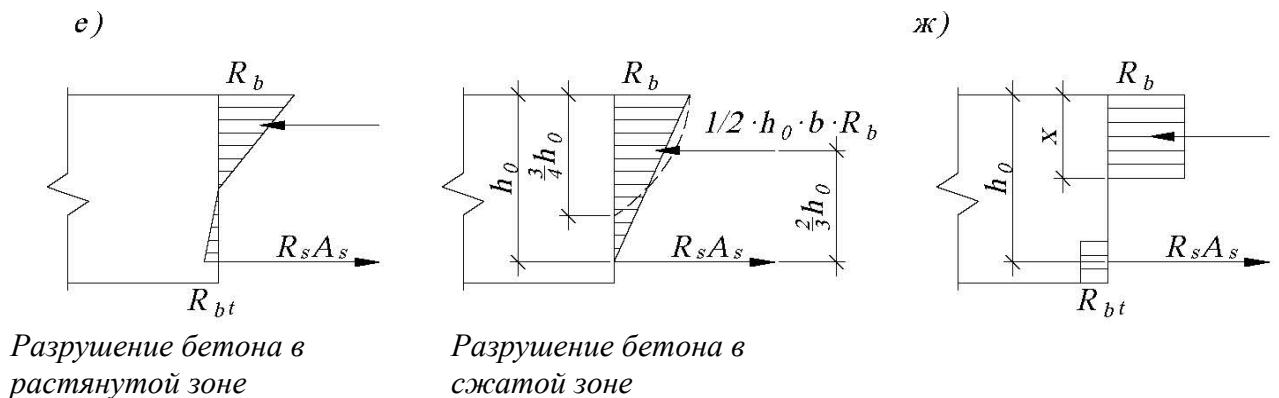
Разрушение бетона в
сжатой зоне

Методика (в) исследователя Н.Кемpton Dyson (1922 г.)



Методика (г) исследователей F. Stüssi
(1932 г.), R.Sliger (1936 г.)

Методика (д) исследователя
C.Schreyer (1933 г.)

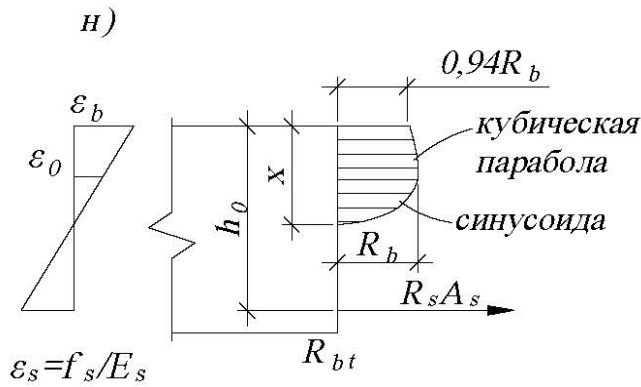


Разрушение бетона в
растянутой зоне

Разрушение бетона в
сжатой зоне

Методика (е) исследователя S.Steurmann (1933 г.)

Методика (ж)
исследователя F.Gebauer
(1934 г.)



Методика (н) исследователя R.Chambaud
(1949 г.)

Рисунок 2.6 – Варианты эпюр напряжений сжатой зоны бетона

На рисунке 2.6а представлена эпюра распределения напряжений в сжатой зоне бетона, предложенная группой исследователей: Суэнсон (E. Suenson), Казинци (G.V. Kazinczy), Биттнер (E. Bittner), Брандцаег (A. Brandtzaeg), Михильсен (H.F. Michielsen), Уитни (C.S. Whitney). За максимальную прочность бетона при сжатии R_b принята кубиковая прочность. Уравнение равновесия внешних и внутренних моментов относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатого сечения, имеет следующий вид:

$$M_{ult} = A_s R_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (2.2.11)$$

Зависимость распределения напряжений по высоте сечения прямоугольных балок (рисунок 2.6б) характерна для случаев разрушения бетона от растяжения и сжатия с армирующим материалом и без. Менш (L.J. Mensch) указал на то, что допущения классической теории не согласуются с результатами испытаний образцов при высоких нагрузках [145]. В случае разрушения элемента при растяжении эпюра напряжений принимается в виде квадратичной функции. В случае разрушения при сжатии предельным условием является то, что нейтральная ось достигает центра тяжести армирующего материала. В данном случае уравнение равновесия имеет следующий вид:

$$M_{ult} = \frac{1}{2,6} R_b \cdot b \cdot x^2 \quad (2.2.12)$$

Методика, предложенная Кемптон Дайсона (H. Kempton Dyson) (рисунок 2.6в), также как и методика Менша (L.J. Mensch) не использует уравнение совместности деформаций. В данном случае эпюра напряжений бетона в сжатой зоне принята в эллиптической форме, как показано на рисунке 2.6в. За максимальную прочность бетона при сжатии R_b принято значение 0,8 от кубиковой прочности бетона ($0,8R_{b,cub}$). В данном случае, уравнение равновесия имеет следующий вид:

$$M_{ult} = \frac{1}{2,21} R_b \cdot b \cdot x^2 \quad (2.2.13)$$

Исследования Стусси (F. Stüssi), посвященные анализу предельных моментов в балках прямоугольного сечения, имеют общий подход, который в последствии был модифицирован в более поздних теориях, которые в зарубежной научной литературе принято называть теорией «Стусси». Так, эпюра напряжений бетона сжатой зоны принимается произвольной формы (рисунок 2.6г), которая для балки прямоугольного сечения может быть охарактеризована константами k_1 и k_2 , прочностью бетона на сжатие R_b , предельной деформацией ε_{bc} крайнего сжатого волокна. Указанные константы были определены на основании экспериментальных исследований. Коэффициенты, определенные согласно экспериментальным данным, имеют значения $k_1 = [0,70 \div 0,71]$, $k_2 = [0,39 \div 0,41]$ и $\varepsilon_{bc} = [0,002 \div 0,0025]$. Прочность бетона при сжатии R_b принималась равной призменной прочности бетона. Уравнение равновесия внешних и внутренних сил и моментов относительно центра тяжести растянутой арматуры имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} R_s A_s &= k_1 b x R_b \\ M_{ult} &= k_1 b x R_b (h_0 - k_2 x) \end{aligned} \quad (2.2.14)$$

Так, предельный момент, воспринимаемый сечением в случае разрушения от растяжения, определяется по формуле:

$$M_{ult} = \frac{\frac{A_s}{b h_0} R_s \left(1 - \frac{k_2}{k_1} \cdot \frac{A_s}{b h_0} \cdot \frac{R_s}{R_b}\right)}{b h_0^2} \quad (2.2.15)$$

В случае разрушения элемента от разрушения бетона сжатой зоны и исчерпания несущей способности сделано предположение о линейном распределении деформаций, тем самым, получено следующее уравнение:

$$R_s = E_s \cdot \varepsilon_s = E_s \varepsilon_{bc} \frac{h_0 - x}{x} \quad (2.2.16)$$

На основании уравнений (2.2.14–2.2.16) можно установить, что классическая теория приводит к запасу прочности в диапазоне от 2,3 до 4,1 раза.

Шрейер (С. Schreyer) установил между деформациями и напряжениями для случая сжатия следующую теоретическую зависимость (рисунок 2.6д):

$$\varepsilon_{bc}(\sigma_b) = \frac{0,63 \frac{\sigma_b}{R_b}}{1,1 - \frac{\sigma_b}{R_b}} \times 10^{-3} \quad (2.2.17)$$

Методика Штойермана (S. Steuerman) основана на предположениях, показанных на рисунке 2.6е. В случае разрушения при растяжении часть напряжений будет восприниматься растянутой зоной бетона в балках прямоугольного сечения. Сопротивление бетона осевому растяжению R_{bt} в данной теории принимается как 0,10 от прочности бетона на сжатие, т.е. $R_{bt} = 0,10R_b$. Прочность бетона при сжатии R_b принята равной кубиковой прочности бетона.

Эпюра напряжений сжатого бетона имеет параболическую форму с нейтральной осью на расстоянии $x = \frac{3}{4}h_0$ от крайнего сжатого волокна сечения (рисунок 2.6е). Данная эпюра напряжений была заменена на эквивалентную эпюру напряжений треугольной формы (рисунок 2.6е), тем самым получена формула для определения предельного момента, воспринимаемого сечением:

$$M_{ult} = \frac{1}{3} R_b b h_0^2 \quad (2.2.18)$$

Другая теория, позволяющая определить прочность сечения прямоугольных балок, была разработана Гебауэр (F. Gebauer) с предположениями, показанными на рисунке 2.6ж. Растягивающие напряжения в бетоне учитывались в следствии

наличия сцепления арматуры с бетоном. В данной теории эпюра напряжений сжатого и растянутого бетона принята прямоугольной.

Методика, предложенная Бауманн (O. Baumann) (рисунке 2.63), показывает соотношение между напряжением и деформацией в бетоне при изгибе в сжатой зоне. Согласно этой методике расчет следует производить до тех пор, пока не будет достигнуто максимальное напряжение R_b при деформации ε_0 . Принятая квадратичная зависимость σ - ε , в которой за прочность бетона при сжатии была принята призмная прочность бетона, хорошо согласуется с экспериментальными данными. Бауманн (O. Baumann) установил в ходе испытаний внецентренно нагруженных призм, что предельная деформация при изгибе ε_b превышала предельные деформации ε_0 , соответствующие центрально-сжатому элементу [147]. Так, для цилиндрических образцов с прочностью бетона на осевое сжатие 24,13МПа значения предельных деформаций составили $\varepsilon_0=0,0018$ и $\varepsilon_b=[0,0025-0,0033]$, соответственно. Однако, по результатам этих исследований не были разработаны функциональные зависимости между прочностью бетона и полученными предельными деформациями.

В работе Биттнер (E. Bittner) [148] эпюра напряжений сжатого бетона, как и в теории Бауманн (O. Baumann), принималась в виде квадратичной функции. В данном случае относительная деформация бетона ε_0 принималась равной 0,0015 независимо от прочности бетона. Следовательно, деформация бетона ε_0 не связана с модулем упругости бетона E_c , определенным при испытаниях на сжатие. Кроме того, при анализе разрушения образцов при сжатии не было установлено рекомендуемых значений для предельной деформации ε_b .

Исследования Брандцаег (A. Brandtzaeg) представляют собой полный анализ предельной прочности изгибаемых элементов, нагруженных осевой нагрузкой. Брандцаег (A. Brandtzaeg) обобщил теорию Бауманн (O. Baumann), определив эмпирическую зависимость между предельной деформацией бетона при изгибе и прочностью бетона на сжатие:

$$\varepsilon_b = (6,88 - 0,77 \frac{R_b}{1000}) \cdot 10^{-3} \quad (2.2.19)$$

В формуле 2.2.19 за прочность бетона на сжатие принята 0,85 от кубиковой прочности бетона.

Брандцаег (A. Brandtzaeg) ввел коэффициент неупругих деформаций $\eta = \varepsilon_b / \varepsilon_0$.

Анализ перечисленных выше работ показал, что наиболее предпочтительным для разработки новых методов расчета дисперсно-армированных бетонов являются теории, в которых эпюра напряжений, распределенная по высоте сечения, принимается в виде параболы. Данный вид эпюры хорошо аппроксимирует экспериментальные кривые.

2.5. Построение зависимостей между напряжениями и деформациями сжатого фибробетона на основе полиномиальной функции

Развитие теоретических основ определения напряженно-деформированного состояния нагруженных фибробетонных элементов стимулирует построение аналитической зависимости между напряжениями и относительными деформациями материала на всем протяжении нагружения, а именно с момента приложения нагрузки до максимального напряжения и заканчивая последующим постепенным снижением напряжений до достижения предельного значения относительных деформаций. Рассматривается установление этой зависимости при кратковременном однократном загрузении фибробетона в условиях его однородного одноосного сжатия.

Исходя из анализа большого объема экспериментальных данных, собранных исследователями, международные организации включили подобные зависимости в виде графиков в свои рекомендации (рисунок 2.7). В них учтено соотношение между напряжениями и деформациями для характерных точек кривых, отвечающих максимальному напряжению фибробетона, предельным деформациям, начальному загрузению для оценки упругих свойств бетона по модулю упругости [149].

Согласно предложенным зависимостям, с увеличением марки фибробетона его начальный модуль упругости растёт, в то время как его предельная сжимаемость снижается.

Расчеты железобетонных элементов с дисперсным армированием и без существенно упрощаются, если вместо графической интерпретации используется аналитическая форма зависимости между напряжениями и деформациями. Такая зависимость описывается двумя уравнениями соответственно на участках I и II (рисунок 2.7).

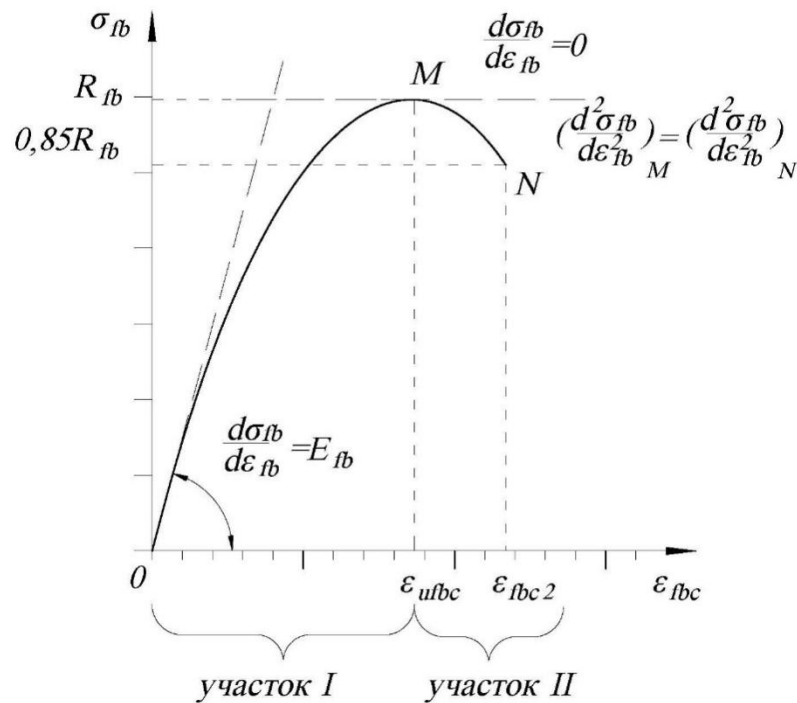


Рисунок 2.7 – Вид зависимости напряжение-деформация

$$\sigma(\varepsilon)_I = R_{fb} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_{fbc}}{\varepsilon_{ufbc}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{fbc}}{\varepsilon_{ufbc}} \right)^2 \right], \quad (2.2.20)$$

$$\sigma(\varepsilon)_{II} = R_{fb} \left(1 - 0,15 \frac{\varepsilon_{fbc} - \varepsilon_{ufbc}}{\varepsilon_{fbc2} - \varepsilon_{ufbc}} \right). \quad (2.2.21)$$

Напряжение фибробетона, отвечающее предельному относительному сжатию, составляет 85% от максимального значения. Известны и другие предположения различных авторов [159] по построению аналитической функции $\sigma(\varepsilon) = f(\varepsilon_{fb})$.

Анализ предложенных зависимостей показывает, что описание функции $\sigma(\varepsilon) = f(\varepsilon_{fb})$ двумя функциями (2.1.20), (2.1.21) на практике не всегда удобно. Предложения [150], в которых для упрощения учитываются не все нормируемые величины, не могут быть полностью применены, так как ограничивается возможность их использования.

В общем случае зависимость между напряжениями и деформациями фибробетона при сжатии $\sigma(\varepsilon) = f(\varepsilon_{fb})$ должна отвечать следующим условиям (рисунок 2.7):

1. При определенном значении $\varepsilon_{fb} = \varepsilon_{ufbc}$ напряжение фибробетона принимает максимальное значение $\varepsilon_{fb} = R_{fb}$.
2. Первая производная (тангенс угла наклона касательной к кривой) $\frac{d\sigma_{fb}}{d\varepsilon_{fb}}$ при $\varepsilon_{fb} = 0$ должна быть равна начальному модулю упругости бетона E_{fb} .
3. Первая производная $\frac{d\sigma_{fb}}{d\varepsilon_{fb}}$ при $\varepsilon_{fb} = \varepsilon_{ufbc}$ должна быть равна нулю.
4. Учитывая, что кривая зависимости $\sigma_{fb} = f(\varepsilon_{fb})$ на участке от ε_{ufbc} до ε_{fbc2} по очертанию близка к дуге окружности, можно кривизны этой кривой в точках M и N принять одинаковыми.

$$\left(\frac{d^2\sigma_{fb}}{d\varepsilon_{fb}^2} \right)_M = \left(\frac{d^2\sigma_{fb}}{d\varepsilon_{fb}^2} \right)_N \quad (2.2.22)$$

5. При значении $\varepsilon_{fb} = \varepsilon_{fbc2}$ напряжение бетона составляет некоторую долю максимального напряжения $\sigma_{fb} = aR_{fb}$, опираясь на экспериментальные данные [159] можно принять $a = 0,85$ (рисунок 2.7).

Чтобы удовлетворить всем перечисленным условиям, зависимость $\sigma_{fb} = f(\varepsilon_{fbc})$ можно представить в виде полиномиальной функции пятой степени:

$$\sigma_{fb} = A_0 \varepsilon_{fbc} + B_0 \varepsilon_{fbc}^2 + C_0 \varepsilon_{fbc}^3 + D_0 \varepsilon_{fbc}^4 + F_0 \varepsilon_{fbc}^5 \quad (2.2.23)$$

Где A_0, B_0, C_0, D_0, F_0 – постоянные коэффициенты. Их число соответствует числу уравнений, характеризующих материал.

Вычисления показывают, что для практического их использования удобнее следующая форма зависимости уравнения (2.2.23):

$$\sigma_{fb} = A \left(\frac{\varepsilon_{fbc}}{\varepsilon_{ufbc}} \right) + B \left(\frac{\varepsilon_{fbc}}{\varepsilon_{ufbc}} \right)^2 + C \left(\frac{\varepsilon_{fbc}}{\varepsilon_{ufbc}} \right)^3 + D \left(\frac{\varepsilon_{fbc}}{\varepsilon_{ufbc}} \right)^4 + F \left(\frac{\varepsilon_{fbc}}{\varepsilon_{ufbc}} \right)^5 \quad (2.2.24)$$

где $A = \varepsilon_{ufbc} A_0; B = \varepsilon_{ufbc}^2 B_0; C = \varepsilon_{ufbc}^3 C_0; D = \varepsilon_{ufbc}^4 D_0; F = \varepsilon_{ufbc}^5 F_0$.

Раскрытие нормируемых условий приводит к системе из пяти уравнений, которые линейно зависят от параметров A, B, C, D, F . Формулы для определения значений этих параметров, полученные из решения системы:

$$\begin{aligned} A &= \varepsilon_{ufbc} E_{fb}; \\ B &= -\frac{1}{2} (\varepsilon_{ufbc} E_{\sigma} + 3C + 4D + 5F); \\ C &= -L_1 - 2D - 3F; \\ D &= \frac{1}{1+b} \left[-L_2 - \frac{7}{3} (b^2 + b + 1)F \right]; \\ F &= \frac{3[(1+b)L_1 + 2bL_2]}{1 - 3b + 6b^2 - 4b^3}. \end{aligned} \quad (2.2.25)$$

В этих формулах введены обозначения:

$$\begin{aligned} L_1 &= 2R_{fb} - \varepsilon_{ufbc} E_{fb}; \\ L_2 &= \left[R_{fb} \left(1 - \frac{a}{b} \right) + \varepsilon_{ufbc} E_{fb} \left(\frac{b-1}{b} \right) \right] \frac{1}{b-1}; \\ a &= 0,85; b = \frac{\varepsilon_{fbc2}}{\varepsilon_{ufbc}}. \end{aligned} \quad (2.2.26)$$

Аналитическая зависимость, описывающая связь между напряжениями и деформациями сжатого фибробетона, учитывает все нормативные параметры. Это

позволяет во многих случаях получать более точные показатели о несущей способности фибробетонных элементов, а также исключить использование дополнительных эмпирических зависимостей и коэффициентов.

Во многих случаях для построения зависимости σ - ε достаточно ограничиться полиномиальной функцией четвертой степени. Тогда уравнение (2.2.23) будет иметь вид:

$$\sigma_{fb} = \alpha_1 \varepsilon_{fb} + \alpha_2 \varepsilon_{fb}^2 + \alpha_3 \varepsilon_{fb}^3 + \alpha_4 \varepsilon_{fb}^4 \quad (2.2.23a)$$

Кроме того, данная аналитическая зависимость позволяет оценивать напряженное и деформированное состояние нагруженных элементов не только на основе таких параметров, как изгибающий момент и прогиб, но и напрямую по значениям напряжений и деформаций сжатого фибробетона.

2.6 Деформационная модель, учитывающая неоднородное дисперсное армирование

При проектировании бетонных конструкций с дисперсным армированием может возникнуть необходимость учета неоднородного распределения фибровой арматуры по объему элемента. Данное обстоятельство может возникнуть при расчете и проектировании как новых конструкций, так и при оценке прочности и деформативности уже существующих.

Помимо этого, перспективным направлением развития дисперсно-армированных бетонов является применение, так называемого, неоднородного фибрового армирования бетонных элементов, в которых фибровая арматура целенаправленно распределяется неравномерно по сечению элемента в соответствии с действующими в сечении элемента напряжениями.

Таким образом, при рациональном проектировании целесообразно увеличивать процент фибрового армирования в наиболее напряженных участках конструкций.

Ниже разработана методика расчета неоднородно дисперсно-армированных изгибаемых элементов на основании деформационной модели.

Данная методика способна прогнозировать кривизну и деформацию элемента за пределом упругой работы и может быть успешно реализована в простых компьютерных приложениях для экспертной оценки прочности изгибаемых дисперсно-армированных конструкций.

На основе многочисленных экспериментов [151-157] Брэнсон в работе [158] вывел эмпирическую формулу, адекватно описывающую результаты опытов и одобренную Американским институтом бетона (American Concrete Institute) или сокращенно АСІ) [151].

Модифицируем формулу, полученную в работе [158], применительно к неоднородно дисперсно-армированному бетону.

Рассмотрим поперечное сечение балки, имеющей ширину b и высоту h с тремя армированными слоями (рисунок 2.8).

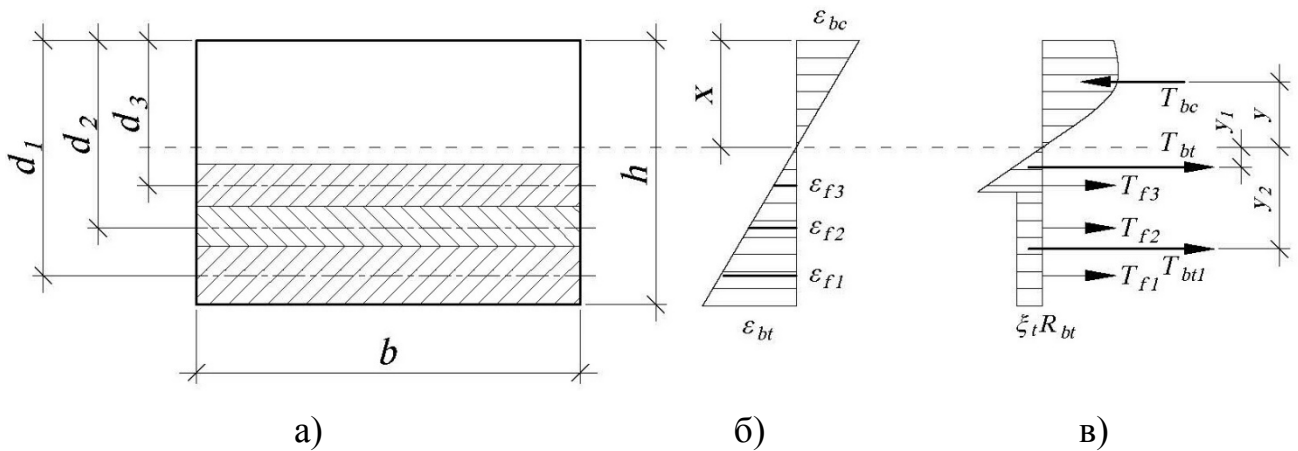


Рисунок 2.8 – График усилий, эпюра напряжений и деформаций в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого дисперсно-армированного прямоугольного сечения: а) - поперечное сечение с дисперсным армированием, б) - профиль деформации и в) - профиль распределения напряжений

Каждый ряд арматурного слоя отсчитывается от наружного волокна растянутой зоны балки. Таким образом, характерное расстояние до каждого слоя обозначается, как d_i .

При построении настоящей модели принималась гипотеза о линейном распределении деформаций по высоте сечения балки. Принятая гипотеза позволяет получить простые физические уравнения, обеспечивающие условия равновесия элемента. Как показывают результаты экспериментальных исследований, имеющие место в следствие этой гипотезы искажения в напряженно-деформированном состоянии балки незначительны.

Через ε_{bc} и ε_{bt} обозначены деформации сжатия и растяжения наружных волокон дисперсно-армированной балки. В свою очередь, деформации в армированном слое ε_{fi} ($i=1,2,3...n$ - количество слоев) определяются по формуле 2.2.27.

$$\varepsilon_{fi} = \frac{\varepsilon_{bc}}{x}(d_i - x) \quad (2.2.27)$$

Предельные значения этих деформаций представим в виде

$$\varepsilon_{ubc} = \xi_c \varepsilon_{uc} \quad \text{и} \quad \varepsilon_{ubt} = \xi_t \varepsilon_{ut}, \quad (2.2.28)$$

где $\varepsilon_{uc} = 0,002$, $\varepsilon_{ut} = 0,00015$ – предельные деформации сжатия и растяжения неармированного фиброй тяжелого бетона, ξ_c и ξ_t – коэффициенты, учитывающие влияние фибровой арматуры на деформативность балки.

Положение нейтральной оси в поперечном сечении балки соответствует расстоянию x и отсчитывается от сжатого наружного волокна поперечного сечения балки (рисунок 2.8 б).

Эпюра распределения нормальных напряжений по высоте поперечного сечения балки (рисунок 2.8 в) принимается криволинейная, отвечающая уравнению квадратичной функции. Равнодействующая этих напряжений T_{bc} определяется путем интегрирования криволинейной эпюры, действующей в этой области.

$$T_{bc} = \sigma(\varepsilon)b \left[\frac{x\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{ubc}} \right] \left[1 - \frac{\varepsilon_{bc}}{3\varepsilon_{ubc}} \right] \quad (2.2.29)$$

В растянутой зоне напряжения в бетоне распределяются как показано на рисунке 2.8 в. Так, на расстоянии от нейтральной оси до крайнего армированного

волокна эпюра напряжений в верхней части принимается треугольной с равнодействующей T_{bt} . В нижней части сечения предполагается постоянное распределение напряжений в бетоне с равнодействующей T_{bt1} . Произведение $\xi_t R_{bt}$ представляет собой максимальную прочность дисперсно-армированного бетона при растяжении.

$$T_{bt} = \frac{1}{2} \frac{R_{bt} x \varepsilon_{ut} b}{\varepsilon_{bc}} \quad (2.2.30)$$

$$T_{bt1} = \xi_t R_{bt} b \left[h - \left(1 + \frac{\varepsilon_{ut}}{\varepsilon_{bc}} \right) x \right] \quad (2.2.31)$$

Равнодействующие растягивающих напряжений в каждом армированной слое элемента обозначим, как T_{fi} , где $i = 1, 2, 3, \dots$ - количество слоев.

$$T_{fi} = A_{fi} R_{si}, i = 1, 2, 3, \dots \quad (2.2.32)$$

Предельный изгибающий момент M_{ult} , который может быть воспринят сечением элемента определяется по формуле:

$$M_{ult} = T_{bc} y + T_{bt} y_1 + T_{bt1} y_2 + \sum_i^n T_{fi} (d_i - x) \quad (2.2.33)$$

Целесообразно величину и положение равнодействующей напряжений в сжатом бетоне T_{bc} определять на основании экспериментальных диаграмм деформирования, заданных в виде полиномиальной функцией четвертой степени:

$$\sigma(\varepsilon) = \alpha_0 + \alpha_1 \varepsilon_1 + \alpha_2 \varepsilon_2^2 + \alpha_3 \varepsilon_3^3 + \alpha_4 \varepsilon_4^4 \quad (2.2.34)$$

В тех случаях, когда отсутствуют экспериментальные данные, необходимы для построения диаграммы деформирования, в качестве зависимости $\sigma(\varepsilon)$ можно принять функцию, предложенную Хогнестадом [142] (рисунок 2.9), которая довольно точно отвечает результатам экспериментов.

Уравнение, предложенное Хогнестадом для восходящей ветви деформирования, представляет собой квадратичную функцию:

$$\sigma(\varepsilon) = R_{fb} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{ubc}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{ubc}} \right)^2 \right], \quad (2.2.35)$$

где ε_{ubc} - предельные деформация для армированного фиброй бетона с R_{fb} .

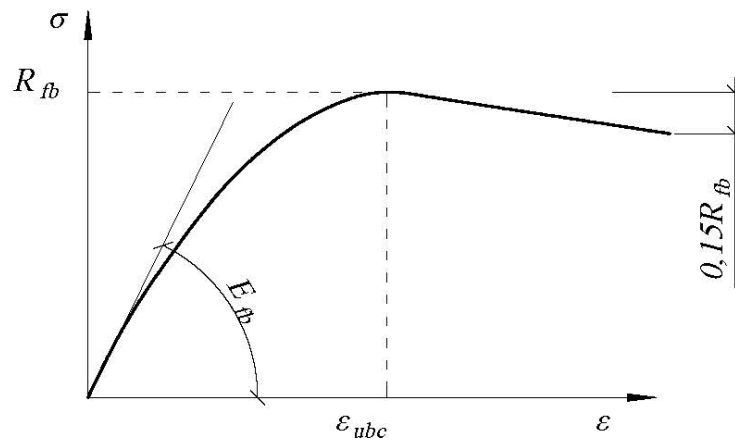


Рисунок 2.9 – Кривая напряжения-деформации для бетона

Расчет по представленной деформационной модели представляет собой итерационный процесс, в котором итерируется только одна величина – деформация ε_{bc} , поэтому требует задание начальной величины деформации $\varepsilon_{bc} \ll \varepsilon_{ubc}$.

При этом положение нейтральной оси, удовлетворяющей условиям равновесия (рисунок 2.8), находится из уравнения:

$$x = \frac{h\varepsilon_{bt}}{\varepsilon_{bt} - \varepsilon_{bc}}, \quad (2.2.36)$$

в котором деформации сжатия сжатия ε_{bc} являются отрицательными.

Для отслеживания образования трещин в предлагаемой модели используется критерий по ограничению предельной деформации, который формулируется следующим образом:

$$\varepsilon_{fi} \leq \varepsilon_{ubt}. \quad (2.2.37)$$

В том случае, если это неравенство не выполняется, это свидетельствует об разрушении соответствующего бетона армированного слоя в следствие образования трещины.

2.7 Выводы по второй главе

На основании материала, изложенного в настоящей главе, можно сделать следующие выводы:

1. Проведенный анализ теорий определения прочностных характеристик дисперсно-армированного бетона согласно нормам различных стран, показал большое применение эмпирических коэффициентов для учета неупругих деформаций бетона в растянутой зоне. При расчете прочности нормальных сечений по предельным усилиям эпюру напряжений в сжатой зоне дисперсно-армированного бетона как правило принимают треугольной формы (как для упругого тела), а для растянутой зоны – трапециевидной формы с постоянными напряжениями в наиболее растянутой зоне сечения.
2. Анализ существующих расчетных методик дисперсно-армированного бетона показал, что разработка новых расчетных моделей для описания действительных характеристик материала остается актуальным. Целесообразным является представление прочностных и деформативных характеристик дисперсно-армированного бетона на основе изучения механического поведения моделей, отражающих действительную работу армирующих волокон в матрице.
3. Стоит отметить, что теории, построенные на описании закона распределения напряжений по высоте сечения элемента в виде квадратичных функций, показывают хорошую согласованность с экспериментальными данными.
4. Аналитические зависимости между напряжениями и деформациями сжатого дисперсно-армированного бетона, построенные с учетом всех нормируемых показателей, позволяют во многих случаях получать более достоверные данные о несущей способности конструкций. При этом позволяют отказаться от дополнительных эмпирических зависимостей и коэффициентов.
5. Отмечено, что при рациональном проектировании конструкций целесообразно увеличивать процент фибрового армирования в наиболее напряженных участках конструкций.

В связи с этим, в дальнейших главах будут проведены численные и экспериментальные исследования сталефибробетонных балок с неравномерным распределением армирующего волокна по высоте сечения. При этом в последующей главе, которая будет содержать экспериментальные данные многочисленных испытаний образцов, зависимость между напряжениями и деформациями сталефибробетона будет принята в виде полиномиальной функции.

ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ СЖАТЫХ И ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В данной главе представлена методика и результаты экспериментов определения физико-механических характеристик, исследования напряженно-деформированного состояния образцов-кубов, балок при статическом нагружении с учетом их разгрузки из области неупругих деформаций.

3.1 Используемые сырьевые материалы и применяемое оборудование

Экспериментальные исследования проводились в лаборатории строительных конструкций и материалов департамента строительства инженерной академии Российского университета дружбы народов имени Патриса Лумумбы. Эксперименты были выполнены автором настоящей работы совместно с научным руководителем, кандидатом технических наук, доцентом Марковичем А.С. Целью экспериментальных исследований являлось определение прочности, деформативности, трещиностойкости сжатых и изгибаемых элементов с вариацией параметров дисперсного армирования.

Для достижения поставленной цели была создана специальная программа экспериментальных исследований, включающая в себя изготовление образцов-кубов и балок с вариацией параметров дисперсного армирования, а также их последующего испытания при статическом нагружении.

Исходя из технического оснащения и возможностей лаборатории строительных материалов и конструкций инженерной академии РУДН, испытания по определению физико-механических характеристик сталефибробетона производились на образцах-кубах размером $100 \times 100 \times 100$ мм и образцах-балках размером $65 \times 250 \times 1400$ мм ($b \times h \times L$) с использованием испытательной установки Matest. Указанная установка позволяет производить испытания на сжатие образцов в форме кубов и цилиндров, размеры которых соответствуют американским и

европейским стандартам. Отличие методики, применяемой автором при испытаниях, от методики, приведенной в ГОСТ 24452-80 «Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона» заключается в том, что в процессе испытаний на сжатие и изгиб в реальном времени синхронно с нагрузкой непрерывно регистрировались продольные и поперечные деформации образцов.

К тому же, методика определения деформаций, приведенная в государственном стандарте, опирается на метрологические характеристики средств измерений середины XX века и не соответствует современному уровню технологического развития и задачам текущего дня. Очевидно, что замер деформаций в отдельных точках образца с использованием аналогового оборудования (например, индикаторов часового типа) не позволяет получить полную действительную картину его напряженно-деформированного состояния.

Выбор образцов в форме кубов с размером сторон 1:1:1 для определения физико-механических характеристик сталефибробетона обусловлен, в том числе, и исключением факторов, связанных с влиянием геометрических размеров образца на общий вид кривой деформирования.

В отличие от методики, описанной в государственном стандарте, при проведении испытаний осуществлялся непрерывный замер деформаций при помощи 14 тензорезисторов, расположенных на гранях каждого образца-куба. Что, в итоге, позволило получить достоверные кривые деформирования образцов с учетом их разгрузки из области неупругих деформаций.

Для проведения экспериментальных исследований были использованы указанные ниже сырьевые материалы:

1. В качестве вяжущего использовался портландцемент типа ЦЕМ II, подтипа А со шлаком (Ш), класса прочности 42,5 нормальноотвердеющий: ЦЕМ II/А-Ш 42,5Н по ГОСТ 31108-2016 «Цементы общестроительные. Технические условия» (цемент марки прочности М500).

Нормативные характеристики портландцемента приведены в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Характеристики портландцемента ЦЕМ II/A-III 42,5Н

Наименование	Портландцемент с добавками
Класс прочности при сжатии на 28-е сутки	42,5
Подкласс по прочности на сжатие на 2 (7) сутки	<u>Нормальнотвердеющий</u>
Нормативный документ	ГОСТ 31108-2016
Прочность при сжатии в возрасте 2-х суток не менее (МПа)	10
Прочность при сжатии в возрасте 7-и суток не менее (МПа)	Не нормируется
Прочность при сжатии в возрасте 28-и суток не менее (МПа)	42,5
Прочность при сжатии в возрасте 28-и суток не более (МПа)	62,5
Начало схватывания (мин) не ранее	60
Состав клинкера:	
Портландцементный клинкер	80-94%
Вид минеральной добавки и её количество	Шлак 6-20%
Вспомогательные компоненты	0-5%

2. В качестве высокоактивной минеральной добавки использовался микрокремнезем марки МКУ-85 по ГОСТ Р 58894-2020 «Микрокремнезем конденсированный для бетонов и строительных растворов. Технические условия» с размером частиц 5-50 мкм. Физико-механические показатели микрокремнезема приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Физико-механические характеристики применяемого конденсированного, уплотненного микрокремнезема

Наименование показателей	МКУ-85
Внешний вид	Крупнодисперсный порошкообразный материал серого цвета
Массовая доля влаги, % не более	5
Массовая доля потерь при прокаливании (п.п.п.), % не более	3
Массовая доля диоксида кремния (SiO ₂), % не менее	85

Массовая доля свободных щелочей (Na ₂ O, K ₂ O), % не более	2
Массовая доля оксида кальция (CaO), % не более	3
Массовая доля оксида серы (SO ₃), % не более	2
Массовая доля хлорид-иона, % не менее	0,1
Удельная поверхность микрокремнезема конденсированного, м ² /кг	12000
Индекс эффективности K _{МК} , %, не менее	105
Степень пуццоланической активности, мг/г МК, не менее	95
Насыпная плотность, кг/м ³	400-600

3. Заполнитель

3.1. В качестве мелкого заполнителя использовался строительный песок фракции св. 0,63 до 1,25 мм по ГОСТ 8736-2014 «Песок для строительных работ. Технические условия». Характеристики используемого строительного песка представлены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Характеристики строительного песка

Наименование показателей	
Модуль крупности M _к / группа песка	до 1,5 / мелкий
Полный остаток на сите № 063, %	20
Класс песка	II
Содержание пылевидных и глинистых частиц, %	< 3
Содержание глины в комках, % по массе	< 0,5
Коэффициент фильтрации, м/сутки	> 3
Влажность, %	< 6
Насыпная плотность, кг/м ³	1500
Истинная плотность, кг/м ³	2630

3.2. В качестве крупного заполнителя использовался щебень из плотных горных пород с фракцией 5-10 мм по ГОСТ 8267-93 «Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия».

Полные остатки щебня фракции от 5 до 10 мм на контрольных ситах составляют: для сита с диаметром отверстий 5 мм – 95%; для сита с диаметром отверстий 8 мм – 45%; для сита с диаметром отверстий 10 мм – 10%; для сита с диаметром отверстий 12,5 мм – 0,5%.

Технические характеристики используемого щебня представлены в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Технические характеристики щебня из плотных горных пород фракцией 5-10 мм

Наименование показателей	
Содержание свободного волокна, %	0,02
Содержание пылевидных и глинистых частиц, %	0,88
Марка по <u>истираемости</u>	III
Марка по дробимости	1400
Содержание зерен пластинчатой и игловатой формы, %, группа	6,71
Содержание зерен слабых пород, %	4,86
Морозостойкость, марка	F300
Устойчивость структуры против распадов, %	0,29
Содержание глины в комках, %	0
Насыпная плотность, г/см ³	1,39

4. Водопроводная вода, которая соответствует ГОСТ 23732-2011 «Вода для бетонов и строительных растворов. Технические условия».
5. Для высокой сохраняемости подвижности бетонной смеси была применена эффективная суперпластифицирующая добавка SikaPlast Concrete (ТУ 20.59.59-024-13613997-2019). Информация о материале представлена в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Информация о суперпластификаторе для бетона SikaPlast Concrete

Наименование показателей	
Химическая основа	Водный раствор модифицированных поликарбоксилатных эфиров и лигносульфонатов
Внешний вид / цвет	Жидкость коричневого цвета, полностью гомогенная
Плотность при 20 ⁰ С, кг/дм ³	1,14-1,16
Значение рН	4,0-6,0
Производитель	Sika Group

6. В качестве дисперсного армирования применялось два вида стальной фибры: фибра проволочная анкерная 0,3/30 (рисунок 3.1); фибра проволочная волновая 0,3/22 (рисунок 3.2).

Параметры армирующих волокон представлены в таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Геометрические и физические параметры применяемых армирующих волокон

Наименование показателей	Вид стальной фибры	
	Проволочная анкерная 0,3/30	Проволочная волновая 0,3/22
Материал	высокоуглеродистая проволока	высокоуглеродистая проволока
Спецпокрытие	латунь	латунь
Геометрия	анкерная	волновая
Длина волокна, мм	30	22
Диаметр волокна, мм	0,3	0,3
Длина анкера, мм	4 ± 3	–
Высота изгиба анкера, мм	3 ± 2	–
Длина прямого участка, мм	18 ± 4	–
Шаг волны, мм	–	4,5 ± 1
Высота волны, мм	–	1,1 ± 0,6
Временное сопротивление разрыву, МПа	1800	1800



Рисунок 3.1 – Фибра проволочная
анкерная 0,3/30



Рисунок 3.2 – Фибра проволочная
волновая 0,3/22

В ходе экспериментальной части диссертационного исследования использовались следующие оборудование:

1. Лабораторный бетоносмеситель принудительного действия;
2. Виброплощадка лабораторная предназначенная для уплотнения бетонных образцов по ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам»;
3. Гидравлический пресс Matest с блоком управления «Cyber-Plus Evolution», предназначенный для испытаний образцов на сжатие и изгиб по ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам»;
4. Тензометрическая станция Zetlab ZET 017-T32 на 32 канала, предназначенная для измерения деформаций с помощью тензорезисторов ВХ 120-5АА (для образцов-кубов) и ВХ 120-20АА (для образцов-балок);

3.2 Технология изготовления образцов

Для изготовления дисперсно-армированных образцов в качестве матрицы использовался мелкозернистый бетон, позволяющий обеспечить высокую степень насыщения волокнами и равномерность армирования.

Все образцы, изготовленные в ходе исследований, имели одинаковый состав матрицы: Ц:П:Щ = 1:1,2:1,6 при В:Ц = 0,45 и расходе суперпластифицирующей добавки 1,5% от массы цемента. Для приготовления дисперсно-армированных образцов был определен расход материалов на каждый замес объемом необходимым для изготовления образцов-кубов размером 100×100×100 мм и образцов-балок размером 65×250×1400 мм ($b \times h \times L$). Объемное содержание стального волокна (μ_f) в составе дисперсно-армированной бетонной смеси принималось равным: 0,5%, 1%, 1,5%, 2,0%.

Составы дисперсно-армированных образцов со стальной фиброй приведены в таблице 3.7. Количество образцов-кубов в одной партии составляло 6 шт, количество образцов-балок – 4 шт. Итого было изготовлено 48 дисперсно-армированных образца-куба и 16 образцов-балок.

Отдельно была изготовлена неоднородно армированная по высоте сечения элемента сталефибробетонная балка на основе волокна анкерного типа (маркировка балки «НСФБ1»). Условно балка была разделена на 10 слоев, так чтобы в дальнейшем удобно было сопоставить полученные данные с результатами численных расчетов, согласно методике, разработанной автором работы. В нижней части балки было выполнено максимальное дисперсное армирование равное 2,0%, а в верхней части минимальное – 0,5%. Распределение содержания стального анкерного волокна по высоте сечения элемента представлено в таблице 3.7а и на рисунке 3.3.

Таблица 3.7а – Неоднородно армированная сталефибробетонная балка с применением анкерного волокна («НСФБ1»)

Номер слоя	Часть балки	Толщина слоя, h_i , мм	Содержание стального волокна, μ_f , %	Примечание
1	1	25	2,0	Нижний слой толщиной 75мм
2		25	2,0	
3		25	2,0	
4	2	25	1,5	Средний слой толщиной 50мм
5		25	1,5	
6	3	25	1,0	

7		25	1,0	Средний слой толщиной 75мм
8		25	1,0	
9	4	25	0,5	Верхний слой толщиной 50мм
10		25	0,5	

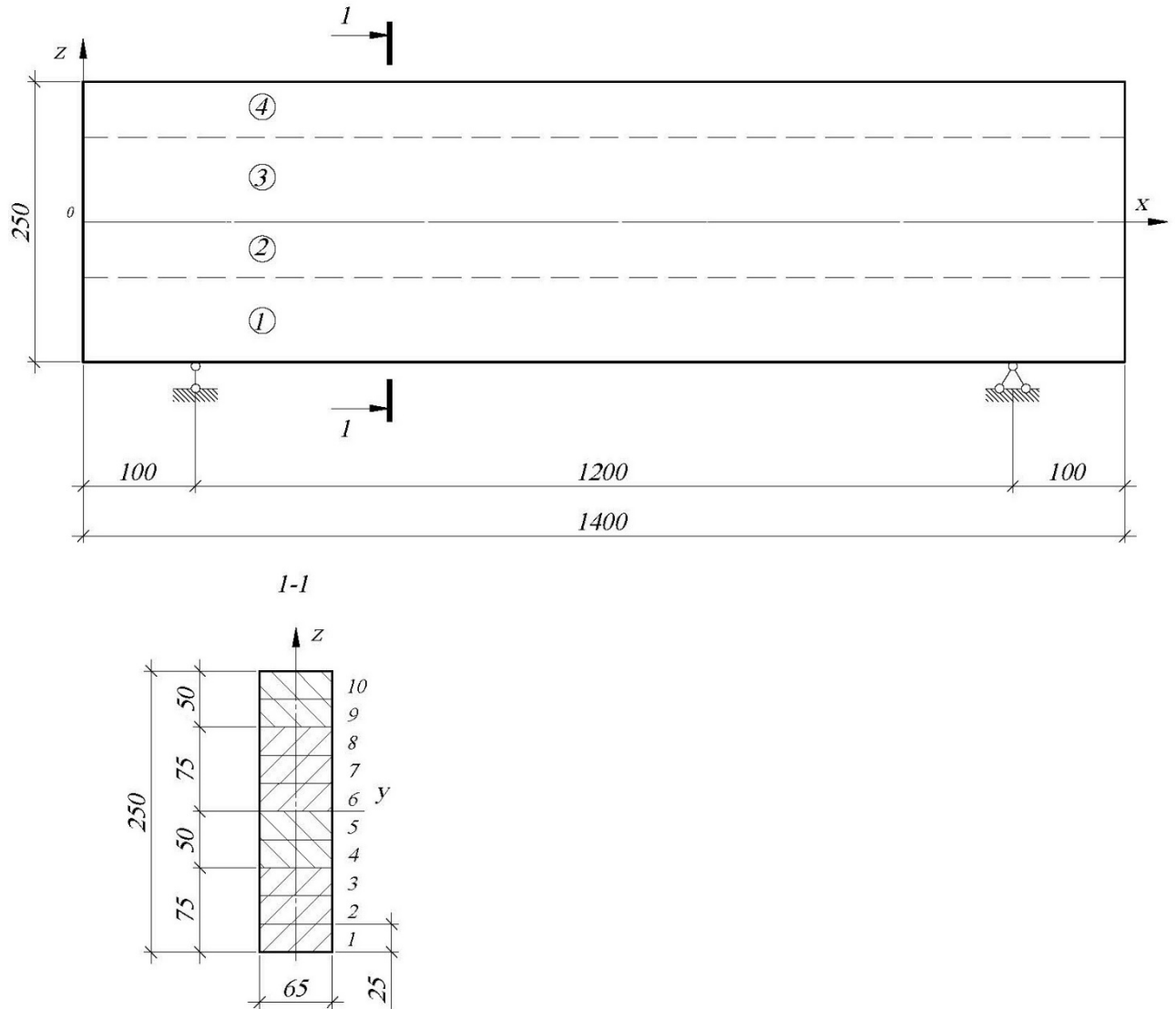


Рисунок 3.3 – Распределение содержания стального анкерного волокна по высоте сечения сталефибробетонной балки «НСФБ1»

Таблица 3.76 – Составы дисперсно-армированной смеси со стальной фиброй

№	Наименование компонента состава	Номер партии (состава) для образцов – кубов								Номер образцов – балок			
		1	2	3	4	5	6	7	8	Б1	Б2	Б3	Б4
		Содержание стального волокна								Содержание стального волокна			
		0,5%		1,0%		1,5%		2,0%		0,5%	1,0%	1,5%	2,0%
Единица измерения		кг/м ³								кг/м ³			
1	Цемент марки прочности М500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
2	Микрокремнезем марки МКУ-85	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
3	Песок фр. св.0,63 до 1,25	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
4	Щебень фр. 5-10	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800	800
5	Фибра проволочная анкерная 0,3/30	39	–	78	–	117	–	156	–	39	78	117	156
6	Фибра проволочная волновая 0,3/22	–	39	–	78	–	117	–	156	–	–	–	–
7	Вода	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225	225
8	Суперпластифицирующая добавка SikaPlast Concrete	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015	0,015

Приготовление дисперсно-армированной смесей осуществлялось в лабораторном бетоносмесителе при следующей очередности загрузки компонентов: цемент, микрокремнезем, песок, щебень, вода с растворенной в ней добавкой суперпластификатора. Затем, в процессе перемешивания бетонной смеси, в неё добавлялось волокно таким образом, чтобы обеспечить равномерное распределение по всему объему замеса.

В процессе приготовления дисперсно-армированной смеси часть волокон при смешивании начинала сбиваться в комки, называемые «ежами» (см. рисунок 3.4). Данный эффект отмечен в работах исследователей [160]. Такие комки создавали резкую неоднородность смеси, тем самым затрудняя дальнейшие технологические операции. Для снижения эффекта комкования волокна вводились в предварительно приготовленную смесь постепенно, равномерно по всему объему, не допуская их локализации в определенных местах. Таким образом, было снижено время перемешивания дисперсно-армированной смеси при наличии в ней армирующих волокон.



Рисунок 3.4 – Образование «ежей» в дисперсно-армированной бетонной смеси с металлическими волокнами

После процесса формования образцов использовалась виброплощадка для уплотнения дисперсно-армированного бетона. Время вибрирования составляло от 30 до 90 секунд в зависимости от количества вводимого волокна.

Изготовленные дисперсно-армированные образцы (рисунок 3.5) – кубы с размером $100 \times 100 \times 100$ мм и образцы-балки с разным количеством дисперсного волокна перед испытаниями выдерживались в течение 28 суток в нормальных условиях твердения.



Рисунок 3.5 – Партия образцов – кубов

3.3 Методика испытания образцов

В ходе выполнения экспериментальной части диссертационной работы использовались стандартные методы испытаний, исследований сырьевых материалов и полученных образцов.

Испытания образцов на прочность выполнялись на гидравлическом пресс Matest по ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам». Число образцов в серии (партии) принято в зависимости от среднего внутрисерийного коэффициента вариации прочности бетона \bar{V}_s равным 7,22% и составляет не менее 4 шт. Отклонение от плоскостности опорных поверхностей образцов-кубов, прилегающих к плитам пресса, не превышали 0,001 наименьшего размера образца.

Для исследования напряженно-деформированного состояния на смежные грани контрольных образцов-кубов были наклеены тензорезисторы. На каждой

грани образца-куба было установлено по 7 тензорезисторов так, чтобы направление их базы совпадало с направлением измеряемой деформации (рисунок 3.6). Тензорезисторы под номерами 1 ÷ 5 и 8 ÷ 12 измеряют продольную деформацию, а 6, 7, 13 и 14 – поперечную.

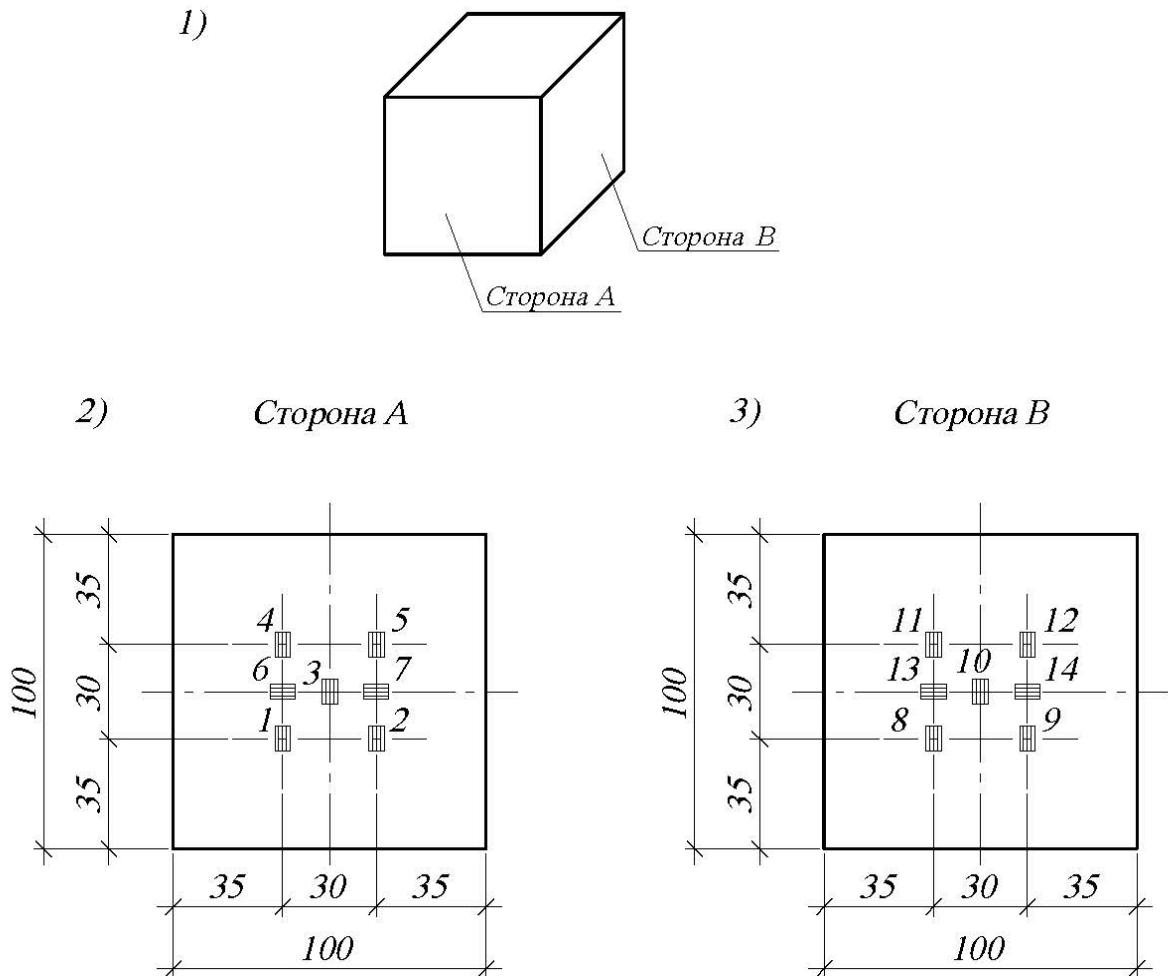


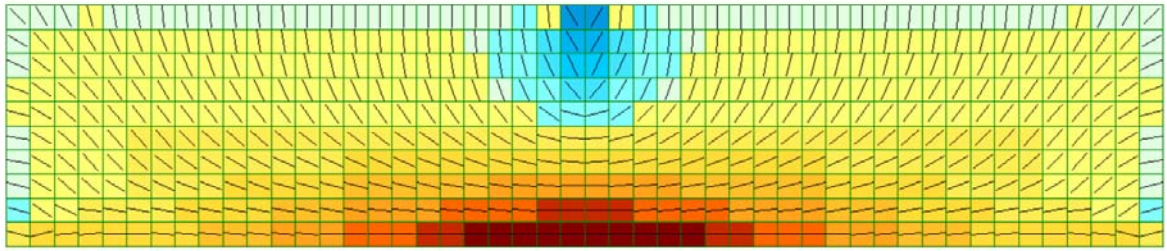
Рисунок 3.6 – Схема расположения тензорезисторов на гранях образцов-кубов: 1 – маркировка граней образца; 2 – сторона «А»; 3 – сторона «В»

Для исследования напряженно-деформированного состояния балки на контрольный образец, размером $65 \times 250 \times 1400$ мм ($b \times h \times L$) наклеен 21 тензорезистор в направлении главных деформаций, таким образом, чтобы направление его базы совпадало с направлением измеряемой деформации (рисунок 3.8).

Ориентация главных осей (1 и 3 соответственно) получена при расчете балки на малом шаге нагружения, когда дисперсно-армированный бетон работает в упругой стадии (рисунок 3.6, 3.7).

На рисунке 3.8 тензорезисторы под номерами 1, 2, 4 ÷ 11 измеряют продольную деформацию дисперсно-армированного бетона в растянутой зоне, а 3, 12 ÷ 21 – в сжатой зоне.

а)



б)

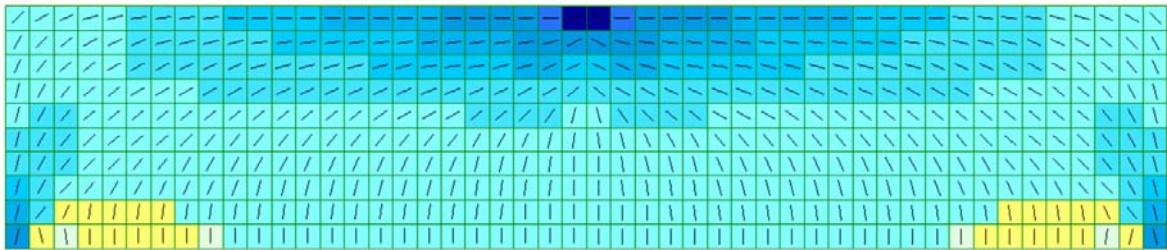


Рисунок 3.7 – Ориентация главных осей 1 (а) и 3 (б) при работе экспериментальной балки в упругой стадии

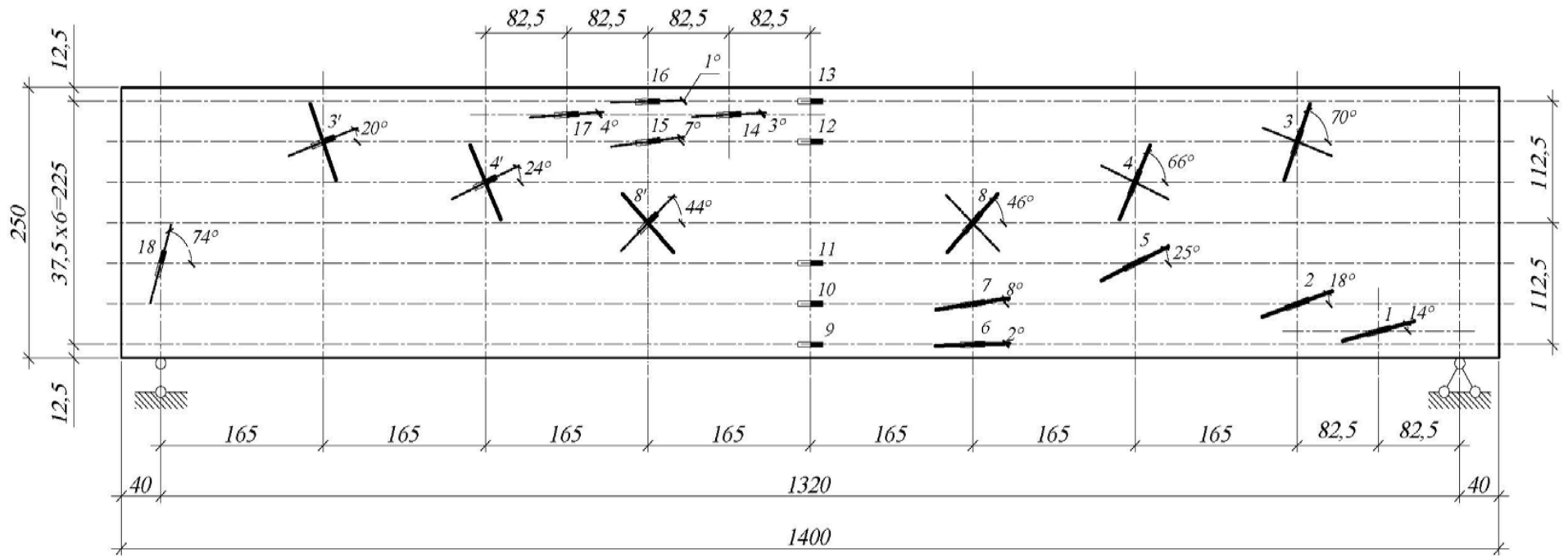


Рисунок 3.8 – Схема расположения тензорезисторов на образце-балка

Используемые тензорезисторы для образцов-кубов ВХ 120-5АА представляют собой плоский элемент, состоящий из тонкой проволоки, материал которой обладает высоким сопротивлением, уложенной зигзагообразно между двумя полосками тонкой полимерной пленки. К концам проволоки присоединяются латунные выводы, служащие для соединения тензорезистора с регистрирующей аппаратурой.

Для образцов балок были использованы тензорезисторы ВХ 120-20АА с базой 20 мм.

В основе применяемого метода измерения деформаций положен тензометрический эффект – изменение электрического сопротивления проводника при его удлинении или укорочении. Тензорезисторы были подключены к многоканальной тензометрической станции Zetlab ZET 017-T32 по полной мостовой схеме (рисунок 3.9, 3.10, 3.11).

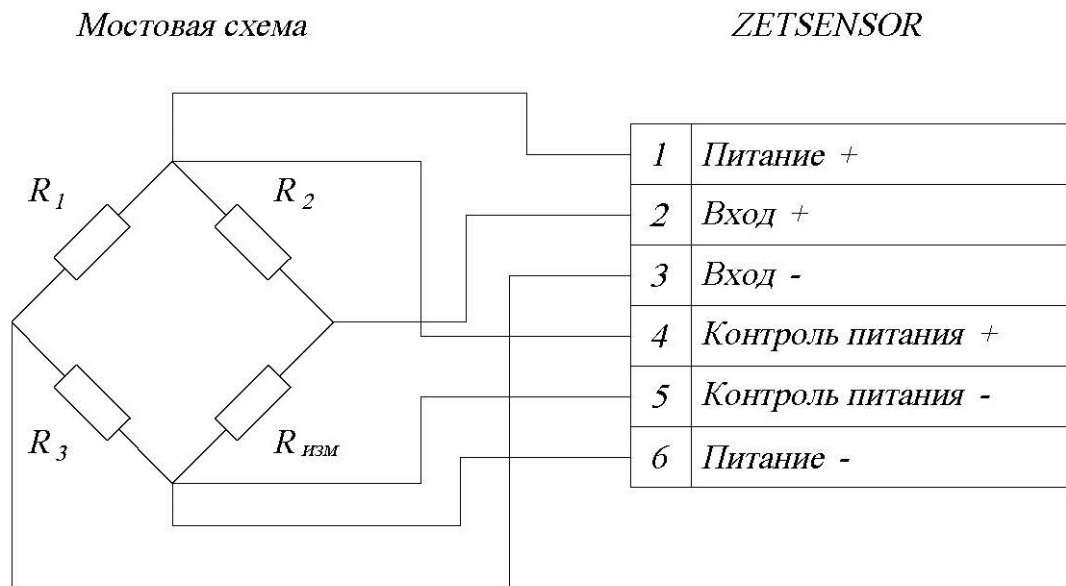


Рисунок 3.9 – 6-ти проводная схема подключения тензорезисторов

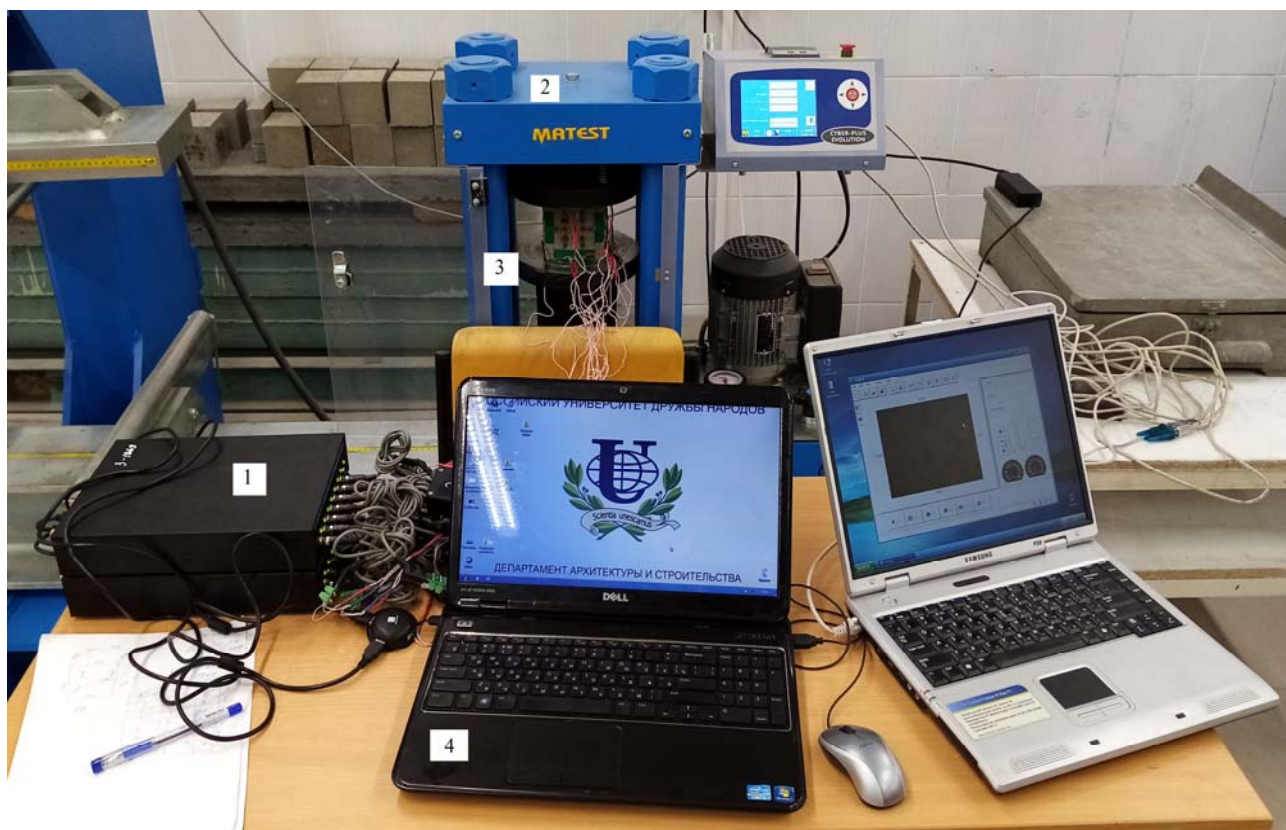


Рисунок 3.10 – Подключение тензорезисторов к многоканальной тензометрической станции (эксперимент на сжатие образцов-кубов): 1 – тензометрическая станция Zetlab ZET 017-T32; 2 – гидравлический пресс Matest; 3 – образец-куб с тензорезисторами ВХ 120-5АА; 4 – персональный компьютер для обработки данных

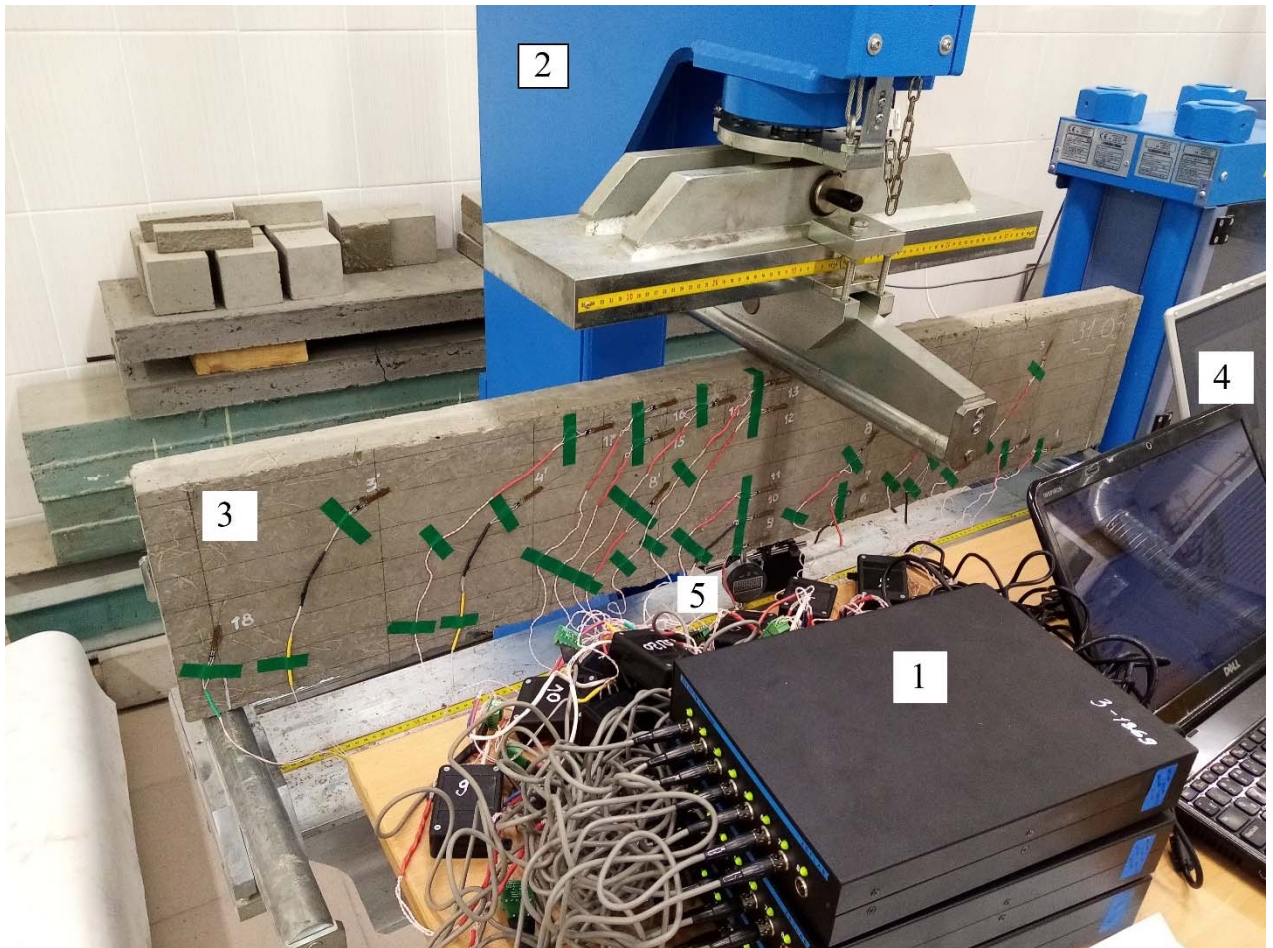


Рисунок 3.11 – Подключение тензорезисторов к многоканальной тензометрической станции (эксперимент на изгиб балки): 1 – тензометрическая станция Zetlab ZET 017-T32; 2 – гидравлический пресс Matest; 3 – образец-балка с тензорезисторами VX 120-20AA; 4 – персональный компьютер для обработки данных; 5 – цифровой прогибомер

При испытании на сжатие образцы-кубы были установлены одной из выбранных граней на нижнюю опорную плиту гидравлического пресса центрально относительно его продольной оси (см. рисунок 3.12).

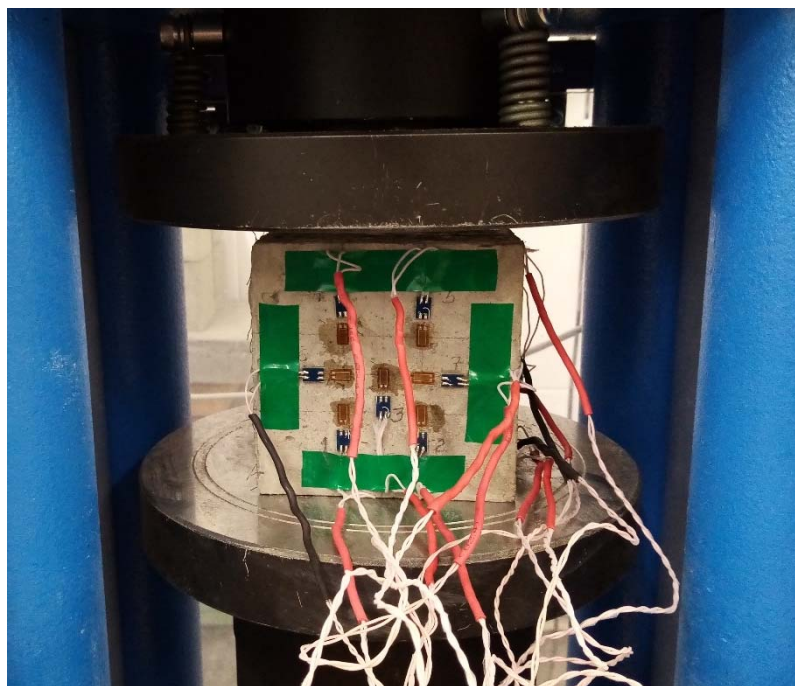


Рисунок 3.12 – Установка образца-куба в гидравлический пресс

Методика эксперимента предполагает проведение испытаний на сжатие образцов-кубов в два этапа с разгрузкой образца и последующей загрузкой, что позволяет установить величину остаточных деформаций. На первом этапе контрольный образец загружается с постоянной скоростью до заданной величины (350 кН), затем разгружается. На втором этапе образец загружается с постоянной скоростью до полного разрушения (рисунок 3.13).



Рисунок 3.13 – Разрушенные образцы-кубы

Методика эксперимента предполагает проведение испытаний балок на изгиб также в два этапа с разгрузкой образца. На первом этапе контрольный образец загружается с постоянной скоростью до заданной величины (7,5 кН), затем

разгружается. На втором этапе образец загружается с постоянной скоростью до разрушения. В процессе нагружения фиксируется образование и развитие трещин в балке. Испытанный образец представлен на рисунке 3.14.

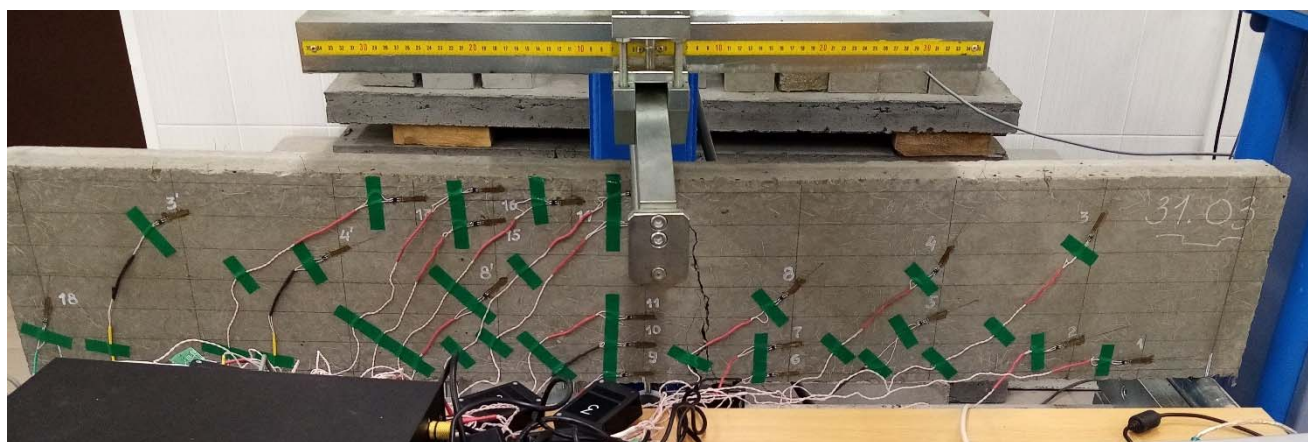


Рисунок 3.14 – Образование трещины в образце-балка

По окончании разгрузки контрольные образцы выдерживаются в течение 15 минут для стабилизации деформаций. После чего для каждого контрольного образца фиксируется величина остаточной деформации.

Характерной особенностью используемой методики было то, что в процессе испытаний на сжатие и изгиб в реальном времени синхронно с нагрузкой записывались продольные и поперечные деформации образцов.

3.4 Результаты испытаний образцов-кубов статической нагрузкой

В ходе экспериментов определение начального модуля упругости, предельной деформации, коэффициента поперечных деформаций и прочности на сжатие производилось на образцах-кубах размером $100 \times 100 \times 100$ мм. В процессе выполнения экспериментальной части количество стального волокна в образцах от партии (серии) увеличивалось от 0,5% до 2,0% по объему. Результаты испытаний по определению прочности на сжатие сталефибробетонных образцов-кубов представлены в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Результаты испытаний по определению прочности на сжатие сталефибробетонных образцов-кубов

Тип стального волокна	Кол-во стального волокна, μ_f , %	Средняя плотность, ρ , кг/м ³	Кубиковая прочность на сжатие, R, МПа	Призменная прочность на сжатие, R_{fb} , МПа	Предельная относительная деформация, ϵ_{ufbc}	Начальный модуль упругости, E_b , МПа $\times 10^{-3}$
Бетон без фибры	0	2158	55,00	39,5	0,00200	39,00
Фибра проволочная анкерная 0,3/30	0,5	2197	59,65	42,37	0,00172	44,98
	1,0	2236	62,13	43,98	0,00160	49,41
	1,5	2275	64,33	45,40	0,00156	49,88
	2,0	2291	66,55	46,81	0,00154	51,71
Фибра проволочная волновая 0,3/22	0,5	2197	57,75	41,13	0,00194	41,81
	1,0	2236	59,21	42,09	0,00191	43,43
	1,5	2275	60,47	42,91	0,00186	45,32
	2,0	2291	62,20	44,03	0,00182	48,16

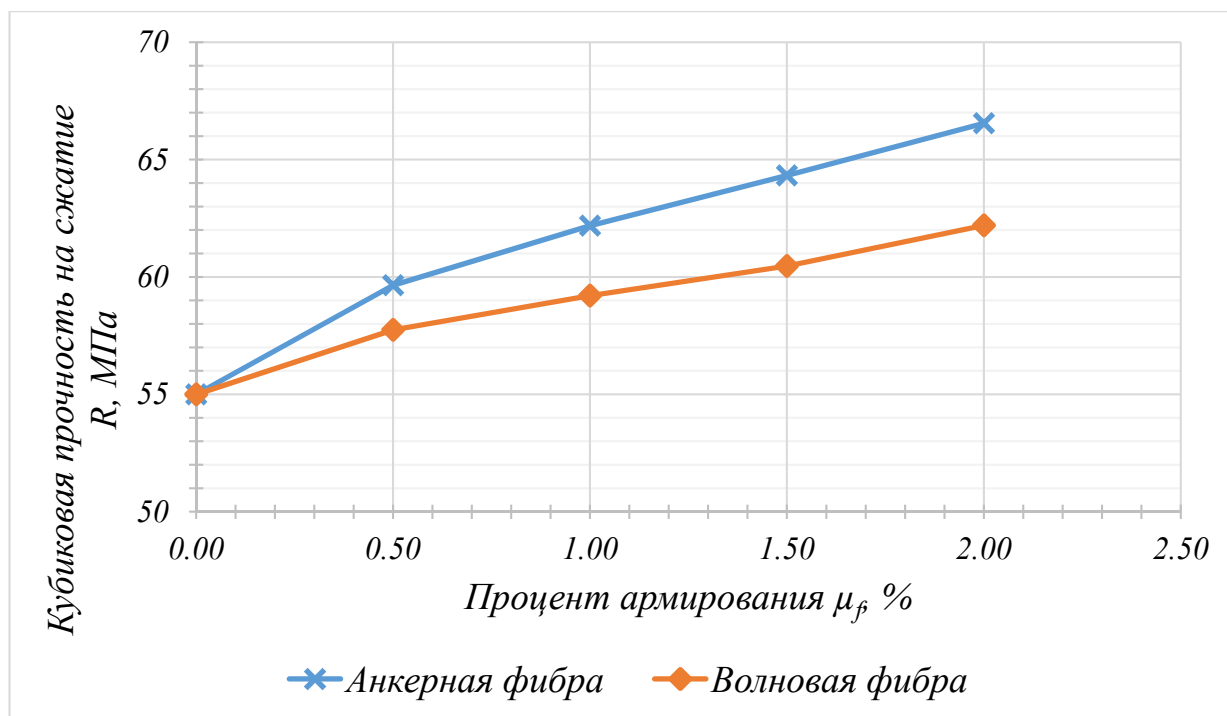


Рисунок 3.15 – Зависимость прочности сталефибробетонных образцов-кубов на сжатие от процента армирования и типа волокна (по объему)

Данные в таблице 3.8 и на рисунке 3.15 приведены с учетом масштабного коэффициента 0,95 согласно ГОСТ 10180-2012, который учитывает форму и размеры образца.

Из данных, представленных в таблице 3.8 и на рисунка 3.15, следует, что при увеличении дисперсного армирования, прочность сталефибробетона при сжатии растет с увеличением объемного содержания стального волокна. Из полученных результатов видно, что увеличение процента армирования до 2% позволяет повысить прочность дисперсно-армированного бетона на сжатие на 21% при использовании анкерной фибры и на 13% при использовании волновой. Предельная деформация образцов уменьшается с увеличением объемного содержания стального волокна: при проценте армирования до 2% предельная деформация уменьшается на 23% для анкерной фибры и на 9% для волновой. По полученным результатам установлено, что начальный модуль упругости дисперсно-армированного бетона увеличивается на 33% при использовании анкерной фибры и на 23,5% при использовании волновой. Из полученных данных следует, что использование анкерной фибры в качестве дисперсного армирования оказывается более эффективным, чем волновой.

По результатам испытаний образцов при статическом нагружении (сжатии) до разрушения определены деформационные и прочностные характеристики бетона. На основе экспериментальных данных построены действительные диаграммы деформирования сталефибробетона со стальным волокном с учетом типа армирующих волокон и процентного содержания армирующего волокна (рисунок 3.16, 3.17).

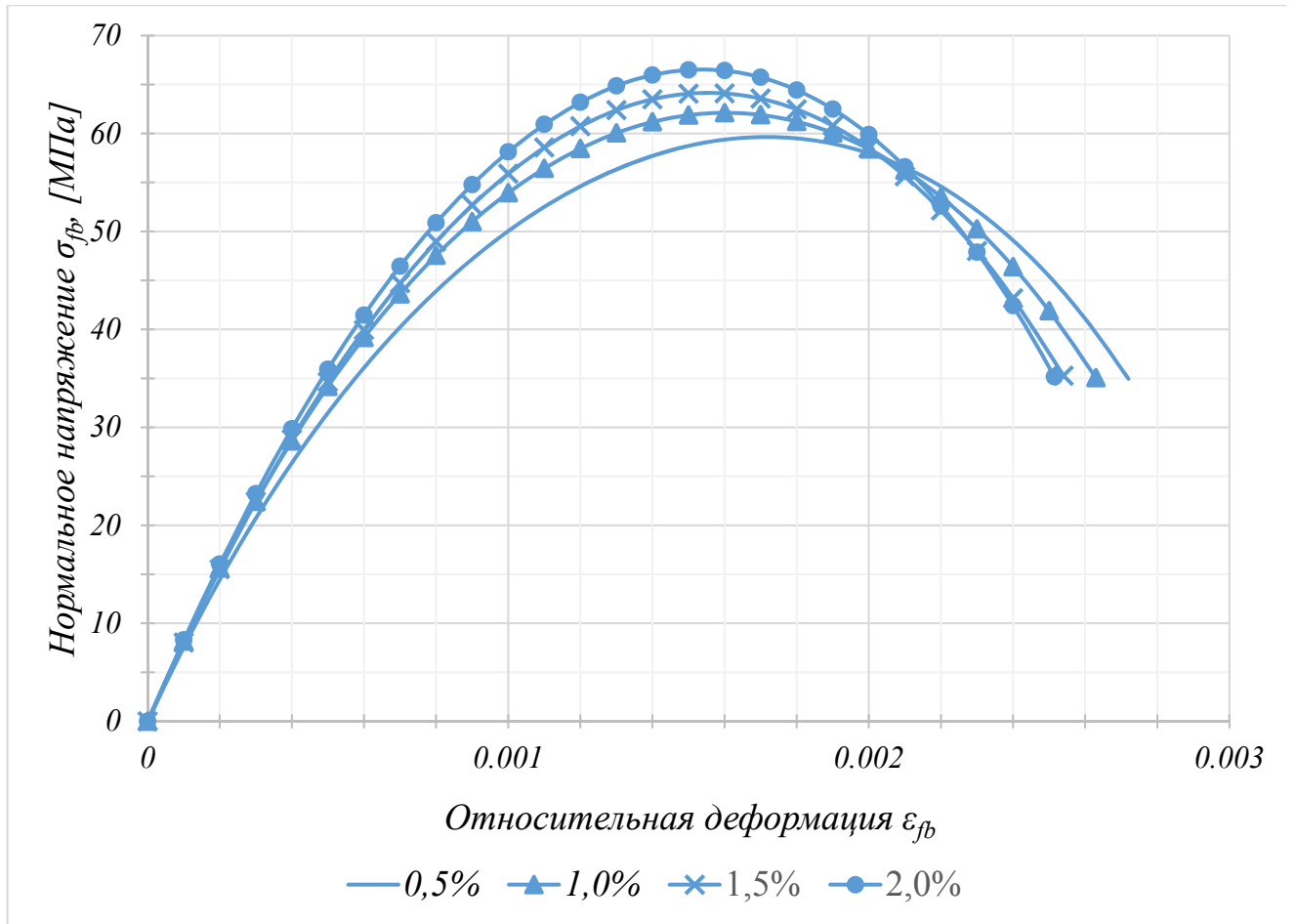


Рисунок 3.16 – Диаграмма «напряжение-деформация» для сталефибробетона на сжатие с применением волокна анкерного профиля

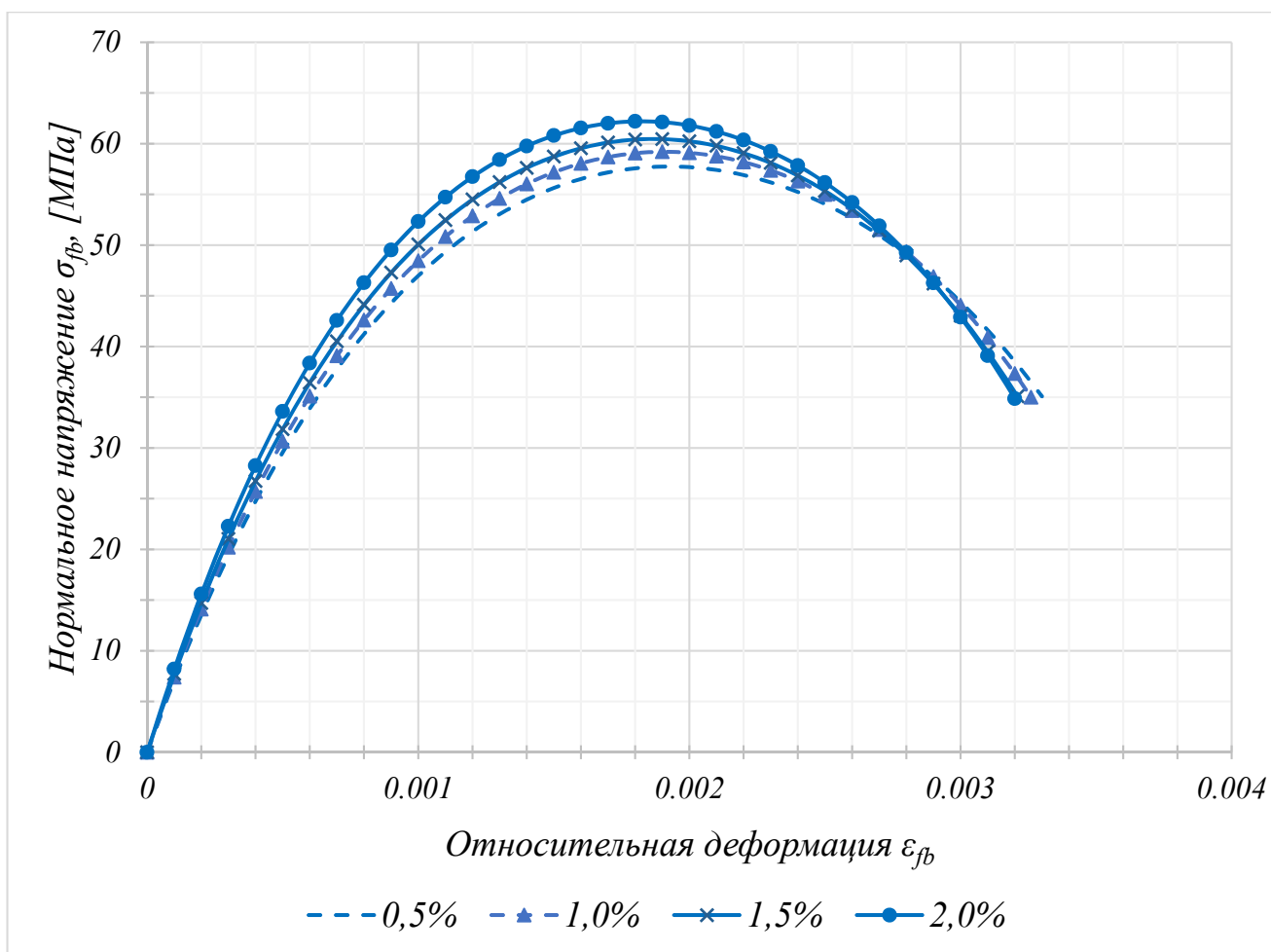


Рисунок 3.17 – Диаграмма «напряжение-деформация» для сталефибробетона на сжатие с применением волокна волнового профиля

Полученная экспериментальная зависимость между напряжениями и деформациями сталефибробетона при сжатии аппроксимирована полиномиальной функции четвертой степени, записанной в виде:

$$\sigma_{fb} = \alpha_1 \varepsilon_{fb} + \alpha_2 \varepsilon_{fb}^2 + \alpha_3 \varepsilon_{fb}^3 + \alpha_4 \varepsilon_{fb}^4, \quad (3.4.1)$$

где σ_{fb} – нормальные напряжения сжатия;

ε_{fb} – продольные деформации;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – постоянные коэффициенты, которые зависят от процентного содержания стального волокна и от типа профиля.

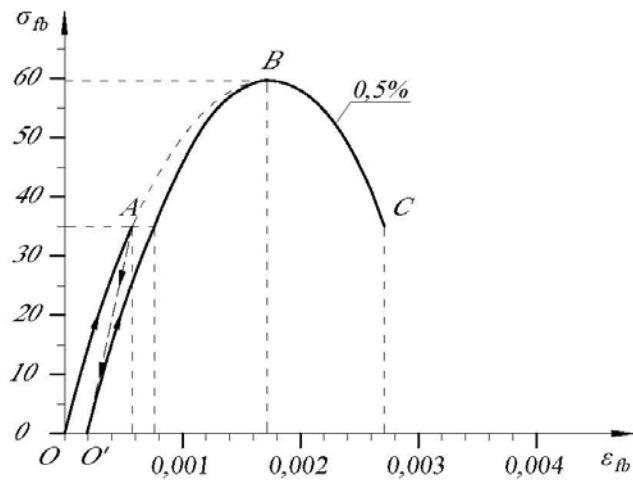
Постоянные коэффициенты $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$, определяющие вид экспериментальной диаграммы σ - ε (рисунок 3.16, 3.17) представлены в таблице 3.9.

Таблица 3.9 – Постоянные коэффициенты аппроксимирующей функции σ - ε сталефибробетона на сжатие в зависимости от типа профиля и количества стального волокна

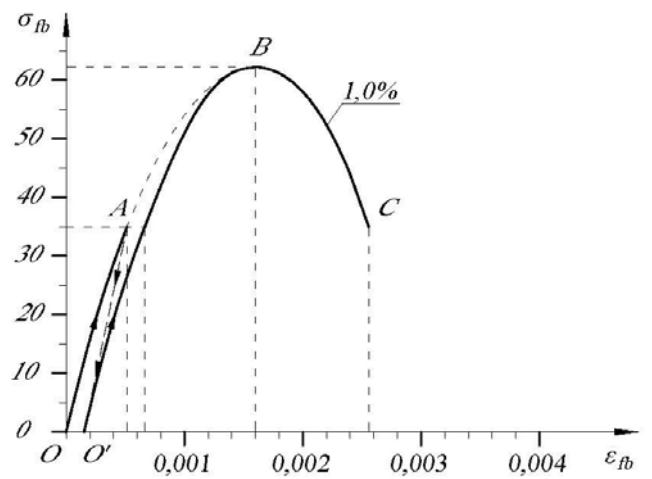
Тип стального волокна	Постоянные коэффициенты уравнения, $\times 10^6$	Количество стального волокна, μ_f [%]			
		0,5	1,0	1,5	2,0
Фибра проволочная анкерная 0,3/30	α_1	0,0794	0,0855	0,0833	0,0860
	α_2	-37,1	-37,8	-29,1	-29,1
	α_3	9590	7630	2280	1860
	α_4	-1810000	-1400000	-625000	-671000
Фибра проволочная волновая 0,3/22	α_1	0,0742	0,0775	0,0809	0,0862
	α_2	-33,4	-36,1	-38,6	-42,6
	α_3	7030	8110	8840	10000
	α_4	-83100	-1010000	-1130000	-1260000

Для построения диаграммы деформирования с учетом разгрузки из области неупругих деформаций и определения остаточных деформаций сталефибробетона образцы нагружались до заданного уровня напряжений, составляющих 60% от разрушающих, а затем производится полная разгрузка. На рисунках 3.18, 3.19 представлены диаграммы деформирования образцов сталефибробетона с ветвью нагрузки и разгрузки, которые отражают действительный характер работы.

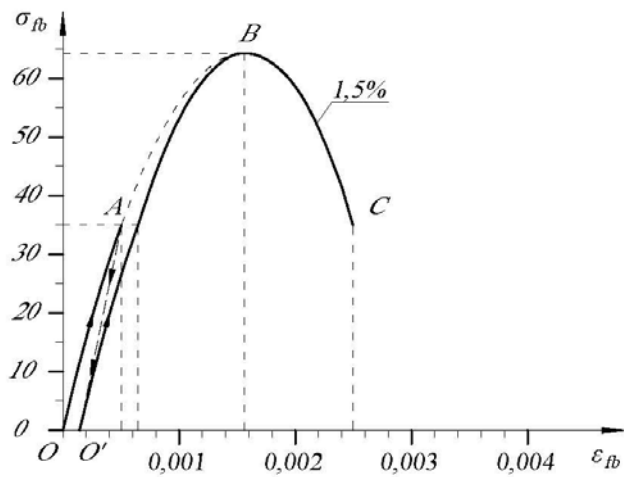
а)



б)



в)



г)

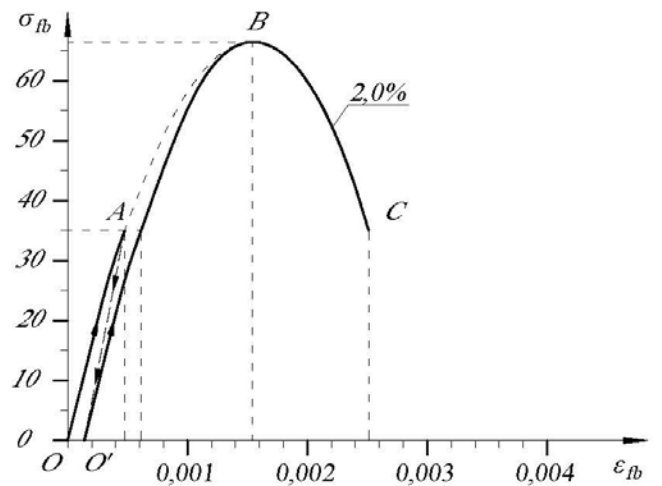


Рисунок 3.18 – Диаграмма деформирования сталефибробетона с ветвью нагрузки и разгрузки образцов-кубов с фиброй проволочной анкерной: а) $\mu_f=0,5\%$; б) $\mu_f=1,0\%$; в) $\mu_f=1,5\%$; г) $\mu_f=2,0\%$

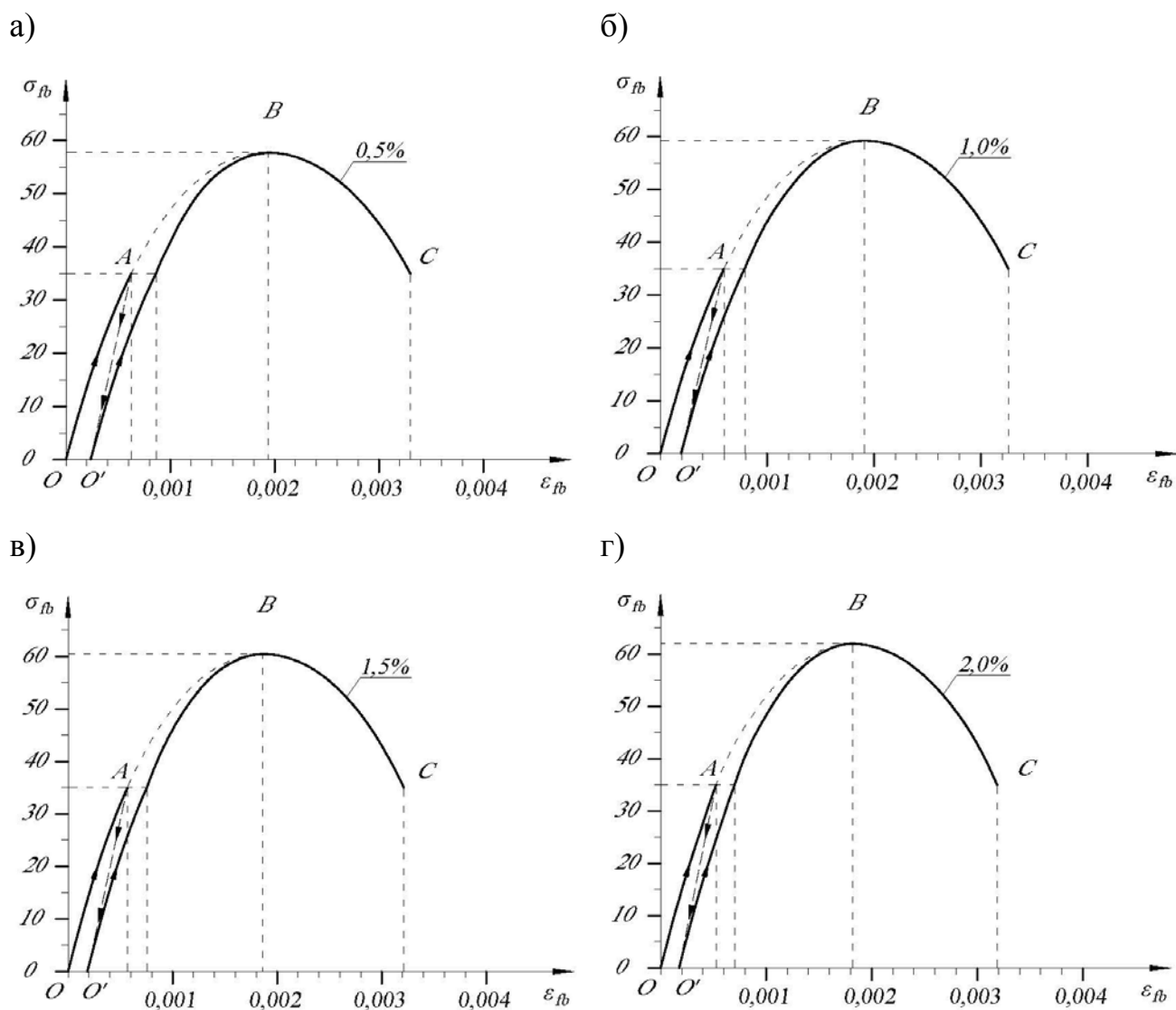


Рисунок 3.19 – Диаграмма деформирования сталефибробетона с ветвью нагрузки и разгрузки образцов-кубов с фиброй проволочной волновой: а) $\mu_f=0,5\%$; а) $\mu_f=1,0\%$; а) $\mu_f=1,5\%$; а) $\mu_f=2,0\%$

На диаграммах ветвь OA соответствует первоначальному нагружению до нагрузки, составляющей 60% от разрушающей. Ветвь AO' соответствует разгрузке образца. Отрезок OO' характеризует собой остаточные деформации ϵ_{plfb} . Точка B соответствует разрушающей нагрузке и предельной деформации ϵ_{ufbc} . Ниспадающая ветвь диаграммы описывается кривой BC .

Значения остаточных деформаций для сталефибробетонов, с различным процентом содержания анкерной и волной фибры, представлены в таблице 3.10.

Таблица 3.10 – Остаточные деформации сталефибробетона на сжатие от типа и количества стального волокна

Тип стального волокна	Остаточная деформация сталефибробетона, $\varepsilon_{plfb} \times 10^3$			
	Количество стального волокна, μ_f [%]			
	0,5	1,0	1,5	2,0
Фибра проволочная анкерная 0,3/30	0,190	0,150	0,143	0,138
Фибра проволочная волновая 0,3/22	0,236	0,193	0,186	0,175

Поперечные деформации ε_1 , полученные на образцах-кубах, связаны с продольной деформацией сталефибробетона формулой:

$$\varepsilon_1 = \nu \cdot \varepsilon \quad (3.4.2)$$

где ν – коэффициент поперечных деформаций.

Значения коэффициента поперечных деформаций испытываемых образцов приведены в таблице 3.11.

Таблица 3.11 – Значения коэффициента поперечной деформации (ν) на шагах нагружения

σ_{fb} / R_{fb}	0,24	0,44	0,61	0,74	0,84	0,92	0,97	1,00
Фибра проволочная анкерная 0,3/30	0,26	0,26	0,28	0,33	0,37	0,48	0,51	0,70
Фибра проволочная волновая 0,3/22	0,24	0,24	0,26	0,29	0,34	0,45	0,62	0,68

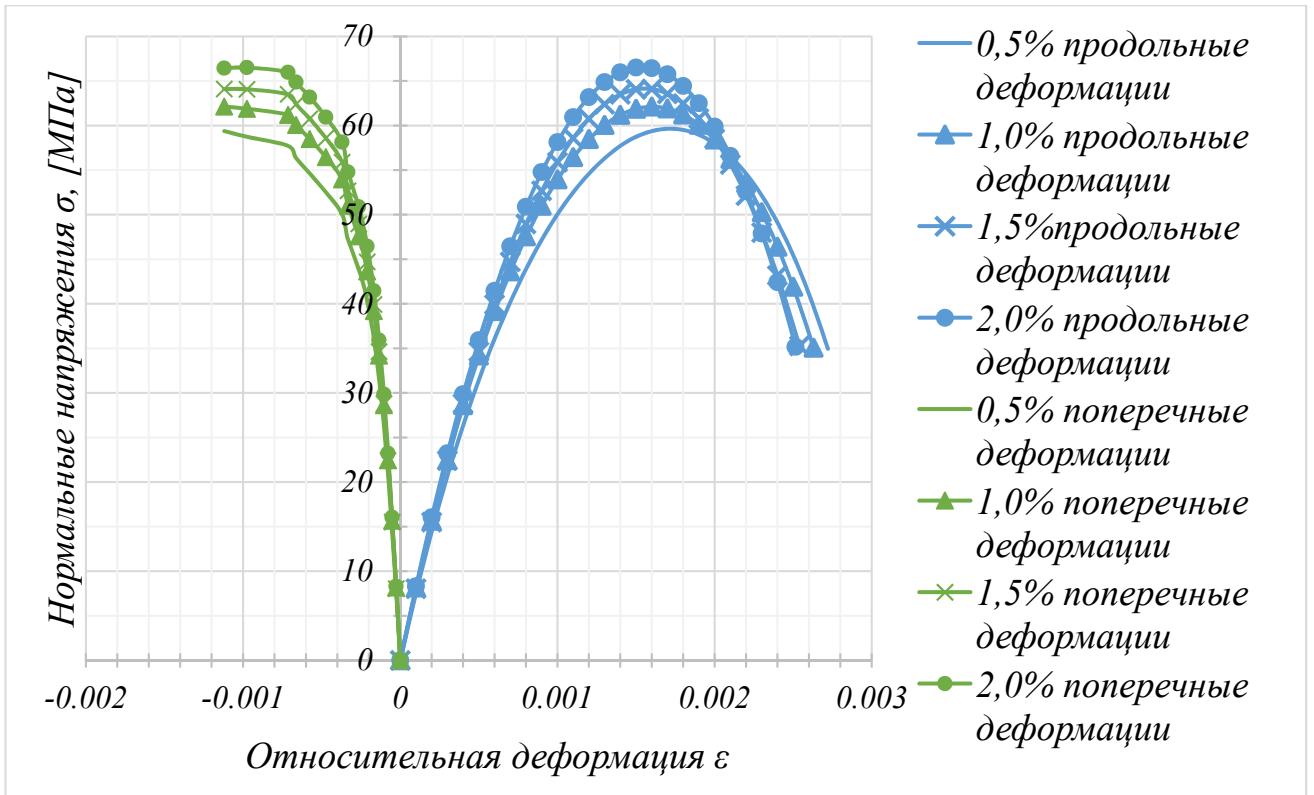


Рисунок 3.20 – Диаграммы деформирования сталефибробетона с использованием волокна анкерного профиля

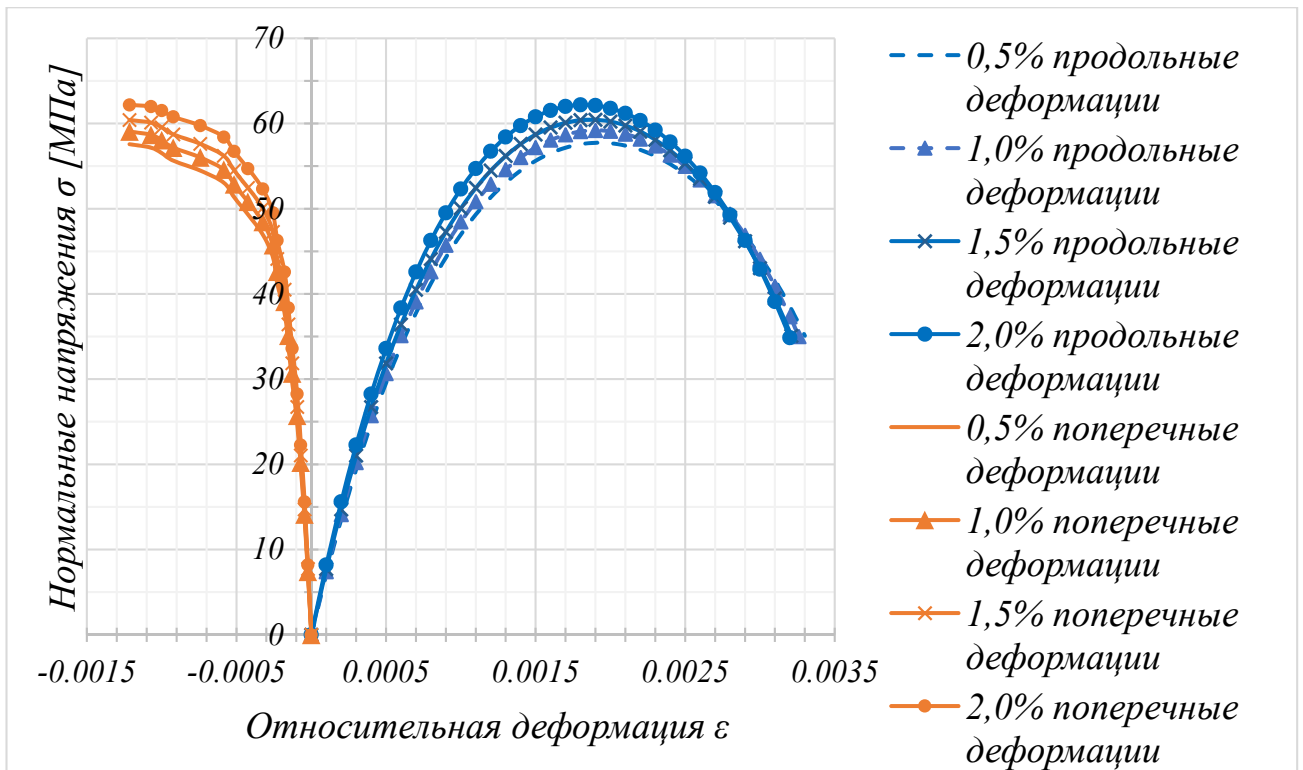


Рисунок 3.21 – Диаграммы деформирования сталефибробетона с использованием волокна волнового профиля

Сравнивая полученные диаграммы деформирования сталефибробетонов, а также характер изменения модуля упругости E , коэффициента поперечной деформации ν (рисунок 3.20, 3.21), можно сделать вывод о характере сдерживания стальными волокнами объемных деформаций бетона. Явно выражен эффект перераспределения усилий в бетоне; с ростом деформаций стальное волокно снимает часть нагрузки с бетонной матрицы, тем самым повышается верхняя граница трещиностойкости. Стоит отметить, что данное обстоятельство также было отмечено в работах других исследователей [161].

3.5 Результаты испытаний однородно армированных образцов-балок статической нагрузкой

Испытание балок на изгиб и исследование их несущей способности и трещиностойкости производилось в испытательной установке Matest. Дисперсно-армированные образцы-балки были изготовлены в четырех вариантах с различным содержанием стального волокна анкерного профиля: 0,5% (балка Б1), 1,0% (балка Б2), 1,5% (балка Б3) и 2,0% (балка Б4). На балку прикладывалась сосредоточенная нагрузка в середине пролета (рисунок 3.22), что соответствует схеме трехточечного изгиба. При этом одна из опор образцов принималась шарнирно-неподвижной, а вторая – шарнирно-подвижной. Нагружение осуществлялось в два этапа с разгрузкой образца. В середине пролета балки был установлен электронный индикатор DSG-D01 для измерения прогиба образца. Деформации балки измерялись в 21 точке резисторами ВХ 120-20АА, направление базы которых совпадало с направлением главных деформаций.

Результаты обработки экспериментальных данных, полученных при испытании образцов-балок сведены в таблицу 3.12.

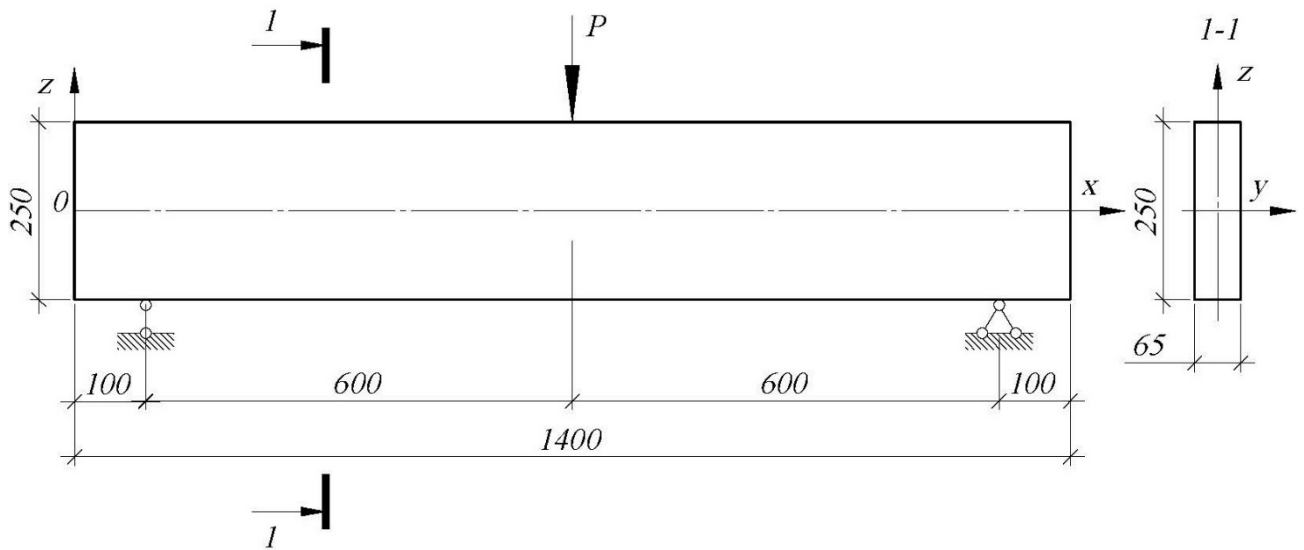


Рисунок 3.22 – Схема приложения нагрузки и габариты образца-балки

Таблица 3.12 – Результаты определения несущей способности, деформаций сталефибробетона, прогибов при испытании образцов-балок

Марка образца	Предельный изгибающий момент, M_{ult} , кН·м	Максимальные главные растягивающие напряжения, σ_{fbt} , МПа	Максимальные относительные деформации сжатия, $\varepsilon_{fbc} \times 10^3$	Максимальные относительные деформации растяжения, $\varepsilon_{fbt} \times 10^3$	Максимальный прогиб, f , мм
Балка Б1 (0,5%)	2,141	4,597	0,141	0,146	0,1208
Балка Б2 (1,0%)	2,549	5,292	0,139	0,153	0,1099
Балка Б3 (1,5%)	2,864	5,621	0,138	0,161	0,1089
Балка Б4 (2,0%)	3,105	6,081	0,136	0,168	0,1051

Для определения максимальных главных растягивающих напряжений была использована следующая методика. Модуль упругости растянутого бетона E_{fbt} при изменении нагрузки от P_i до $P_i + \Delta P_{i+1}$ линейно зависит от малого приращения прогиба Δf_{i+1} . Ввиду этого справедлива формула для вычисления модуля упругости при изменении P от 0 до конечного значения.

$$E_{fbt} = \frac{(P_i + \Delta P_{i+1})l^3}{48I_{fbt}(f_i + \Delta f_{i+1})} \quad (3.5.1)$$

Так как в процессе нагружения образцов трещины оказывают влияние на интегральную характеристику жесткости, в первом приближении момент инерции сечения с учетом неупругой работы можно определить по формуле:

$$I_{fbt} = kI \quad (3.5.2)$$

где $k=0,8$ – коэффициент, учитывающий неупругую работу; $I = \frac{bh^3}{12}$ – момент инерции прямоугольного сечения балки в отсутствии трещин.

Тогда главные растягивающие напряжения могут быть определены по формуле:

$$\sigma_{fbt} = E_{fbt} \varepsilon_{fbt} \quad (3.5.3)$$

Согласно нормам [54, 55, 119, 162] напряжения в растянутой зоне дисперсно-армированного бетона R_{fbt} прямоугольного сечения ($b \times h$) с учетом неупругих деформаций растянутого бетона можно определить по формуле:

$$R_{fbt} = \frac{M_{ult}}{W_{pl}} \quad (3.5.4)$$

где W_{pl} – упругопластический момент сопротивления сечения элемента для крайнего растянутого волокна.

$$W_{pl} = \frac{b \cdot h^2}{3,6} \quad (3.5.5)$$

Результаты экспериментальных данных в виде графиков показаны на рисунках 3.23-3.24.

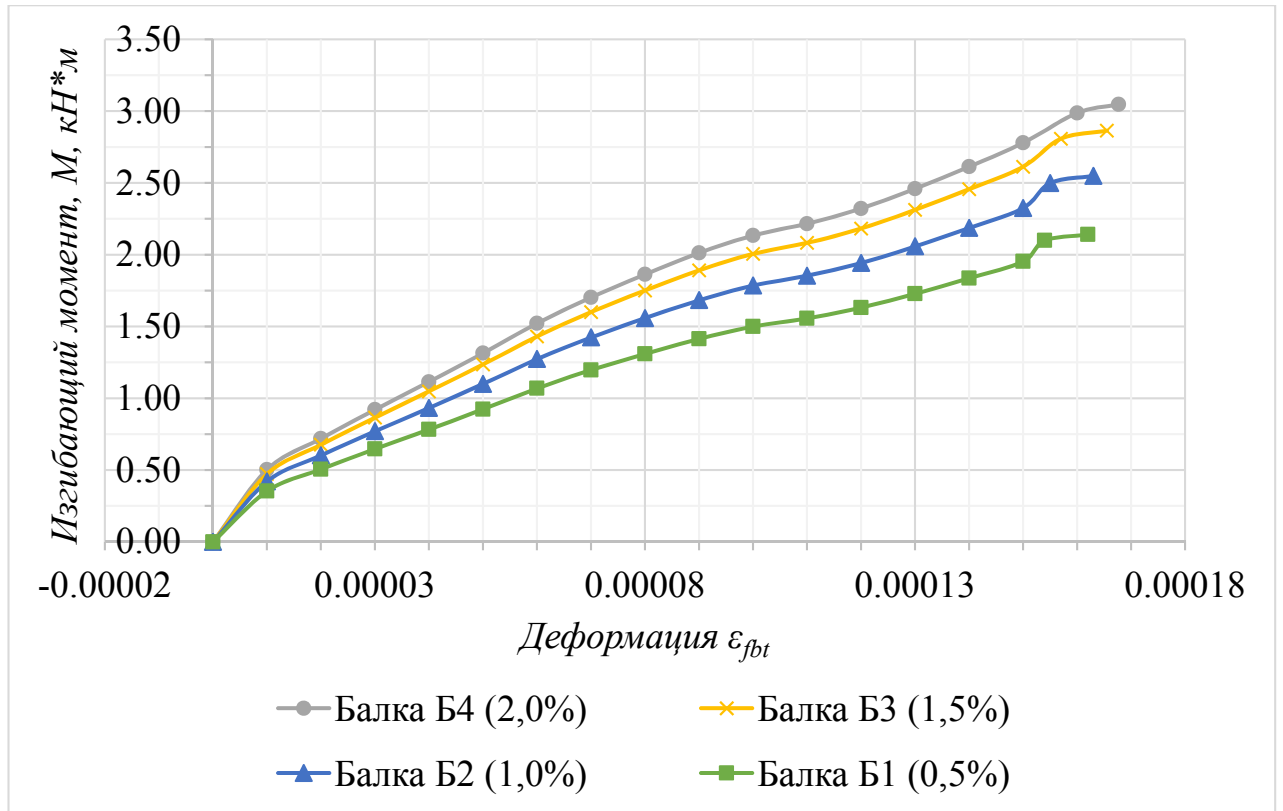


Рисунок 3.23 – Экспериментальная зависимость «изгибающий момент – деформации растяжения» для балок Б1, Б2, Б3, Б4

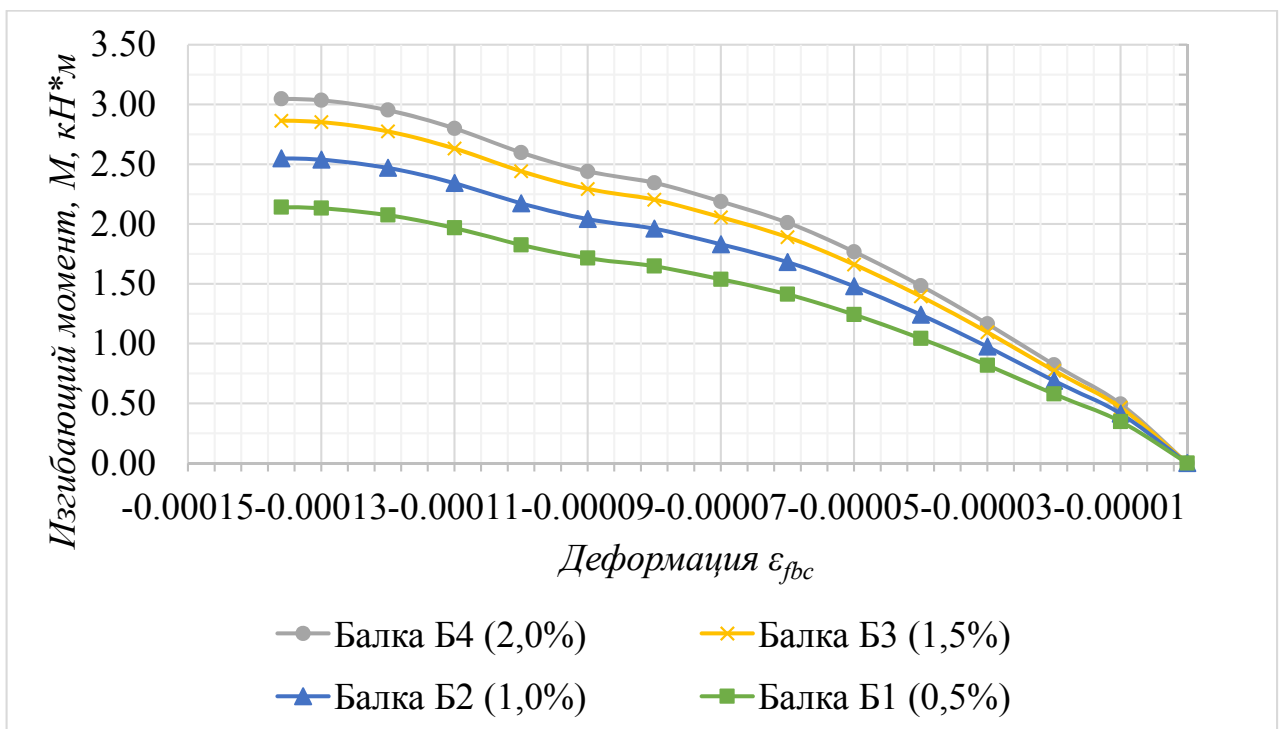


Рисунок 3.24 – Экспериментальная зависимость «изгибающий момент – деформации сжатия» для балок Б1, Б2, Б3, Б4

Полученные результаты испытаний сталефибробетонных балок на изгиб показали, что добавление стального волокна в состав бетонной смеси повышает прочность, трещиностойкость и деформативность балок. При увеличении дисперсного армирования до 2,0% повышается несущая способность балок на изгиб на 73% по сравнению с обычным бетоном того же класса прочности, при этом прогиб уменьшается в среднем на 15%.

3.6 Результаты испытаний неоднородно армированной сталефибробетонной балки статической нагрузкой

Испытание неоднородно армированной сталефибробетонной балки на изгиб и определение её несущей способности, трещиностойкости и деформативности производилось на испытательной установке Matest. Сталефибробетонная неоднородно армированная балка с применением волокна анкерного типа имела по высоте сечения неравномерное армирование (различный процент содержание дисперсной арматуры) в слоях. Как и при испытаниях однородно-армированных балок прикладывалась сосредоточенная нагрузка в середине пролета (рисунок 3.25). Одна опора образцов принималась шарнирно-неподвижной, вторая – шарнирно-подвижной. Нагружение осуществлялось в два этапа с разгрузкой образца. В середине пролета балки был установлен электронный индикатор DSG-D01 для определения прогиба образца. Деформации неоднородно-армированной балки определялись тензорезисторами ВХ 120-20АА.

Результаты обработки экспериментальных данных, полученных при испытании неоднородно армированной сталефибробетонной балки сведены в таблицу 3.13.

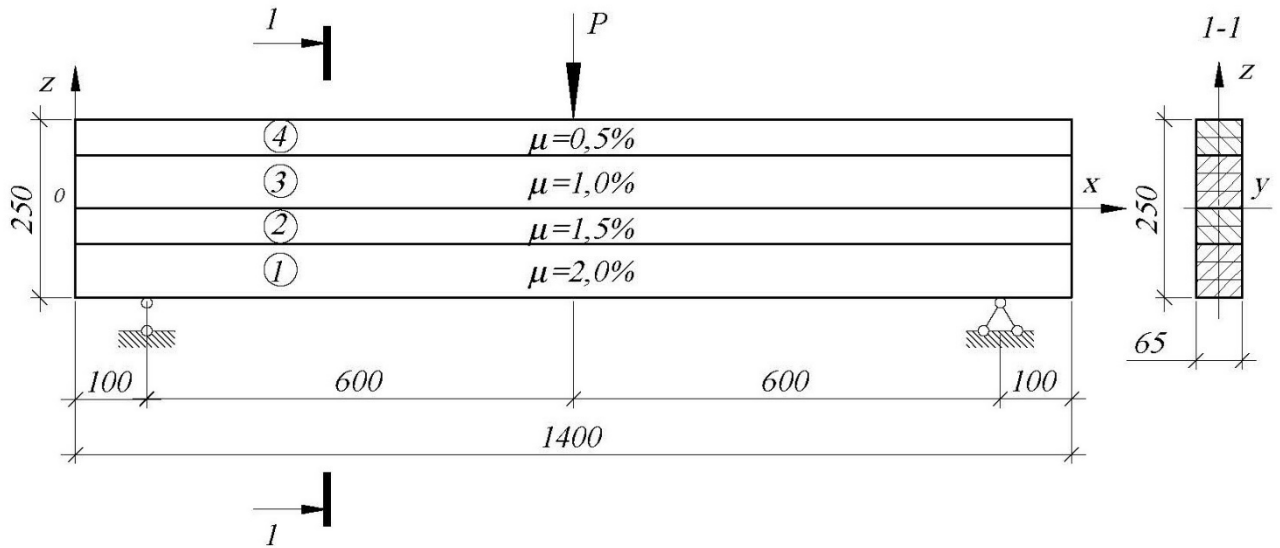


Рисунок 3.25 – Схема приложения нагрузки и габариты неоднородно армированной сталефибробетонной балки: 1 – номер слоя с $\mu_f=2,0\%$; 2 – номер слоя с $\mu_f=1,5\%$; 1 – номер слоя с $\mu_f=1,0\%$; 1 – номер слоя с $\mu_f=0,5\%$.

Таблица 3.13 – Результаты определения несущей способности, деформаций сталефибробетона, прогибов при испытании неоднородно армированной сталефибробетонной балки

Марка образца	Предельный изгибающий момент, M_{ult} , кН·м	Максимальные главные растягивающие напряжения, σ_{fbt} , МПа	Максимальные относительные деформации сжатия, $\varepsilon_{fbc} \times 10^3$	Максимальные относительные деформации растяжения, $\varepsilon_{fbt} \times 10^3$	Максимальный прогиб, f , мм
НСФБ1	3,047	5,661	0,136	0,164	0,1081

На рисунке 3.26 показана зависимость деформаций растяжения и изгибающего момента для неоднородно армированной сталефибробетонной балки для случая разгрузки образца. Показания снимались с тензорезисторов 6, 9 и 10, которые были расположены в слое №1. Разгрузка выполнялась при достижении нагрузки, составляющей 74% от предельной.

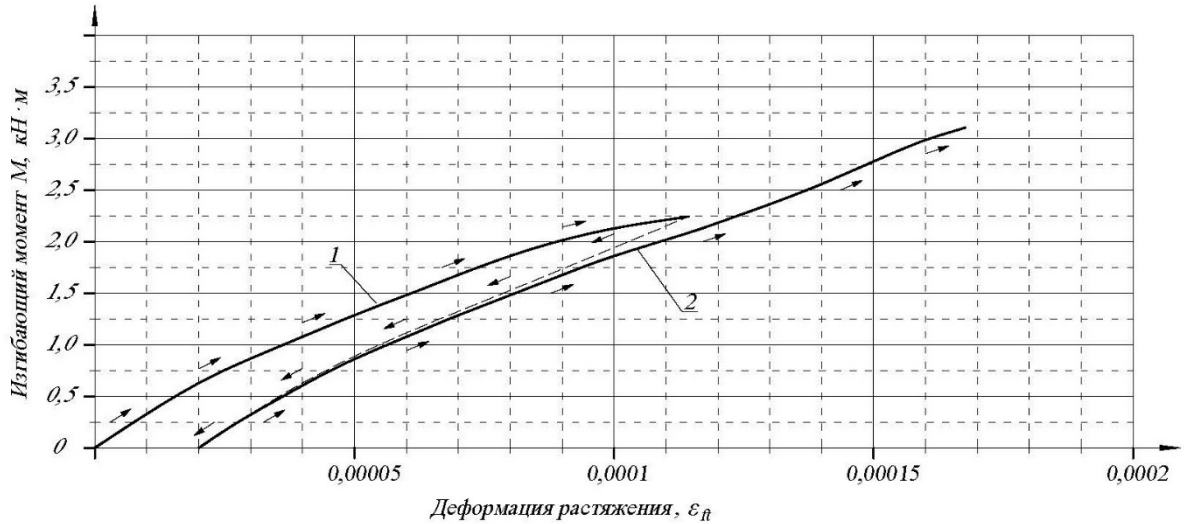


Рисунок 3.26 – Экспериментальная зависимость «изгибающий момент – деформации растяжения» для балки НСФБ1:

1 – первое нагружение до нагрузки 7,5 кН; 2 – второе нагружение до нагрузки при которой образуется трещина (предельная нагрузка $F_u=10,15$ кН)

На рисунке 3.27 показана зависимость деформаций сжатия и изгибающего момента для неоднородно армированной сталефибробетонной балки для случая разгрузки. Показания снимались с тензорезисторов 12, 13, 14 и 16, которые были расположены в слое №4.

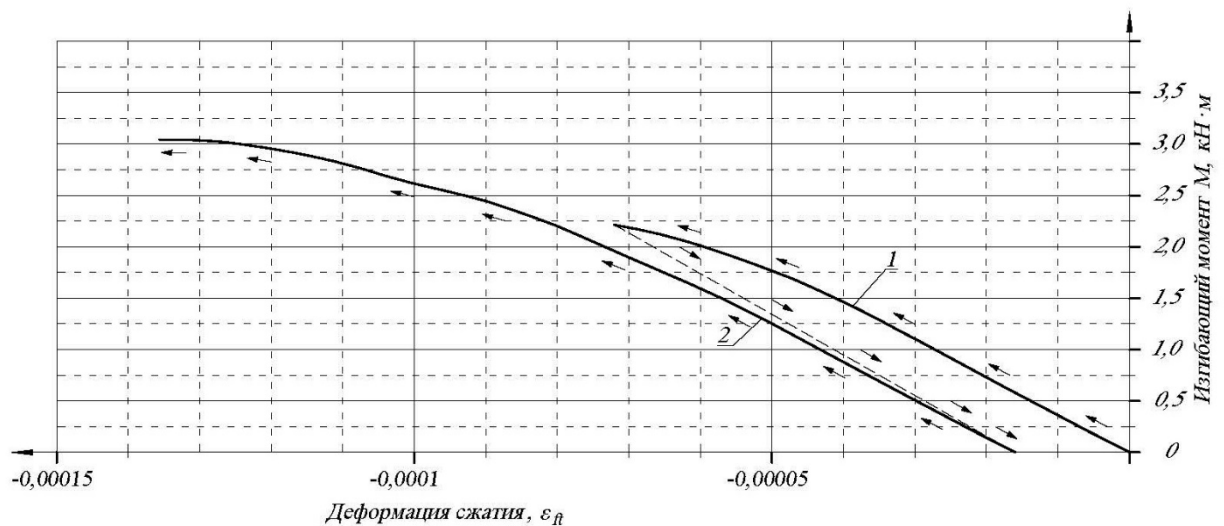


Рисунок 3.27 – Экспериментальная зависимость «изгибающий момент – деформации сжатия» для балки НСФБ1:

1 – первое нагружение до нагрузки 7,5 кН; 2 – второе нагружение до нагрузки при которой образуется трещина (предельная нагрузка $F_u=10,15$ кН)

На рисунке 3.29 показана зависимость прогибов и изгибающего момента сталефибробетонной балки. Данные приведены для шага, составляющего 10% от разрушающей нагрузки.

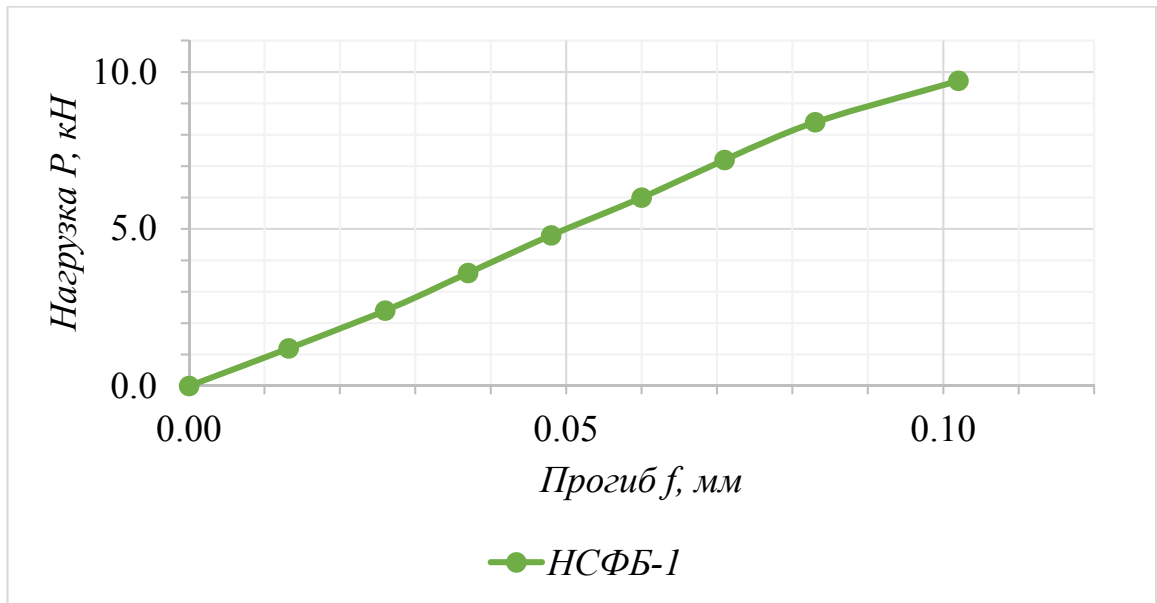


Рисунок 3.29 – Экспериментальная зависимость «изгибающий момент – прогиб» для балки НСФБ1

3.7 Выводы по третьей главе

По результатам проведенных испытаний построены действительные диаграммы деформирования образцов (кубов и балок) с различным видом фибрового волокна (фибра проволочная анкерная и волновая) и процентом армирования (от 0,5% до 2,0%), а также определены их физико-механические характеристики.

Проведенные экспериментальные исследования работы сталефибробетона на сжатие с применением стального волокна показали более высокие прочностные и деформативные характеристики по сравнению с обычным тяжелым бетоном того же класса, а именно:

1. Кубиковая прочность на осевое сжатие увеличилась от 8,5% до 21% для образцов с применением стального волокна анкерного типа и возросла от 5% до 13% для образцов с применением стального волокна волнового типа по сравнению с обычным бетоном того же класса прочности;
2. Предельные деформации сжатия уменьшаются от 14% до 23% для образцов с применением стального волокна анкерного типа и от 3% до 9% для образцов с применением стального волокна волнового типа по сравнению с обычным бетоном того же класса прочности;
3. Начальный модуль упругости увеличивается при осевом сжатии от 15% до 33% для образцов с применением стального волокна анкерного типа и от 7,2% до 23,5% для образцов с применением стального волокна волнового типа по сравнению с обычным бетоном того же класса прочности;
4. В работе отмечено, что диаграммы сталефибробетона при сжатии изменяются следующим образом: вершина диаграммы смещается вверх и влево, а угол касательной к наклону кривой в начале координат увеличивается.
5. Значения остаточных деформаций сталефибробетонов уменьшаются с ростом процента содержания стального волокна;

6. Значение коэффициента поперечных деформаций увеличивается с ростом процента содержания армирующего волокна и составляет в среднем 0,26 для фибры анкерного профиля и 0,24 для фибры волнового профиля.

Анализируя полученные выше результаты, можно сделать вывод, что использование в качестве дисперсного армирования стального волокна анкерного профиля является более эффективным, чем волокна волнового профиля.

Оптимальный процент содержания стального волокна в дисперсно-армированном бетоне находится в диапазоне от 0,5% до 2,0%. При более высоком проценте армирования волокна при перемешивании стремятся к образованию комков и тем самым препятствуют качественному уплотнению бетонной матрицы при перемешивании и укладки смеси, что может сказаться на прочности и привести к её снижению.

Изменение кубиковой прочности при увеличении процента армирования волокнами носит преимущественно линейный характер. Так, в пределах от 0% до 0,5% прочность резко возрастает, затем растет линейно. При содержании армирующего волокна в бетонной матрице более 2% значительного увеличения прочности не наблюдается.

На основе полученных действительных диаграмм деформирования образцов на сжатие была предложена зависимость между напряжениями и деформациями сталефибробетона в виде полиномиальной функции четвертой степени. Определены и приведены в таблице постоянные коэффициенты указанного уравнения четвертой степени, зависящие от типа и процентного содержания армирующего волокна.

Проведенные экспериментальные исследования работы сталефибробетона на изгиб с применением стального волокна анкерного профиля показали более высокие прочностные и деформативные характеристики по сравнению с обычным бетоном того же класса, а именно:

1. Несущая способность балок на изгиб с применением армирующего стального волокна анкерного типа в количестве от 0,5% до 2% увеличивается от 21,6% до 73% по сравнению с обычным бетоном;

2. Относительные деформации растяжения дисперсно-армированного бетона увеличиваются в среднем на 15% с ростом процентного содержания армирующих волокон;
3. Прогиб балок уменьшается в среднем на 15% с ростом процентного содержания армирующих волокон.

Проведенные испытания неоднородно армированной сталефибробетонной балки с применением стального волокна анкерного профиля подтвердили предположение о рациональности увеличения процентного содержания армирующих волокон в более напряженных участках конструкций. Тем самым, несущая способность неоднородно армированной балки на изгиб возросла на 6% по сравнению с однородно армированной балкой с равномерным содержанием армирующего волокна в пределах 1,5%.

Полученные экспериментальные данные для неоднородно армированной сталефибробетонной балки будут использованы для верификации разработанного нелинейного конечного элемента балки неоднородного армирования с учетом влияния деформации поперечного сдвига. Теоретическая основа которого изложена в следующей главе настоящей работы.

ГЛАВА 4. ОСНОВНЫЕ ПРЕДПОСЫЛКИ ФИЗИЧЕСКИ НЕЛИНЕЙНОГО РАСЧЕТА НЕОДНОРОДНО АРМИРОВАННЫХ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

В данной главе приводятся теоретические положения, послужившие основой для разработки конечного элемента балки неоднородного армирования.

4.1. Метод Ньютона-Рафсона для физически нелинейного расчета дисперсно-армированных конструкций

Как известно, в нелинейных задачах отсутствует единственность решения. Для получения решения с заданной точностью, используют линеаризованный подход на каждом шаге нагружения при малом приращении действующей на конструкцию нагрузки.

Метод Ньютона-Рафсона [163] на сегодняшний день остается одним из наиболее эффективных численных итерационных методов. Особенностью метода является то, что на каждой итерации пересчитывается физическая матрица характеристик материала.

Графически суть метода можно интерпретировать следующим образом. На рисунке 4.1 к кривой $0-1-i-(i+1)$ построены касательные $1-i$, $i-(i+1)$, которые определяют зависимости между приращениями деформаций $\Delta \varepsilon_{fbi+1} = \varepsilon_{fbi+1} - \varepsilon_{fbi}$ и напряжениями $\sigma_{fb} - \sigma_{fbi}$. Таким образом, для определения модуля упругости на каждой итерации используется уравнение:

$$E_{fbi} = \frac{\sigma_{fb} - \sigma_{fbi}}{\varepsilon_{fbi+1} - \varepsilon_{fbi}} = \frac{\Delta \sigma_{fbi}}{\Delta \varepsilon_{fbi+1}} \quad (4.1.1)$$

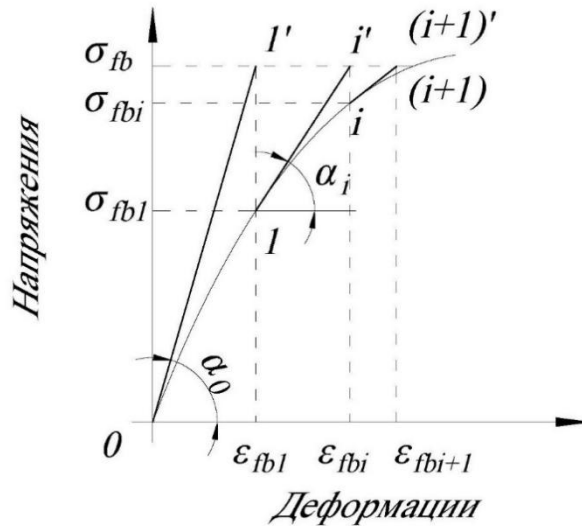


Рисунок 4.1 – Итерационный метод Ньютона-Рафсона

Для ускорения сходимости решения используют различные подходы, базирующиеся на энергетической коррекции вектора узловых перемещений. В таком случае, обычно говорят о модифицированном методе Ньютона-Рафсона.

Метод Ньютона-Рафсона в модифицированной форме используется в решении нелинейных уравнений в вычислительном комплексе ПРИНС [164].

4.2. Конечный элемент балки неоднородного армирования

При проектировании бетонных конструкций с дисперсным армированием может возникнуть необходимость учета неоднородного распределения армирующего материала по высоте сечения элемента. В связи с этим, целесообразно увеличивать процент армирующего волокна в наиболее напряженных участках конструкции. Данная задача с успехом может быть решена при использовании объемных конечных элементов, в своей основе реализующие те или иные критерии прочности и пластичного бетона, и армирующего материала. Указанные конечные элементы реализованы, преимущественно, в расчетных комплексах иностранного производства (например, Ansys), которые могут быть недоступны широкому кругу инженеров.

При этом использование объемных конечных элементов ведёт за собой увеличение размерности решаемых задач, что при задачах с большим количеством неизвестных и компьютерах с невысокой производительностью может привести к существенным временным затратам на получение достоверного результата.

Ввиду вышеперечисленного, проблема разработки простых в реализации и понятных широкому кругу пользователей конечных элементов остается до сих пор актуальной задачей. Одним из таких элементов может являться стержневой конечный элемент балки неоднородного армирования, позволяющий получать значения напряжений, деформаций и перемещений в характерном бетонном или арматурном слое, задаваемом пользователем.

Отчасти, вычислительные возможности такого конечного элемента сравнимы с возможностями объемных конечных элементов, реализуемых в расчетных программах, преимущественно иностранного производства. При этом, простота вычисления матрицы жесткости такого конечного элемента, геометрической и физической матриц является, очевидно, его достоинством.

Для построения этого конечного элемента была использована теория расчета многослойных балок, приведенная в работе Варвака [166], которая была модифицирована в соответствии с общими принципами метода конечных элементов.

Рассмотрим задачу о плоском изгибе балки (рисунок 4.2), которая состоит из нескольких слоев материала, работающих совместно без отрыва и проскальзывания. Каждый слой k ($k=1, 2, \dots, n$) при толщине h_k может быть переменным по ширине $b_k = b_k(z)$.

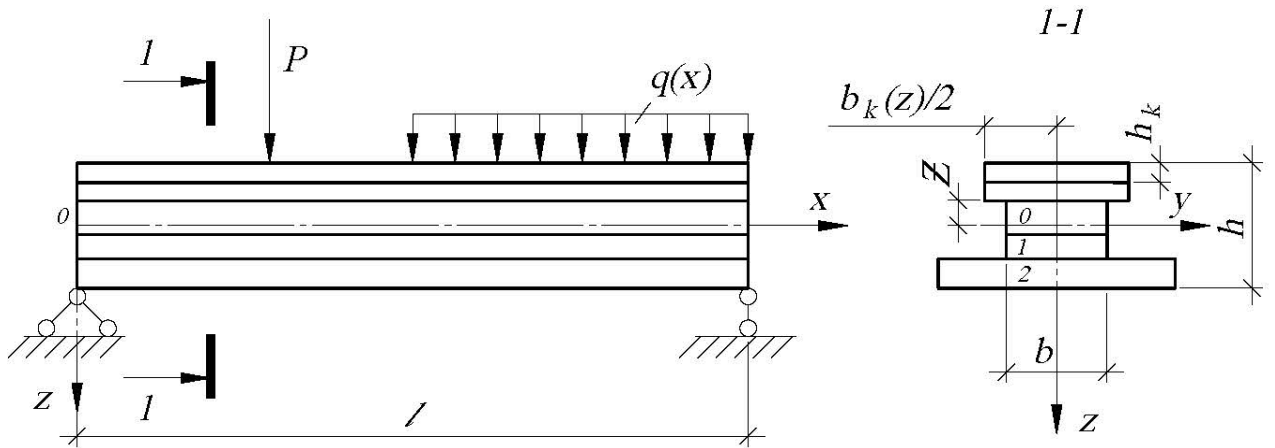


Рисунок 4.2 – Балка неоднородного армирования

В общем случае материал любого слоя является анизотропным и обладает свойствами, переменными по его толщине, а также различными в направлении осей x и z . С учетом наличия армирующих слоев, считая плоскости армирования перпендикулярным к оси z , будем иметь слои балки, разно сопротивляющиеся сдвигу в плоскости xOz – поперечному сдвигу. Вводится предположение о том, что каждый k -ый слой несжимаем в направлении z . Тогда закон Гука для слоя можно записать следующим образом:

$$\begin{aligned}\sigma_k &= E_k \varepsilon_k, \\ \tau_k &= G_k \gamma_k.\end{aligned}\quad (4.2.1)$$

где $E_k = E_k(z)$ – модуль продольной упругости для направления x ; $G_k = G_k(z)$ – модуль сдвига.

Рассмотрим для примера случай армирования, при котором верхние и нижние армирующие слои соединены бетонным слоем. Очевидно, что в данном случае гипотеза плоских сечений неприменима, так как за счет деформации сдвига бетонного слоя поперечные сечения балки будут существенно искривляться. В этом случае, а также в случаях балок с большим количеством армирующих слоев, для расчета можно использовать двумерные и трехмерные конечные элементы, но поскольку число КЭ, и, следовательно, неизвестных, зависит от количества и толщины слоев, то расчет может оказаться весьма громоздким. Количество неизвестных можно существенно уменьшить, рассматривая задачу как одномерную. Для этого нужно построить КЭ который учитывает неоднородность

строения балки по высоте сечения и влияние деформации поперечного сдвига на напряженно-деформируемое состояние.

Ниже представлены основные зависимости для расчета многослойных балок. С учетом гипотезы плоских сечений. Вертикальные и горизонтальные перемещения i -го слоя определяются соотношениями:

$$\begin{aligned} w_k(x, z) &= w(x), \\ u_k(x, z) &= -\frac{dw(x)}{dx} Z. \end{aligned} \quad (4.2.2)$$

Продольные деформации и деформации поперечного сдвига i -го слоя равны:

$$\begin{aligned} \varepsilon_k &= \frac{\partial u_k}{\partial x} = -\frac{d^2 w}{dx^2} Z, \\ \gamma_k &= \frac{\partial u_k}{\partial z} + \frac{\partial w_k}{\partial x} = -\frac{dw}{dx} + \frac{dw}{dx} = 0. \end{aligned} \quad (4.2.3)$$

Согласно закону Гука:

$$\begin{aligned} \sigma_k &= -E_k \frac{d^2 w}{dx^2} Z, \\ \tau_k &= 0. \end{aligned} \quad (4.2.4)$$

Соотношения (4.2.2-4.2.4) справедливы для случая чистого изгиба.

При поперечном изгибе касательные напряжения можно найдем из условия равновесия части F элемента dx балки (рисунок 4.3):

$$\sum P_x = \tau_k b_k + \int_F \frac{\partial \sigma_k}{\partial x} dF = 0. \quad (4.2.5)$$

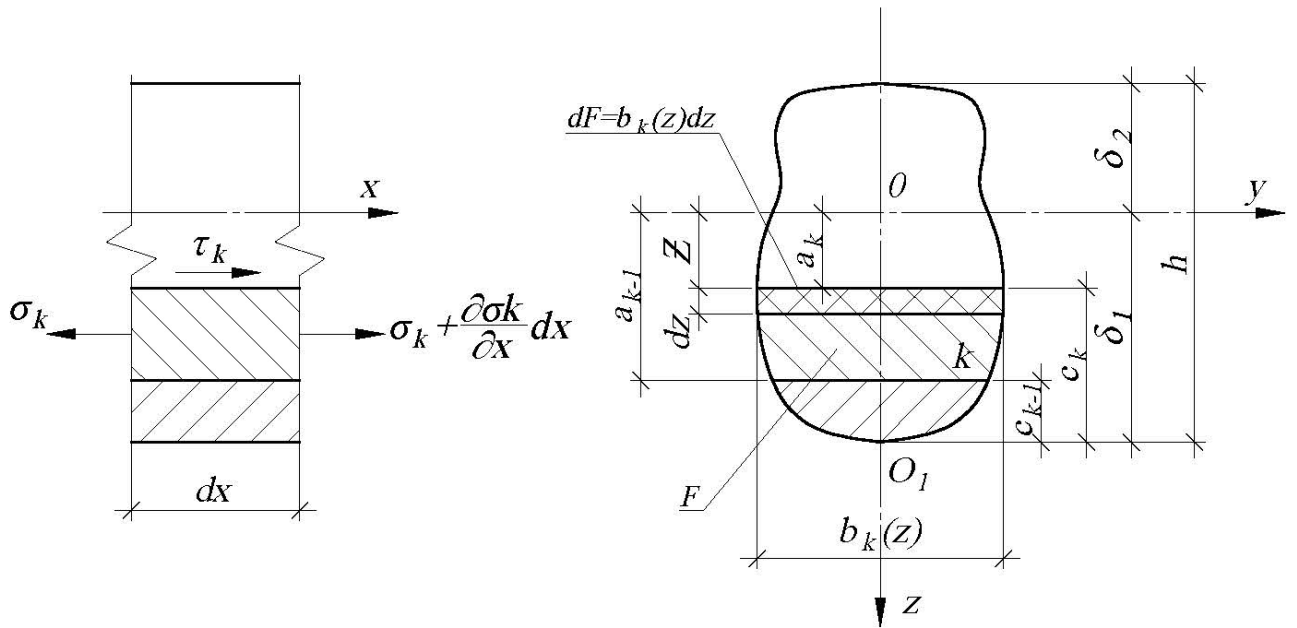


Рисунок 4.3 – Для получения уравнения равновесия балки

Отсюда можно получить уравнение для определения касательных напряжений:

$$\tau_k = -\frac{1}{b_k} \int_F \frac{\partial \sigma_k}{\partial x} dF = \frac{d^3 w}{dx^3} \frac{1}{b_k} \int_F E_k z dF = \frac{d^3 w}{dx^3} \frac{1}{b_k} \int_{-\delta_2}^z E_k b_k z dz, \quad (4.2.6)$$

где $E_k = E_k(z)$, $b_k = b_k(z)$, $\delta_2 > 0$ – расстояние от нейтральной оси y до верхней грани сечения, Z – координата, отсчитываемая от оси y .

Для случая, когда на поверхности балки $Z = \delta_2$ нет тангенциальной нагрузки, т.е. $\tau_k = 0$ выполняется условие:

$$\int_{-\delta_1}^{\delta_2} E_k b_k z dz = \sum_{k=1}^n \int_{a_{k-1}}^{a_k} E_k b_k z dz = 0. \quad (4.2.7)$$

Отсюда находится положение нейтральной поверхности ($Z = 0$). Для этого в уравнении (4.2.7) принимается $Z = z_k - \delta_1$, где z_k отсчитывается от начала координат O_1 . Расстояние от точки O_1 до нейтральной оси:

$$\delta_1 = \frac{\sum_{k=1}^n \int_{c_{k-1}}^{c_k} E_k b_k z_k dz_k}{\sum_{k=1}^n \int_{c_{k-1}}^{c_k} E_k b_k dz_k}. \quad (4.2.8)$$

Для сравнения, в частном случае однородной балки ($E_k = E$) прямоугольного сечения $b \times h$ из формул (4.2.8) и (4.2.6) следует, что:

$$\delta_1 = \frac{h}{2}; \tau = \frac{d^3 w}{dx^3} E \left(\frac{z^2}{2} - \frac{h^2}{8} \right), \quad (4.2.9)$$

т.е. закон изменения касательных напряжений описывается квадратичной функцией.

В модели балки, в которой полагается, что поперечные сечения искривляются за счет действия касательных напряжений, принимается следующая формула:

$$\tau_k = -\frac{d\kappa}{dx} \frac{1}{b_k} \int_{-\delta_2}^z E_k b_k z dz, \quad (4.2.10)$$

где $\kappa(x) = \frac{d^2 w}{dx^2}$ – кривизна сдвига.

В данном случае распределение касательных напряжений вдоль оси балки будет характеризоваться функцией кривизны $\kappa = \kappa(x)$. Вертикальные перемещения принимаются постоянными по высоте сечения:

$$w_k(x, z) = w(x). \quad (4.2.11)$$

Учитывая допущение (4.2.11), уравнение (4.2.10) можно переписать в следующем виде:

$$\tau_k = \frac{d^3 w}{dx^3} \frac{1}{b_k} \int_{-\delta_2}^z E_k b_k z dz = \frac{d\kappa}{dx} \frac{1}{b_k} \int_{-\delta_2}^z E_k b_k z dz = G_k \frac{d\kappa}{dx} \frac{d\psi_k(z)}{dz}, \quad (4.2.12)$$

где $\frac{d\psi_k(z)}{dz} = \frac{1}{G_k b_k} \int_{-\delta_2}^z E_k b_k z dz$.

В тоже время

$$\gamma_k = \frac{\partial u_k}{\partial z} + \frac{\partial w_k}{\partial x} = \frac{\tau_k}{G_k} = \frac{d\kappa}{dx} \frac{d\psi_k(z)}{dz}, \quad (4.2.13)$$

$$\frac{\partial u_k}{\partial z} = -\frac{\partial w_k}{\partial x} + \frac{d\kappa}{dx} \frac{d\psi_k(z)}{dz}.$$

Проинтегрировав выражение (4.2.13) по z и учитывая, что $w_k = w$ (см. уравнение 4.2.11), получаем следующее выражение:

$$u_k(x, z) = -\frac{\partial w}{\partial x} z + \frac{d\kappa}{dx} \psi_k(z), \quad (4.2.14)$$

где

$$\psi_k(z) = \int_0^z \frac{1}{G_k b_k} \left(\int_{-\delta_1}^z E_k b_k \tilde{z} d\tilde{z} \right) dz. \quad (4.2.15)$$

При этом формула для прямоугольного сечения $b \times h$ может быть существенно упрощена

$$\psi_k(z) = \int_0^z \frac{1}{G_k b_k} \left(\int_{-\delta_1}^z E_k b_k \tilde{z} d\tilde{z} \right) dz = \frac{E_k}{G_k} \left(\frac{z^3}{6} - z \frac{\delta_1^2}{2} \right).$$

Второе слагаемое в формуле (4.2.14) учитывает искривление сечения за счет действия касательных напряжений. Схема перемещения слоев балки при изгибе показана на рисунке 4.4. Если полагать, что материал балки является абсолютно жестким, т.е. $\psi_k(z) \rightarrow 0$ при $G_k \rightarrow \infty$, тогда получаются перемещения u_i , основанные на гипотезе плоских сечений.

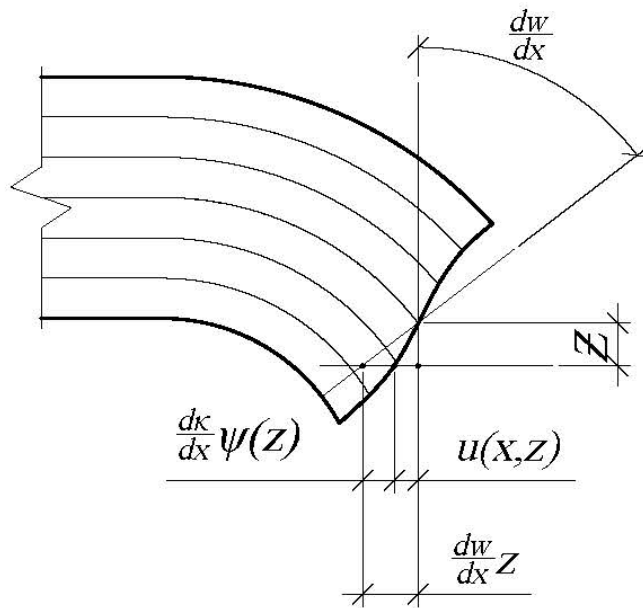


Рисунок 4.4 – Схема перемещений слоев балки при изгибе

Продольные деформации определяются выражением:

$$\varepsilon_k = \frac{\partial u_k}{\partial x} = -\frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{d^2 \kappa}{dx^2} \psi_k(z). \quad (4.2.16)$$

Согласно закону Гука напряжения с учетом выражений для деформаций (4.2.16) и (4.2.13) будут иметь вид:

$$\sigma_k = -E_k \left[\frac{d^2 w}{dx^2} Z - \frac{d^2 \kappa}{dx^2} \psi_k(z) \right], \quad (4.2.17)$$

$$\tau_k = G_k \frac{d\kappa}{dx} \frac{d\psi_k(z)}{dz}. \quad (4.2.18)$$

С учетом уравнений (4.2.13) и (4.2.16 – 4.2.18) для компонентов напряженно-деформированного состояния получим выражение для потенциальной энергии деформации балки:

$$\begin{aligned} W = \frac{1}{2} \int_0^l (\sigma_k \varepsilon_k + \tau_k \gamma_k) dF &= \frac{1}{2} \int_0^l \left\{ \int_F \sigma_k \left[-\frac{d^2 w}{dx^2} Z + \frac{d^2 \kappa}{dx^2} \psi_k(z) \right] dF + \right. \\ &\left. + \int_F \tau_k \frac{d\kappa}{dx} \frac{d\psi_k(z)}{dz} dF \right\} dx = -\frac{1}{2} \int_0^l \left(M \frac{d^2 w}{dx^2} - \bar{M} \frac{d^2 \kappa}{dx^2} - \bar{Q} \frac{d\kappa}{dx} \right) dx, \end{aligned} \quad (4.2.19)$$

где l – длина балки; F – площадь поперечного сечения; M – изгибающий момент; Q – поперечная сила; \bar{M} и \bar{Q} – обобщенные изгибающий момент и поперечная сила, возникающие в следствие деформации сдвига поперечных сечений и отвечающие принятым выражениям для деформаций.

При этом

$$\begin{aligned} M &= \int_F \sigma_k z dF; & Q &= \int_F \tau_k dF; \\ \bar{M} &= \int_F \sigma_k \psi_k(z) dF; & \bar{Q} &= \int_F \tau_k \frac{d\psi_k(z)}{dz} dF. \end{aligned} \quad (4.2.20)$$

Если $\bar{M} = \bar{Q} = 0$, то выражение (4.2.19) соответствует случаю изгиба стержня без учета деформации сдвига (гипотеза Бернулли).

Примем обозначения:

$$\begin{aligned}
D_{11} &= \int_F E_k z^2 dF = \sum_{k=1}^n \int_{a_{k-1}}^{a_k} E_k b_k z^2 dz; \\
D_{12} &= - \int_F E_k \psi_k(z) z dF = - \sum_{k=1}^n \int_{a_{k-1}}^{a_k} E_k b_k \psi_k(z) z dz; \\
D_{22} &= \int_F E_k \psi_k^2(z) dF = \sum_{k=1}^n \int_{a_{k-1}}^{a_k} E_k b_k \psi_k^2(z) dz; \\
c_1 &= \frac{D_{12}}{D_{11}}; \quad c_2 = \frac{D_{22}}{D_{12}}.
\end{aligned} \tag{4.2.21}$$

Кроме того, введем обобщенное линейное перемещение, которое является аналогом прогиба, связанного с учетом поперечного сдвига:

$$\bar{w}(x) = c_1 \kappa(x). \tag{4.2.22}$$

Соответственно:

$$\varphi = \frac{dw}{dx} - \text{угол поворота сечения};$$

$$\bar{\varphi} = \frac{d\bar{w}}{dx} - \text{аналог угла поворота сечения, связанный с учетом поперечного сдвига};$$

$$\kappa = - \frac{d^2 w}{dx^2} - \text{кривизна оси балки};$$

$$\bar{\kappa} = - \frac{d^2 \bar{w}}{dx^2} - \text{аналог кривизны оси балки вследствие деформации сдвига}.$$

С учетом принятых обозначений, подставив выражения (4.2.17) и (4.2.18) в выражение (4.2.20), получим:

$$\begin{aligned}
M &= D_{11}(\kappa + \bar{\kappa}); \quad Q = - \frac{D_{11}}{c_1} \bar{\varphi}; \\
\bar{M} &= -D_{11}(c_1 \kappa + c_2 \bar{\kappa}); \quad \bar{Q} = D_{11} \bar{\varphi}.
\end{aligned} \tag{4.2.23}$$

Выражения для напряжений примут вид:

$$\sigma_k = E_k \left[\kappa z - \frac{\bar{\kappa}}{c_1} \psi_k(z) \right]; \tag{4.2.24}$$

и

$$\tau_k = \frac{G_k}{c_1} \varphi \frac{d\psi_k(z)}{dz}. \quad (4.2.25)$$

Откуда следует, что $c_1 \approx c_2$, что существенно позволяет упростить выражение.

Функционал полной потенциальной энергии многослойной балки с учетом вышеизложенных выражений записывается в следующем виде:

$$\Pi = W - A = \frac{1}{2} \int_0^l \left(M\kappa - \frac{\overline{M}}{c_1} \overline{\kappa} + \frac{\overline{Q}}{c_1} \overline{\varphi} \right) dx - \int_0^l q w dx, \quad (4.2.27)$$

где $q = q_z(x)$ – интенсивность распределенной нагрузки, нормальной к оси x .

Отличие данного функционала от функционала полной потенциальной энергии балки, изгибаемой в соответствии с гипотезой плоских сечений, состоит в наличии членов с усилиями \overline{M} и \overline{Q} , которые учитывают влияние поперечного сдвига.

Функционал (4.2.27) выражен через независимые функции одного и того же аргумента x : $w = w(x)$ и $\kappa = \kappa(x)$. Тем самым, двумерная задача изгиба балки сведена к одномерной.

4.3. Общие принципы построения балки неоднородного армирования

Рассмотрим КЭ с двумя узлами длиной l , как показано на рисунке 4.5. Аппроксимация перемещений по области КЭ будет обусловлена функционалом полной потенциальной энергии (4.2.27), который включает в себя кривизны изгиба κ и сдвига $\overline{\kappa}$. Выражения моментов M и \overline{M} в формулах (4.2.23) также записаны через кривизны κ и $\overline{\kappa}$.

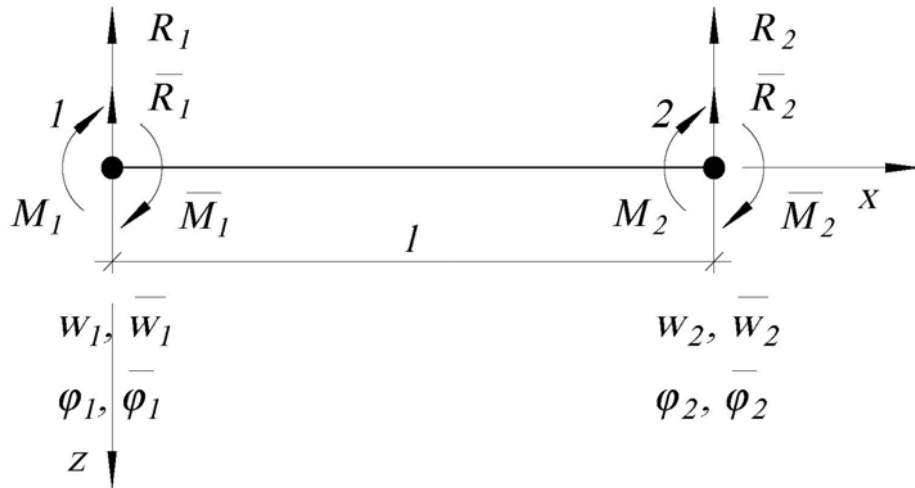


Рисунок 4.5 – Конечный элемент многослойной балки

В каждом i -ом узле КЭ ($i=1, 2$) назначаются по две независимые группы степеней свободы (изгибная и сдвиговая):

$$\{z_{i,l}\} = \begin{Bmatrix} w_i \\ \varphi_i \end{Bmatrix}; \quad \{\bar{z}_i\} = \begin{Bmatrix} \bar{w}_i \\ \bar{\varphi}_i \end{Bmatrix}. \quad (4.3.1)$$

Таким образом, полный вектор перемещений в узле:

$$\{z_n\} = \begin{Bmatrix} w_n \\ \varphi_n \\ \bar{w}_n \\ \bar{\varphi}_n \end{Bmatrix}$$

В каждом узле имеется четыре степени свободы в глобальной системе координат. Общее количество неизвестных системы без учета граничных условий равно восьми. Функции перемещений по длине КЭ записывается в такой же форме, как и для КЭ балки, изгибаемой согласно гипотезе плоских сечений:

$$\begin{aligned} w(x) &= w_1 f_1 + \varphi_1 f_2 + w_2 f_3 + \varphi_2 f_4, \\ \bar{w}(x) &= \bar{w}_1 f_1 + \bar{\varphi}_1 f_2 + \bar{w}_2 f_3 + \bar{\varphi}_2 f_4. \end{aligned} \quad (4.3.2)$$

В выражениях (4.3.2) функция $\bar{w}(x)$ используется для аппроксимации перемещений балки при учете деформации сдвига.

В данных уравнениях (4.3.2) $f_1 \dots f_4$ определяют функции формы КЭ:

$$\begin{aligned}
 f_1 &= \frac{2x^3 - 3lx^2 + l^3}{l^3}; & f_2 &= \frac{x^3 - 2lx^2 + l^2x}{l^2}; \\
 f_3 &= \frac{3lx^3 - 2x^3}{l^3}; & f_4 &= \frac{x^3 - lx^2}{l^2}.
 \end{aligned}
 \tag{4.3.3}$$

Перемещения, деформации и усилия, выраженные через принятые функции формы, сведены в таблицу 4.1, где $f' = \frac{df}{dx}$, $f'' = \frac{d^2f}{dx^2}$ – первая и вторая производные.

Таблица 4.1– Перемещения, деформации, моменты и силы, выраженные через полиномы

Компоненты НДС	Перемещения							
	изгибные				сдвиговые			
	w_1	φ_1	w_2	φ_2	\bar{w}_1	$\bar{\varphi}_1$	\bar{w}_2	$\bar{\varphi}_2$
$w(x)$	f_1	f_2	f_3	f_4	-	-	-	-
$\bar{w}(x)$	-	-	-	-	f_1	f_2	f_3	f_4
$\kappa = -d^2w / dx^2$	$-f_1''$	$-f_2''$	$-f_3''$	$-f_4''$	-	-	-	-
$\bar{\kappa} = -d^2\bar{w} / dx^2$	-	-	-	-	$-f_1''$	$-f_2''$	$-f_3''$	$-f_4''$
$\bar{\varphi}(x) = d\bar{w} / dx$	-	-	-	-	f_1	f_2	f_3	f_4
$M = D_{11}(\kappa + \bar{\kappa})$	$-f_1''$	$-f_2''$	$-f_3''$	$-f_4''$	$-f_1''$	$-f_2''$	$-f_3''$	$-f_4''$
$\bar{M} = -D_{11}(c_1\kappa + c_2\bar{\kappa})$	c_1f_1''	c_1f_2''	c_1f_3''	c_1f_4''	c_2f_1''	c_2f_2''	c_2f_3''	c_2f_4''
$\bar{Q} = D_{11}\bar{\varphi}$	-	-	-	-	f_1	f_2'	f_3	f_4

Матрицу жесткости конечного элемента получим на основании вариационного принципа Лагранжа.

Из всех кинематически возможных перемещений действительными являются те, для которых выполняется условие стационарности функционала полной потенциальной энергии системы:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial \{z\}} = 0
 \tag{4.3.4}$$

Следовательно, система уравнений равновесия МКЭ в матричной форме имеет следующий вид:

$$[R]\{z\} = \{P\} \quad (4.3.5)$$

где $\{P\}$ – вектор узловой внешней нагрузки, $\{z\}$ – вектор узловых перемещений.

$$\{z\} = \{w_1 \quad \varphi_1 \quad w_2 \quad \varphi_2 \quad \bar{w}_1 \quad \bar{\varphi}_1 \quad \bar{w}_2 \quad \bar{\varphi}_2\}^T \quad (4.3.6)$$

Матрица жесткости конечного элемента вычисляется по формуле:

$$[R] = \int_V [B^T] D [B] dV \quad (4.3.7)$$

и имеет размерность 8×8 .

Коэффициенты этой матрицы, в общем случае, равны:

$$r_{ij} = \int_0^l \sigma_k(x) \varepsilon_k(x) dx = \int_0^l \left[M_k \kappa_k - \frac{\bar{M}_k}{c_1} \bar{\kappa}_k + \frac{\bar{Q}_k}{c_1} \bar{\varphi}_k \right] dx. \quad (4.3.8)$$

Очевидно, что в уравнении (4.3.8) коэффициент r_{ij} представляет собой реакцию в i -ой наложенной связи от единичного перемещения по направлению j -ой наложенной связи ($i, j = 1, 2, 3 \dots 8$). Каждое из значений реакции в наложенных связях (r_{ij}) является коэффициентом матрицы жесткости.

Используя описанный выше подход, можно получить все коэффициенты матрицы жесткости, которые сведены в таблицу 4.2.

Таблица 4.2 – Коэффициенты матрицы жесткости с общим множителем D_{11}

		ИЗГИБНЫЕ				СДВИГОВЫЕ			
		w_1	φ_1	w_2	φ_2	\bar{w}_1	$\bar{\varphi}_1$	\bar{w}_2	$\bar{\varphi}_2$
		1	2	3	4	5	6	7	8
Q_1	1	$\frac{12}{l^3}$	$\frac{6}{l^2}$	$-\frac{12}{l^3}$	$\frac{6}{l^2}$	$\frac{12}{l^3}$	$\frac{6}{l^2}$	$-\frac{12}{l^3}$	$\frac{6}{l^2}$
M_1	2	$\frac{6}{l^2}$	$\frac{4}{l}$	$-\frac{6}{l^2}$	$\frac{2}{l}$	$\frac{6}{l^2}$	$\frac{4}{l}$	$-\frac{6}{l^2}$	$\frac{2}{l}$
Q_2	3	$-\frac{12}{l^3}$	$-\frac{6}{l^2}$	$\frac{12}{l^3}$	$-\frac{6}{l^2}$	$-\frac{12}{l^3}$	$-\frac{6}{l^2}$	$\frac{12}{l^3}$	$-\frac{6}{l^2}$
M_2	4	$\frac{6}{l^2}$	$\frac{2}{l}$	$-\frac{6}{l^2}$	$\frac{4}{l}$	$\frac{6}{l^2}$	$\frac{2}{l}$	$-\frac{6}{l^2}$	$\frac{4}{l}$
\bar{Q}_1	5	$\frac{12}{l^3}$	$\frac{6}{l^2}$	$-\frac{12}{l^3}$	$\frac{6}{l^2}$	$\frac{1}{c_1} \left(\frac{12c_2}{l^3} + \frac{6}{5l} \right)$	$\frac{1}{c_1} \left(\frac{6c_2}{l^2} + \frac{1}{10} \right)$	$-\frac{1}{c_1} \left(\frac{12c_2}{l^3} + \frac{6}{5l} \right)$	$\frac{1}{c_1} \left(\frac{6c_2}{l^2} + \frac{1}{10} \right)$
\bar{M}_1	6	$\frac{6}{l^2}$	$\frac{4}{l}$	$-\frac{6}{l^2}$	$\frac{2}{l}$	$\frac{1}{c_1} \left(\frac{6c_2}{l^2} + \frac{1}{10} \right)$	$\frac{1}{c_1} \left(\frac{4c_2}{l} + \frac{2l}{15} \right)$	$-\frac{1}{c_1} \left(\frac{6c_2}{l^2} + \frac{1}{10} \right)$	$\frac{1}{c_1} \left(\frac{2c_2}{l} + \frac{l}{30} \right)$
\bar{Q}_2	7	$-\frac{12}{l^3}$	$-\frac{6}{l^2}$	$\frac{12}{l^3}$	$-\frac{6}{l^2}$	$-\frac{1}{c_1} \left(\frac{12c_2}{l^3} + \frac{6}{5l} \right)$	$-\frac{1}{c_1} \left(\frac{6c_2}{l^2} + \frac{1}{10} \right)$	$\frac{1}{c_1} \left(\frac{12c_2}{l^3} + \frac{6}{5l} \right)$	$-\frac{1}{c_1} \left(\frac{6c_2}{l^2} + \frac{1}{10} \right)$
\bar{M}_2	8	$\frac{6}{l^2}$	$\frac{2}{l}$	$-\frac{6}{l^2}$	$\frac{4}{l}$	$\frac{1}{c_1} \left(\frac{6c_2}{l^2} + \frac{1}{10} \right)$	$\frac{1}{c_1} \left(\frac{2c_2}{l} + \frac{l}{30} \right)$	$-\frac{1}{c_1} \left(\frac{6c_2}{l^2} + \frac{1}{10} \right)$	$\frac{1}{c_1} \left(\frac{4c_2}{l} + \frac{2l}{15} \right)$

Для программной реализации, полученную матрицу жесткости (таблица 4.2) удобно представить состоящей из четырех подматриц в следующем виде:

$$[R] = \begin{bmatrix} [r_1] & [r_2] \\ [r_2] & [r_3] \end{bmatrix} \quad (4.3.9)$$

Таким образом, подматрицы $[r_1]$ и $[r_3]$ отвечают состоянию изгиба и сдвига, соответственно, а подматрица $[r_2]$ определяет взаимовлияние этих состояний.

Полный вектор усилий в узлах n -го КЭ:

$$\{S\} = \{Q_1 \quad M_1 \quad Q_2 \quad M_2 \quad \bar{Q}_1 \quad \bar{M}_1 \quad \bar{Q}_2 \quad \bar{M}_2\}^T$$

или

$$\{S\} = \begin{bmatrix} \{S_0\} \\ \{\bar{S}\} \end{bmatrix}. \quad (4.3.10)$$

Узловые силы должны отвечать условию равенства работ приложенной внешней нагрузки и эквивалентной ей узловой. Из функционала полной потенциальной энергии (4.2.27) следует, что узловые силы, эквивалентные распределенной нагрузке $q(x)$, для узла n КЭ будут иметь следующий вид:

$$P_n = \int_0^l p_z(x) f_1 dx;$$

$$M_n = \int_0^l p_z(x) f_2 dx;$$

$$\bar{P}_n = \bar{M}_n = 0. \quad (4.3.11)$$

Значения функций $w(x)$, $\bar{w}(x)$ и их значение в точках продольной оси балки можно определить, решив систему уравнений (4.3.5) и определив узловые перемещения. Затем, согласно соотношениям, определяются все компоненты напряженно-деформированного состояния в соответствующих точках по высоте поперечных сечений балки, могут быть вычислены напряжения и деформации.

Получим формулу для определения нормальных напряжений в k -ом слое балки.

Относительная деформация связана с кривизной балки отношением:

$$\varepsilon = Z \frac{d^2 w}{dx^2}. \quad (4.3.12)$$

Двойное дифференцирование координатной функции $w(x)$ позволяет определить деформацию стержня:

$$\varepsilon = Z \frac{d^2 w}{dx^2} = Z \left[\begin{array}{cccc} -\frac{6}{l^2} + \frac{12x}{l^3} & -\frac{4}{l} + \frac{6x}{l^2} & \frac{6}{l^2} - \frac{12x}{l^3} & -\frac{2}{l} + \frac{6x}{l^2} \end{array} \right] \times \left\{ \begin{array}{c} w_i \\ \varphi_i \\ w_j \\ \varphi_j \end{array} \right\}. \quad (4.3.13)$$

Следовательно, геометрическая матрица, связывающая вектор деформаций и вектор узловых перемещений, равна

$$[B] = Z \left[\begin{array}{cccc} -\frac{6}{l^2} + \frac{12x}{l^3} & -\frac{4}{l} + \frac{6x}{l^2} & \frac{6}{l^2} - \frac{12x}{l^3} & -\frac{2}{l} + \frac{6x}{l^2} \end{array} \right]. \quad (4.3.14)$$

Как известно, для упругого изотропного материала на основании закона Гука можно вычислить нормальные напряжения в сечении стержня по формуле:

$$\sigma_k = D_k [B_k] \{z_k\} = E_k z_{0k} \left[\begin{array}{cccc} -\frac{6}{l^2} + \frac{12x}{l^3} & -\frac{4}{l} + \frac{6x}{l^2} & \frac{6}{l^2} - \frac{12x}{l^3} & -\frac{2}{l} + \frac{6x}{l^2} \end{array} \right] \times \left\{ \begin{array}{c} w_i \\ \varphi_i \\ w_j \\ \varphi_j \end{array} \right\}, \quad (4.3.15)$$

где z_{0k} – координата от нейтральной оси y до центра тяжести k -го слоя балки.

Введем в выражение для нормальных напряжений слагаемое, учитывающее деформацию сдвига.

Таким образом:

$$\begin{aligned} \sigma_k &= \sigma_{k,l} + \sigma_{k,sh} = E_k \left[\kappa z_{0k} - \frac{\bar{\kappa}}{c_1} \psi_k(z) \right] = E_k \kappa z_{0k} - \frac{E_k}{c_1} \bar{\kappa} \psi_k(z), \\ \bar{w} &= c_1 \kappa(x) = -c_1 \frac{d^2 w}{dx^2}, \\ \bar{\kappa} &= -\frac{d^2 \bar{w}}{dx^2} = c_1 \frac{d^4 w}{dx^2}, \\ \kappa &= -\frac{d^2 w}{dx^2}. \end{aligned} \quad (4.3.16)$$

С учетом того, что выражение (4.3.14) для геометрической матрицы, получим формулу для определения нормальных напряжений в k -ом слое многослойной балки:

$$\sigma_{k,sh} = -\frac{E_k}{c_1} \bar{\kappa} \psi_k(z) = -\frac{E_k}{c_1} \psi_k [B_k] \{z_{sh}\},$$

$$\sigma_{k,l} = E_k \kappa z_{0k} = -E_k \frac{d^2 w}{dx^2} z_{0k} = -E_k [B_k] \{z_l\},$$
(4.3.17)

где $\{z_l\} = \{w_1 \quad \varphi_1 \quad w_2 \quad \varphi_2\}$; $\{z_{sh}\} = \{\bar{w}_1 \quad \bar{\varphi}_1 \quad \bar{w}_2 \quad \bar{\varphi}_2\}$.

4.4. Геометрические характеристики поперечного сечения неоднородно армированного элемента

Ниже приводятся общие подходы для вычисления интегральных характеристик поперечного сечения элемента, используемые при построении КЭ неоднородно армированных балок. Статический момент и момент инерции находят по известным формулам сопротивления материалов:

$$S_y = \int_F z_k dF, \quad S_z = \int_F y_k dF, \quad J_y = \int_F z_k^2 dF, \quad J_z = \int_F y_k^2 dF, \quad (4.4.1)$$

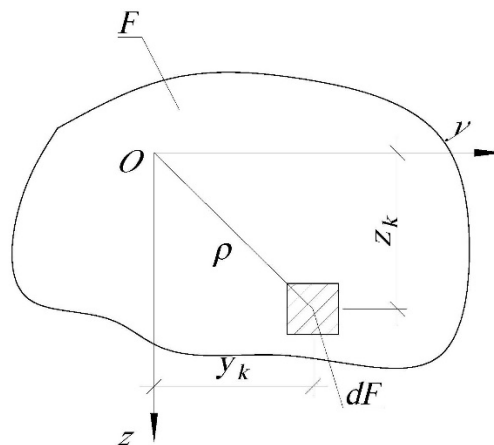


Рисунок 4.6 – К определению геометрических характеристик сечений

Однако, в виду того, что при реализации вычислительных алгоритмов, связанных с МКЭ, определение геометрических характеристик сечений в аналитическом виде представляет собой трудно выполнимую задачу, используется

процедура численного интегрирования. При разбиении поперечного сечения элемента на n -ое количество слоев его статический момент и момент инерции определяются по следующим формулам:

$$F = \sum F_{bn} + \sum F_{sn}, S_y = \sum F_{bn} z_{bn} + \sum F_{sn} z_{sn}, S_z = \sum F_{bn} x_{bn} + \sum F_{sn} x_{sn},$$

$$J_y = \sum F_{bn} z_{bn}^2 + \sum F_{sn} z_{sn}^2, J_z = \sum F_{bn} x_{bn}^2 + \sum F_{sn} x_{sn}^2$$
(4.4.2)

Слой, в центре тяжести которого проходят координатные оси будем называть базовым.

При разбиении поперечного сечения элемента на n -слоев, положение нейтральной линии может быть найдено из следующих условий:

$$z_0 = \frac{E_{bi} \sum S_{b,n} + E_{si} \sum S_{s,m}}{E_{bi} \sum F_{b,n} + E_{si} \sum F_{s,m}}$$
(4.4.3)

Используя выражения (1), уравнение (2) может быть записано в виде:

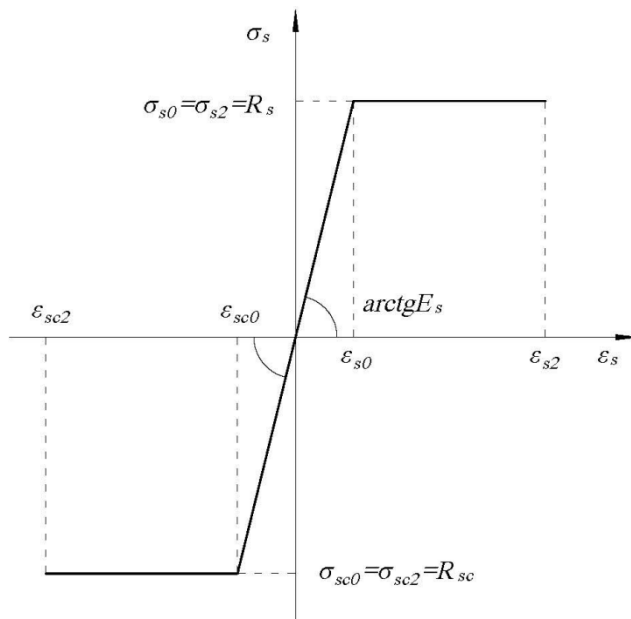
$$z_0 = \frac{E_{bi} \sum F_{b,n} z_{b,n} + E_{si} \sum F_{s,m} z_{s,m}}{E_{bi} \sum F_{b,m} + E_{si} \sum F_{s,m}},$$
(4.4.4)

где E_{bi}, E_{si} – модули деформации бетона и арматуры на i -ом шаге нагружения, определяются на основании принятой диаграммы деформирования и являются переменными величинами.

На первом шаге нагружения ($i = 1$) принимается $E_{bi} = E_{b0}$ и $E_{si} = E_{s0}$, E_{b0} и E_{s0} – начальные модули деформации бетона и арматуры.

Диаграмма деформирования арматурной стали может приниматься линейной, с учетом площадки текучести (диаграмма Прандтля), трехлинейной в соответствии с рекомендациями СП [119] (рисунок 4.7), либо согласно иной, экспериментально обоснованной зависимости.

а



б

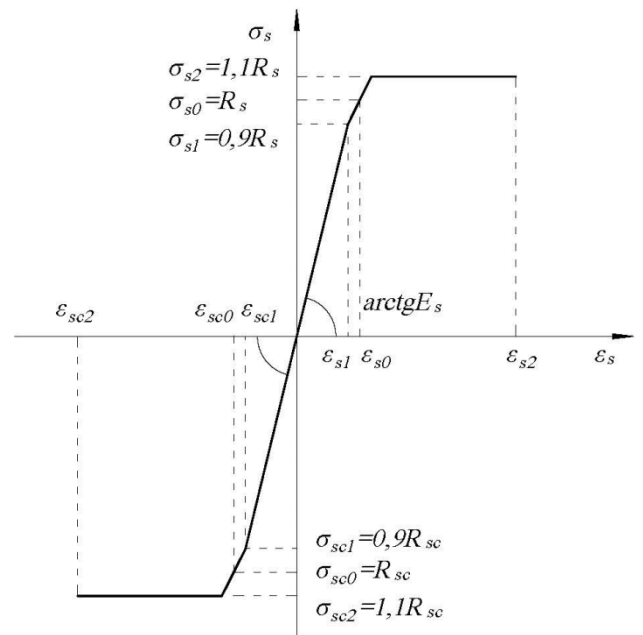
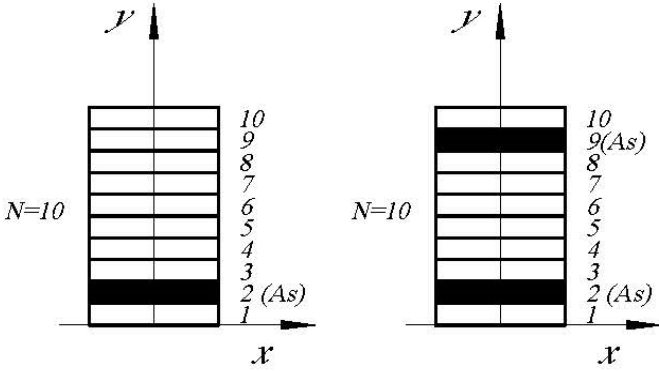
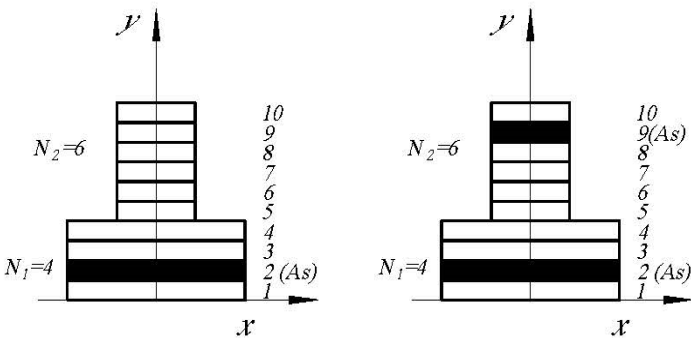
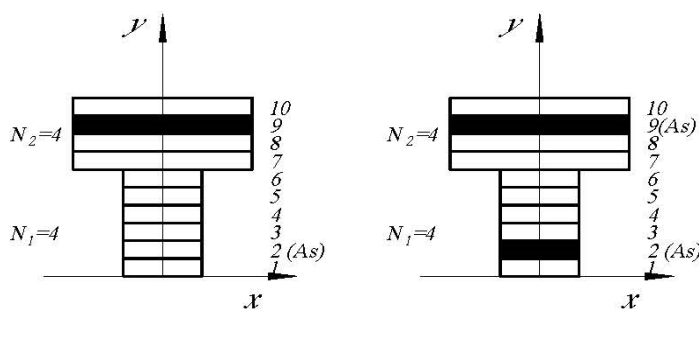
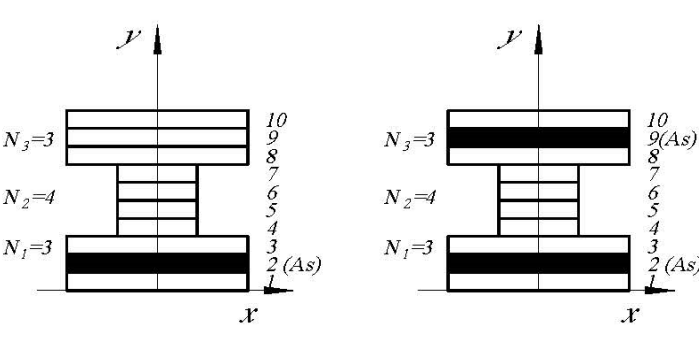


Рисунок 4.7 – Диаграмма деформирования растянутой (σ_s) и сжатой (σ_{sc}) арматуры [119]: а – двухлинейная; б – трехлинейная

Координаты $z_{b,n}$ и $z_{s,m}$ отсчитываются от крайнего растянутого волокна элемента до центра тяжести соответствующего n -го слоя бетона и m -го армирующего слоя.

При построении программного приложения, адаптированного для использования разработанного КЭ, была создана библиотека стандартных поперечных сечений (таблица 4.3) неоднородно армированной балки, наиболее часто встречающихся на практике.

Таблица 4.3. Типы дробления стандартных стержневых сечений с указанием армирующих слоев

№	Тип сечения	Примечание
1		<p>Прямоугольное сечение.</p> <p>N – число слоев.</p> <p>A_s – армирующий слой.</p>
2		<p>Тавровое сечение (полка снизу).</p> <p>N_1 – число слоев нижней полки.</p> <p>N_2 – число слоев стойки.</p> <p>A_s – армирующий слой.</p>
3		<p>Тавровое сечение (полка сверху).</p> <p>N_1 – число слоев стойки.</p> <p>N_2 – число слоев верхней полки.</p> <p>A_s – армирующий слой.</p>
4		<p>Двутаговое сечение.</p> <p>N_1 – число слоев нижней полки.</p> <p>N_2 – число слоев стойки.</p> <p>N_3 – число слоев верхней полки.</p> <p>A_s – армирующий слой.</p>

4.5. Уравнения равновесия сечения изгибаемого элемента с трещинами

На рисунке 4.8 представлена расчетная схема нормального сечения дисперсно-армированного элемента.

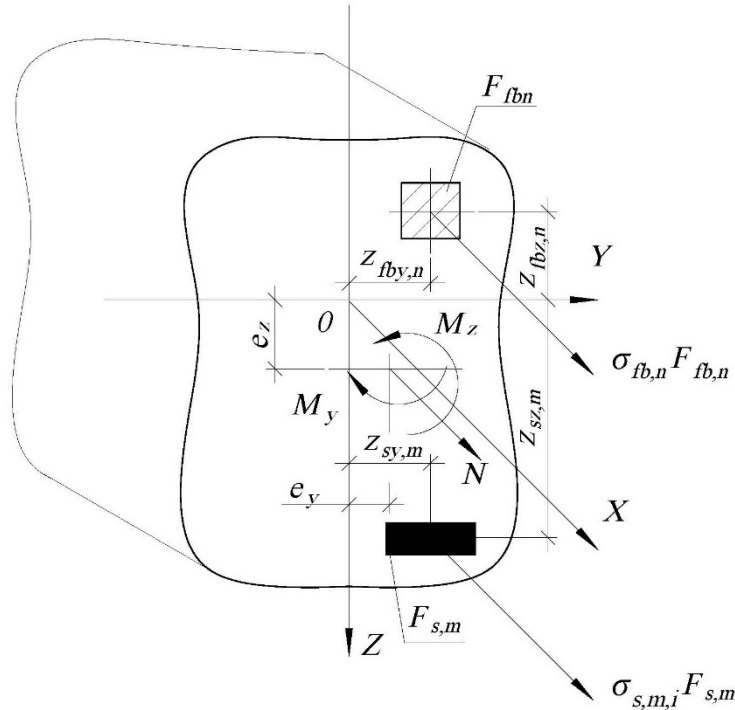


Рисунок 4.8 – Расчетная схема нормального сечения дисперсно-армированного элемента

Уравнения равновесия, связывающие внешние и внутренние силы, для сечения с нижним армирующим слоем (рисунок 4.8), на i -ом шаге нагружения в общем виде записываются так:

$$\begin{aligned}
 M_{z,i} &= \sum_n \sigma_{fb,n,i} F_{fb,n} z_{fbz,n} + \sum_m \sigma_{s,m,i} F_{s,m} z_{sz,m} \\
 M_{y,i} &= \sum_n \sigma_{fb,n,i} F_{fb,n} z_{fby,n} + \sum_m \sigma_{s,m,i} F_{s,m} z_{sy,m} \\
 N_i &= \sum_n \sigma_{fb,n,i} F_{fb,n} + \sum_m \sigma_{s,m,i} F_{s,m}
 \end{aligned} \tag{4.5.1}$$

Обобщенные деформации в n -ом слое дисперсно-армированного бетона и m -ом арматурном слое определяются уравнениями:

$$\varepsilon_{fb,n} = \varepsilon_0 + \kappa_z z_{fbz,n} + \kappa_y z_{fby,n} \quad \text{и} \quad \varepsilon_{s,m} = \varepsilon_0 + \kappa_z z_{sz,m} + \kappa_y z_{sy,m} \tag{4.5.2}$$

где ε_0 – деформация в базовом слое, $\kappa_z = \frac{d^2v}{dz^2}$ и $\kappa_y = \frac{d^2w}{dz^2}$ – кривизны элемента относительно осей z и y .

Нормальные напряжения в соответствующем слое отвечают текущим модулям упругости дисперсно-армированного бетона и армирующего материала, и определяются согласно диаграммам деформирования:

$$\sigma_{fbn,i} = E_{fb,i} \varepsilon_{fb,n} \text{ и } \sigma_{sn,i} = E_{s,i} \varepsilon_{s,n}. \quad (4.5.3)$$

При изгибе элемента деформации базового слоя связаны с его кривизной соотношениями:

$$\varepsilon_{fbz,n} = \kappa_z z_{fbz,n} \text{ и } \varepsilon_{fby,n} = \kappa_y z_{fby,n}. \quad (4.5.4)$$

Подставляя (4.5.3) и (4.5.4) в уравнения (4.5.1), получим систему уравнений:

$$\begin{aligned} M_{z,i} &= c_{11} \kappa_z + c_{12} \kappa_y + c_{13} \varepsilon_0, \\ M_{y,i} &= c_{21} \kappa_z + c_{22} \kappa_y + c_{23} \varepsilon_0, \\ N_{y,i} &= c_{31} \kappa_z + c_{32} \kappa_y + c_{33} \varepsilon_0, \end{aligned} \quad (4.5.5)$$

которая в матричной записи имеет вид:

$$\begin{Bmatrix} M_z \\ M_y \\ N \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \kappa_z \\ \kappa_y \\ \varepsilon_0 \end{Bmatrix}, \text{ или } \{S\} = [C]\{\kappa\}, \quad (4.5.6)$$

где κ_z, κ_y – соответствующие кривизны, ε_0 – линейная деформация.

Полученная матрица $[C]$ является симметричной, коэффициенты которой равны:

$$\begin{aligned}
c_{11} &= E_{fb,i} \sum_n F_{fb,n} z_{fbz,n}^2 + E_{s,i} \sum_m F_{s,m} z_{sz,m}^2 \\
c_{22} &= E_{fb,i} \sum_n F_{fb,n} z_{fby,n}^2 + E_{s,i} \sum_m F_{s,m} z_{sy,m}^2 \\
c_{12} &= E_{fb,i} \sum_n F_{fb,n} z_{fbz,n} z_{fby,n} + E_{s,i} \sum_m F_{s,m} z_{sz,m} z_{sy,m} \\
c_{13} &= E_{fb,i} \sum_n F_{fb,n} z_{fbz,n} + E_{s,i} \sum_m F_{s,m} z_{sz,m} \\
c_{23} &= E_{fb,i} \sum_n F_{fb,n} z_{fby,n} + E_{s,i} \sum_m F_{s,m} z_{sy,m} \\
c_{33} &= E_{fb,i} \sum_n F_{fb,n} + E_{s,i} \sum_m F_{s,m}
\end{aligned} \tag{4.5.7}$$

Особенностью матрицы $[C]$ является то, что величины $F_{fb,n}$, $z_{fbz,n}$ и $F_{s,m}$, $z_{sz,m}$ определяют геометрические характеристики сечения и являются постоянными на каждом шаге нагружения. В случае инициализации на текущем шаге трещин в слоях бетона, на последующем шаге модуль упругости, соответствующий этим слоям, уменьшается в соответствии с принятым законом или обнуляется, а величины $F_{fb,n}$, $z_{fbz,n}$ пересчитываются. Таким образом, учитывается изменение жесткостных характеристик и перераспределение напряжений в процессе нагружения элемента.

Деформации в слоях элемента определяются по формуле (4.5.2).

Критерий прочности, определяющие выключение соответствующего слоя поперечного сечения, могут быть сформулированы как в напряжениях, так и в деформациях.

При растяжении:

$$(+)\sigma_{fb,n} \geq R_{fbt} \text{ и } (+)\sigma_{s,m} \geq R_s; \tag{4.5.8}$$

При сжатии:

$$|\sigma_{fb,n}| \geq R_{fb} \text{ и } |\sigma_{s,m}| \geq R_s; \tag{4.5.9}$$

По деформациям:

$$(+)\varepsilon_{fb,n} \geq \varepsilon_{fbt,ult}, (+)\varepsilon_{s,n} \geq \varepsilon_{s,ult}, \left| \varepsilon_{fb,n} \right| \geq \varepsilon_{fb,ult}. \tag{4.5.10}$$

4.6. Тестирование конечного элемента балки многослойного армирования

Для оценки достоверности результатов с использованием разработанного КЭ на первом этапе выполнено решение тестовых задач в линейно-упругой постановке задачи, для которых известно аналитическое решение.

Постановка задачи. Исследуется трехслойная балка на двух опорах, нагруженная сосредоточенной силой посередине пролета $P=75H$ (рисунок 4.9). Строение балки по высоте принимается однородным и изотропным. Балка принималась шириной $b=1,78h$ и длиной $a=12h$, была разбита на 12 конечных элементов, длина каждого конечного элемента составила $a_i = \frac{a}{12}$. Высота слоев принималась равной: $h_1=0,045 \times 10^{-2}$ м; $h_2=1,02 \times 10^{-2}$ м; $h_3=0,045 \times 10^{-2}$ м. Модуль упругости и коэффициент Пуассона принимались равными $E_1=E_2=E_3=7 \times 10^7$ кН/м², $\nu_1 = \nu_2 = \nu_3 = 0,3$, соответственно.

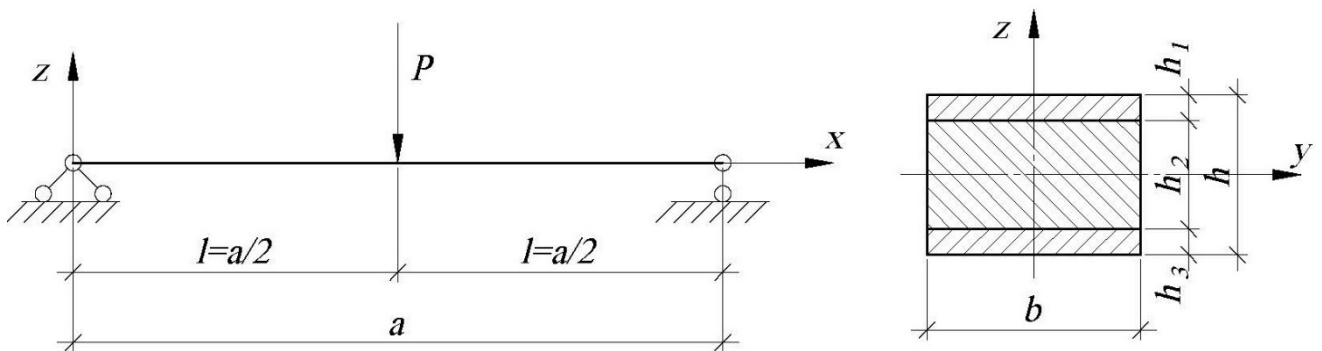


Рисунок 4.9 – Расчетная схема многослойной балки

В работах С.П. Тимошенко [167, 168] для однородной и изотропной балки получено аналитическое решение:

$$w_{\max} = \frac{Pa^3}{48EI_y} \left(1 + 2,85 \frac{h^2}{a^2} - 0,84 \frac{h^3}{a^3} \right) \quad (4.6.1)$$

Согласно расчету МКЭ были получены результаты при различных значениях $\frac{a}{h}$ и сравнены с вычислениями по формуле С.П.Тимошенко (4.6.1). Результаты расчетов приведены в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Результаты тестового расчета трехслойной балки

Соотношение $\frac{a}{h}$	Величина прогиба в середине пролета ($l=a/2$), м		Погрешность Δ , %
	КЭ многослойной балки	По формуле (4.6.1) С.П. Тимошенко	
6	$2,974 \times 10^{-6}$	$3,149 \times 10^{-6}$	5,56
8	$7,002 \times 10^{-6}$	$7,239 \times 10^{-6}$	3,29
10	$1,363 \times 10^{-5}$	$1,393 \times 10^{-5}$	2,15
12	$2,352 \times 10^{-5}$	$2,388 \times 10^{-5}$	1,51
14	$3,731 \times 10^{-5}$	$3,773 \times 10^{-5}$	1,12
16	$5,565 \times 10^{-5}$	$5,614 \times 10^{-5}$	0,87
18	$7,920 \times 10^{-5}$	$7,975 \times 10^{-5}$	0,69
20	$10,861 \times 10^{-5}$	$10,922 \times 10^{-5}$	0,56

Расхождения в вычислениях при увеличении $\frac{a}{h}$ вполне ожидаема, так как в теории С.П. Тимошенко поперечные сечения стержня во время изгиба остаются плоскими, а в разработанном конечном элементе учитываются искривления поперечных сечений за счет действия касательных напряжений (рисунок 4.4).

Выполним при помощи разработанного КЭ численные расчеты неоднородно армированной многослойной сталефибробетонной балки (рисунок 3.25). Геометрические размеры балки, количество армирующих слоев и их физико-механические характеристики приняты аналогично тем, которые были получены в 3 главе при обработке результатов эксперимента (рисунок 4.10).

Все характеристики, принятые в расчет, сведены в таблицу 4.5.

Таблица 4.5 – Характеристики неоднородно армированной многослойной сталефибробетонной балки

№ слоя	Часть балки	Толщина слоя, h_i , мм	Содержание стального волокна, μ_f , %	Начальный модуль упругости E_{fb} , МПа	Коэффициент Пуассона ν_{fb}	Прочность СФБ на сжатие, R_{fb} , МПа	Прочность СФБ на растяжение, R_{fbt}
1	1	25	2,0	51712	0,26	66,55	4,658
2		25					
3		25					
4	2	25	1,5	49882	0,26	64,33	4,503
5		25					
6	3	25	1,0	49412	0,26	62,13	4,349
7		25					
8		25					
9	4	25	0,5	44978	0,26	59,65	4,175
10		25					

Сосредоточенная нагрузка $P=9,6$ кН приложена в середине пролета балки. Балка была разбита на 12 конечных элементов равной длины. Для расчета было принято 100 шагов нагрузки. Балка без учета граничных условий имела 52 неизвестных узловых перемещений (рисунок 4.10)

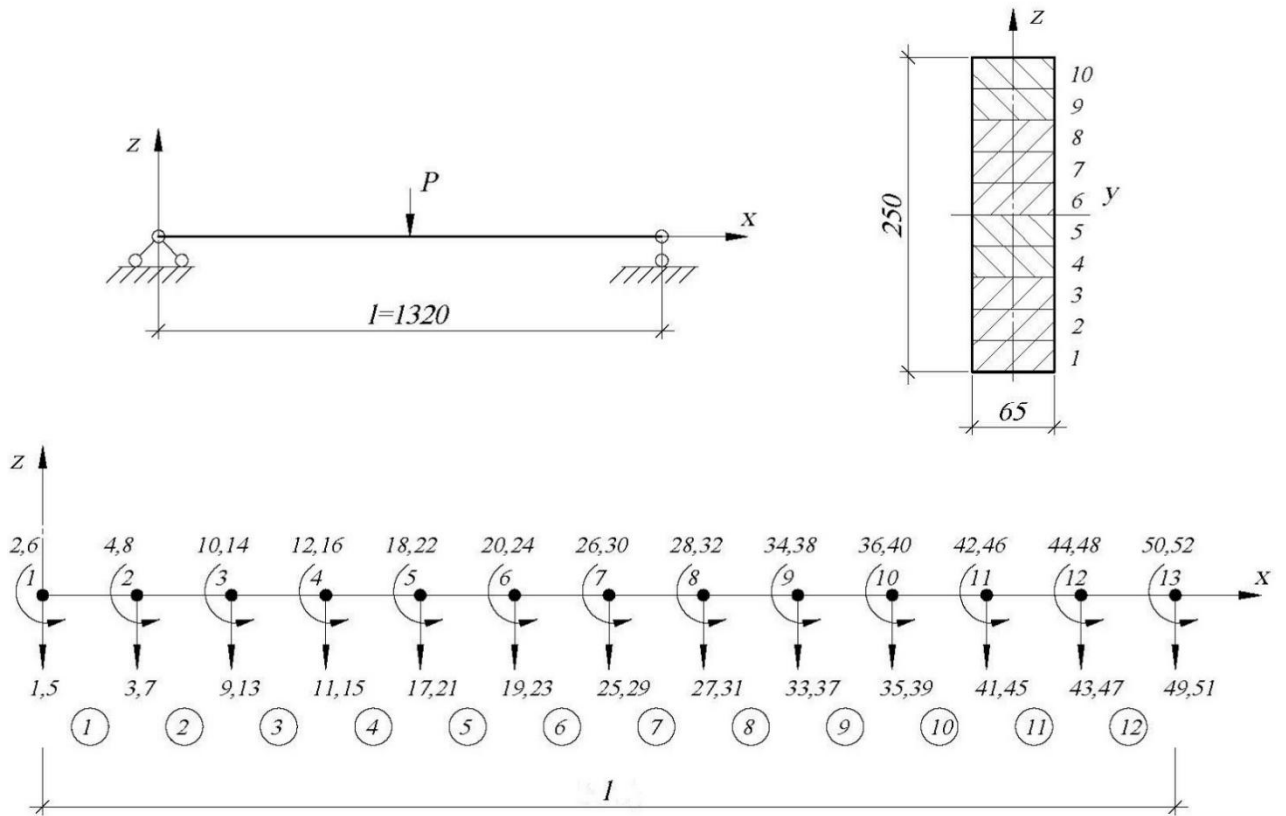
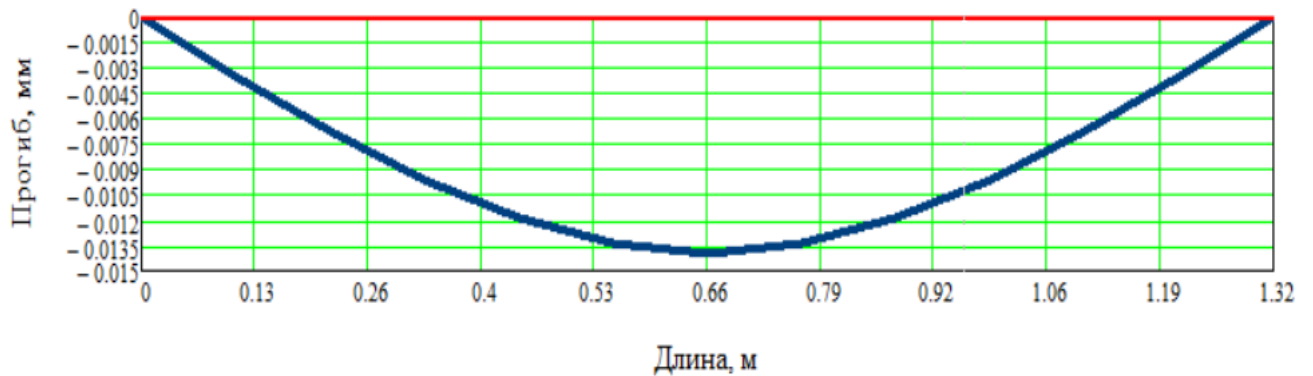


Рисунок 4.10 – Расчетная схема неоднородно армированной многослойной сталефибробетонной балки

Матрица жесткости отдельного КЭ размерностью 8×8 приведена в приложении №2.

По результатам расчета получены вертикальные перемещения исследуемой балки, которые представлены в таблице 4.6. Деформированная схема балки показана на рисунке 4.11. Приведенные результаты соответствуют нагрузке интенсивностью 1,2 кН и 9,6 кН.

а)



б)

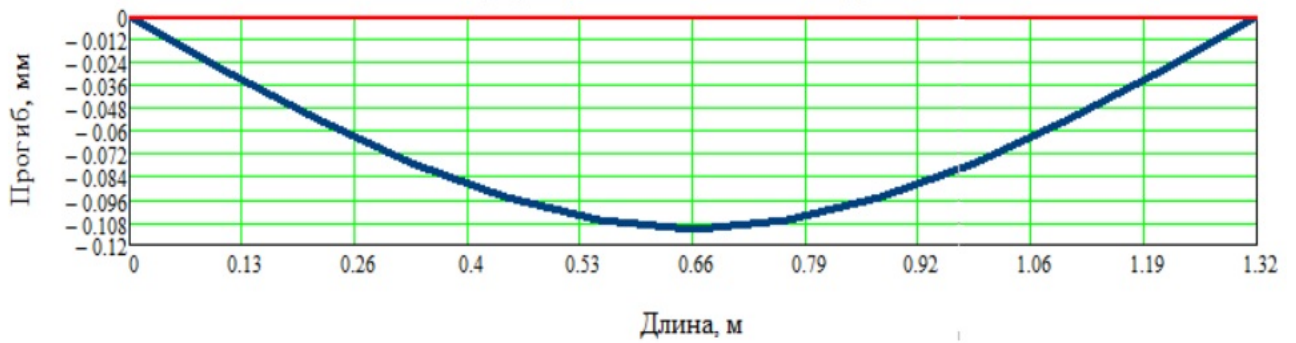


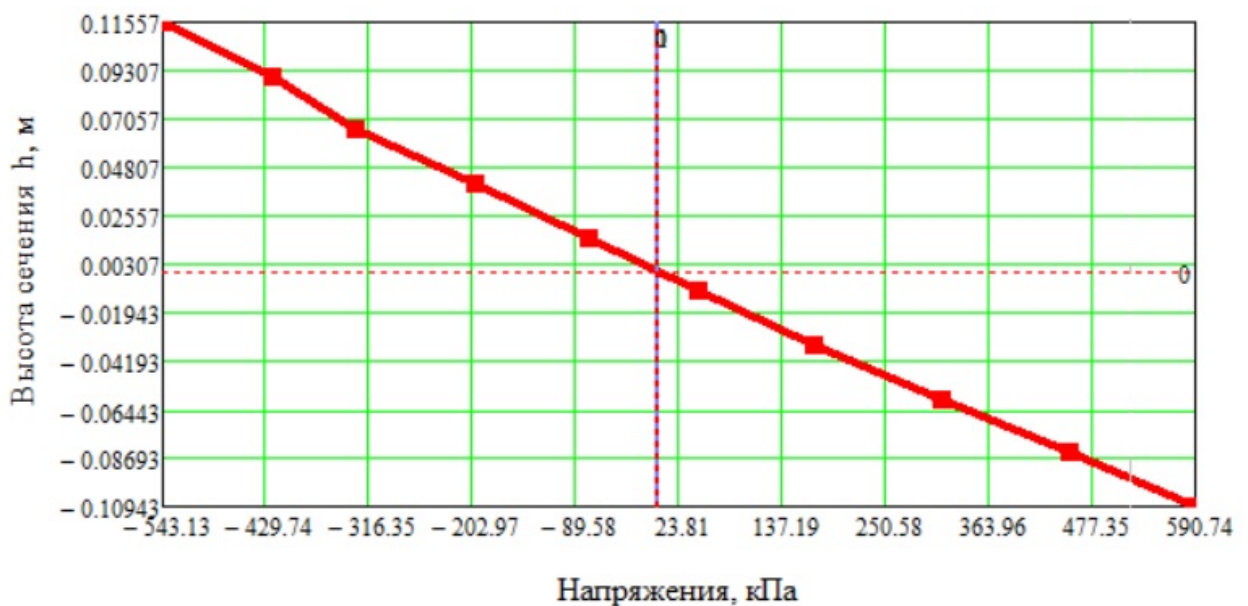
Рисунок 4.11 – Деформированная схема исследуемой балки: а – прогибы при нагрузке $P=1,2$ кН; б – прогибы при нагрузке $P=9,6$ кН

Таблица 4.6 – Вертикальные перемещения исследуемой балки

Значение прогиба в узле, мм												
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Для нагрузки $P=1,2$ кН												
0	0,004	0,007	0,01	0,012	0,013	0,014	0,013	0,012	0,01	0,007	0,004	0
Для нагрузки $P=9,6$ кН												
0	0,028	0,054	0,077	0,095	0,107	0,112	0,107	0,095	0,077	0,054	0,028	0

Эпюры распределения нормальных напряжений по высоте сечения исследуемой балки в середине пролета (КЭ №6) показаны на рисунке 4.12.

а)



б)

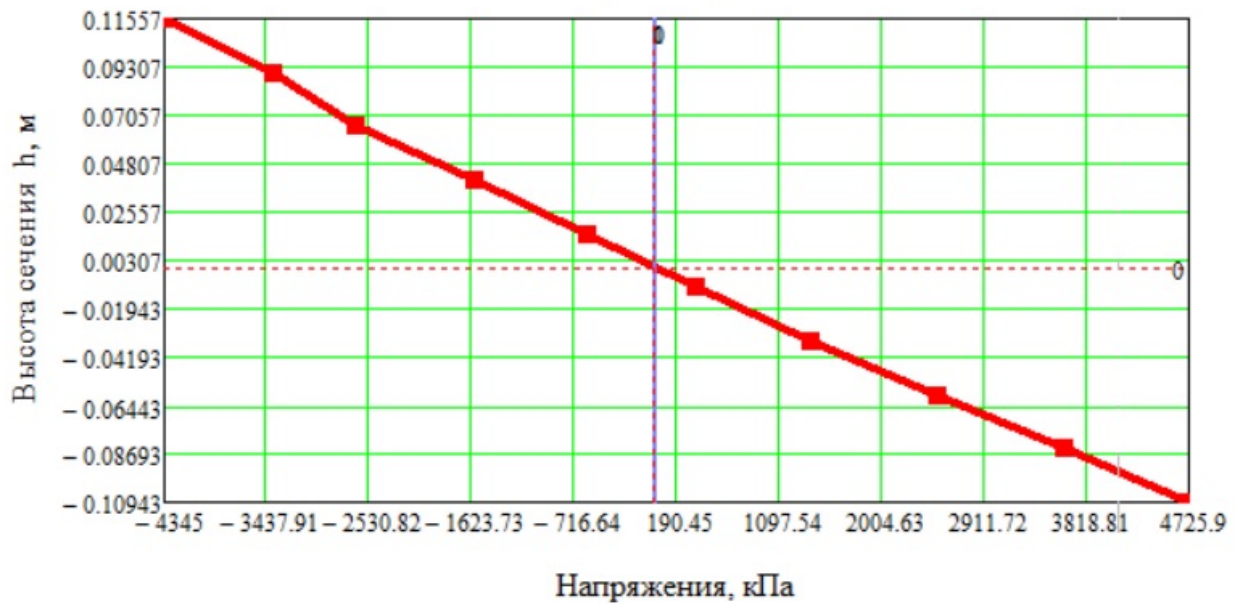


Рисунок 4.12 – Эпюры максимальных нормальных напряжений: а – при нагрузке $P=1,2$ кН; б – при нагрузке $P=9,6$ кН

По результатам расчета предельная нагрузка на исследуемую балку составила $P_{пред.}=9,6$ кН. Максимальное значение прогиба составило $w_{max}=0,112$ мм. При этом максимальные напряжения растяжения и сжатия составили $\sigma_{fb,max}=4725,9$ кПа и $\sigma_{fb,max}=-4345$ кПа, соответственно (рисунок 4.12).

Для верификации результатов расчета, полученных с помощью разработанного конечного элемента балки многослойного армирования, были выполнены нелинейные расчеты исследуемой балки в программном комплексе «Ansys Mechanical APDL 2022». При этом конечно-элементная модель балки состояла из 3920 объемных восьмиузловых элементов и имела 31360 узловых неизвестных (рисунок 4.13). Для моделирования сталефибробетонна использовался объемный восьмиузловой КЭ Conс65, использующий в своей основе трехосный критерий прочности бетона Виллама и Варнке. Параметры модели Виллама и Варнке принимались на основании приведенных в 3 главе экспериментальных данных. При этом прочность бетона на равномерное двухосное сжатие было принята равной $1,2R_{fb}$ [169].

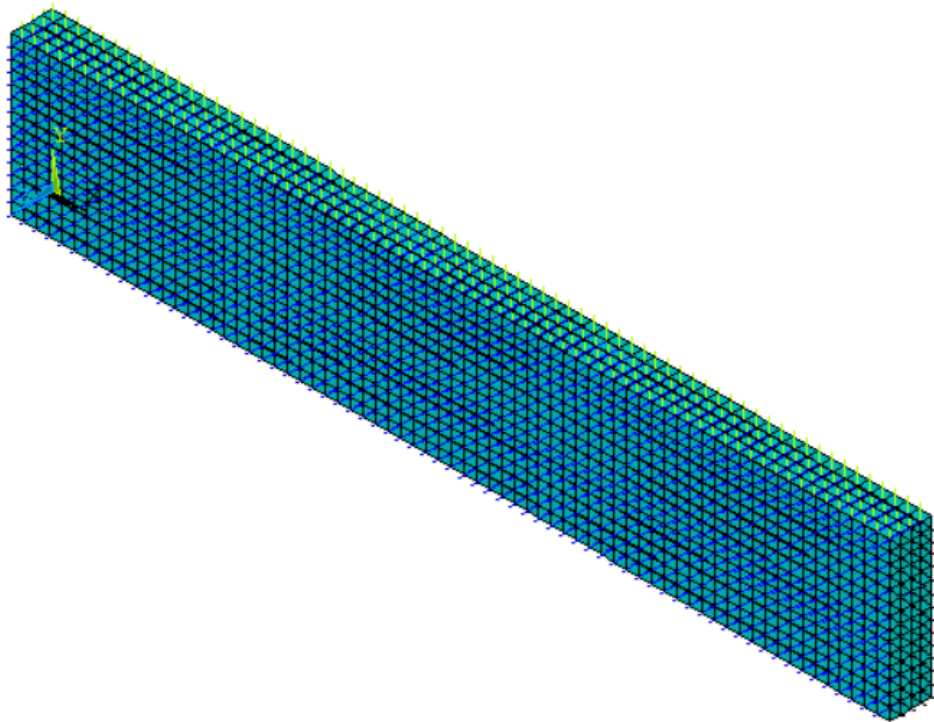


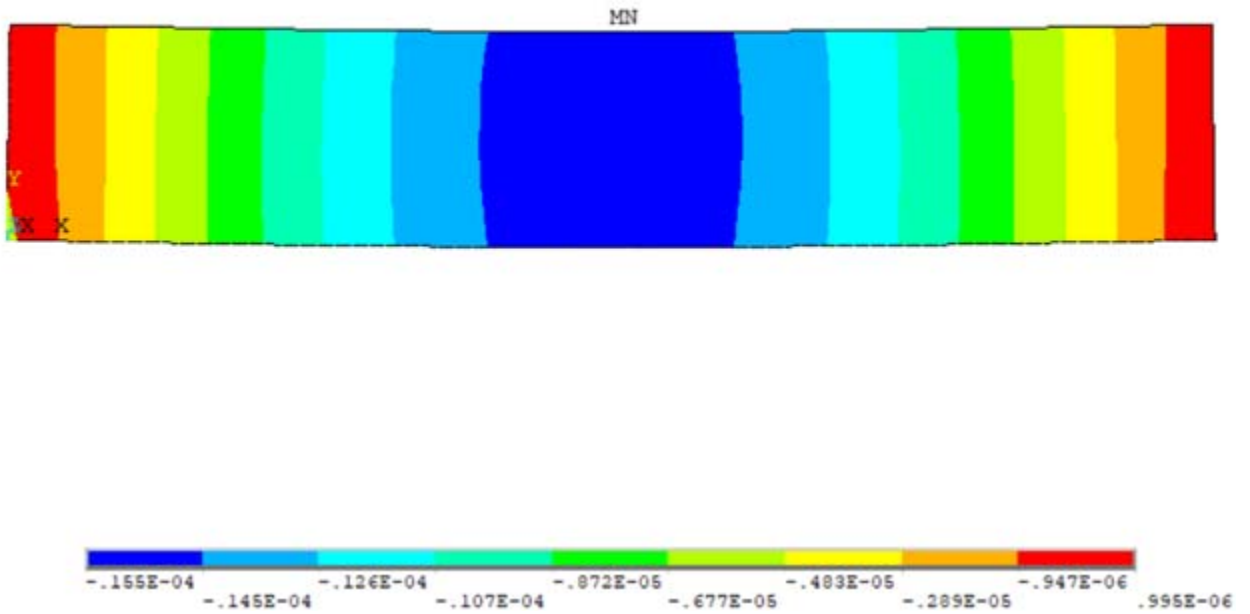
Рисунок 4.13 – Конечно-элементная модель балки в программе Ansys

Поля вертикальных перемещений и нормальных напряжений исследуемой балки, полученные в программе Ansys, соответствующие величине нагрузки 1,2 кН и 9,6 кН, представлены на рисунке 4.14 и 4.15, соответственно.

Поля главных деформаций по первому главному напряжению в момент, предшествующий разрушению балки, показаны на рисунке 4.16.

a)

SMN = -.155E-04
SMX = .995E-06



б)

SMN = -.132E-03
SMX = .796E-05

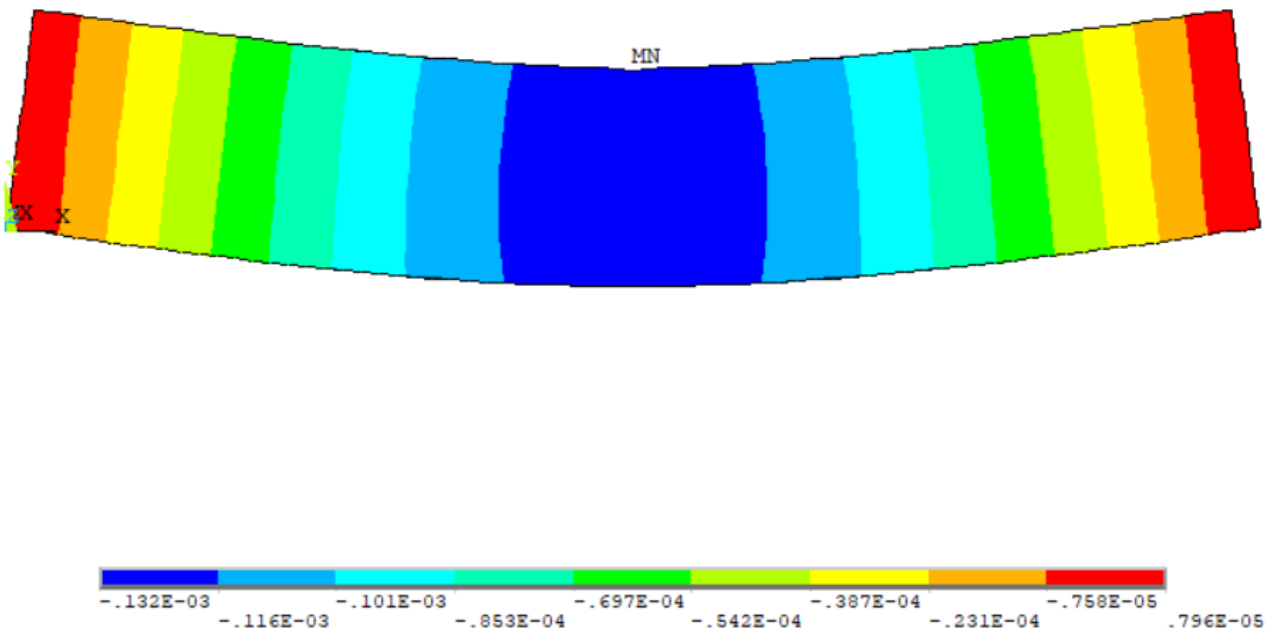
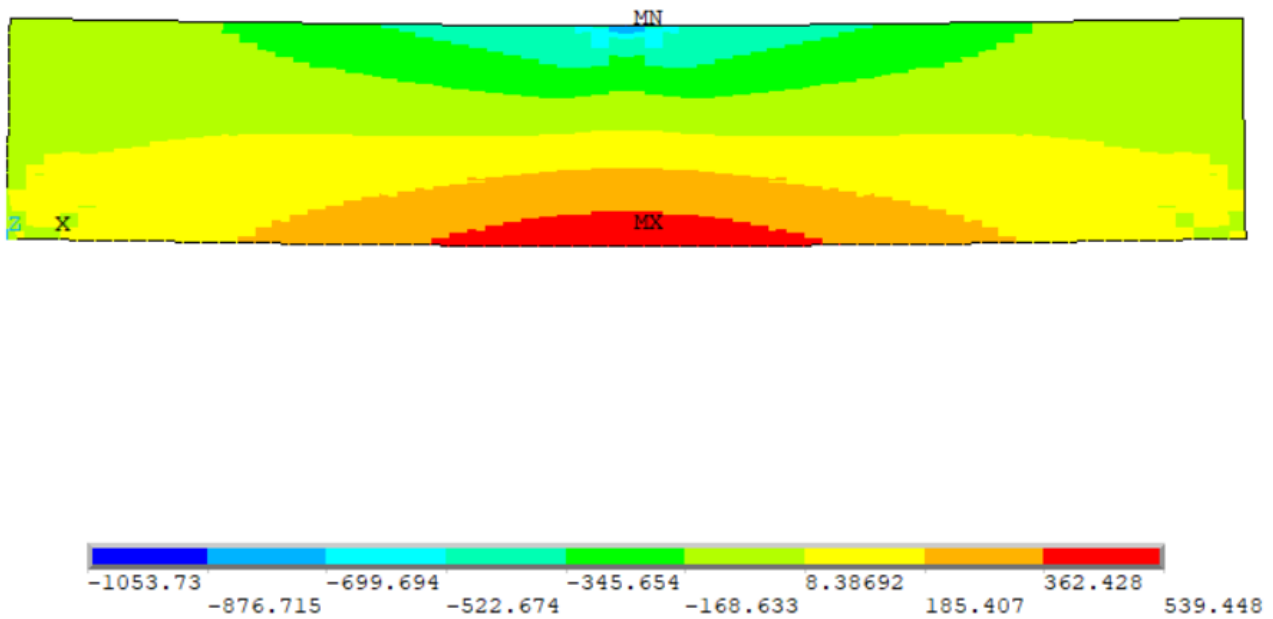


Рисунок 4.14 – Поля вертикальных перемещений [мм], полученные для нагрузки: а – 1,2 кН; б – 9,6 кН

a)

SMN = -1053.73
SMX = 539.448



б)

SMN = -8429.88
SMX = 4315.58

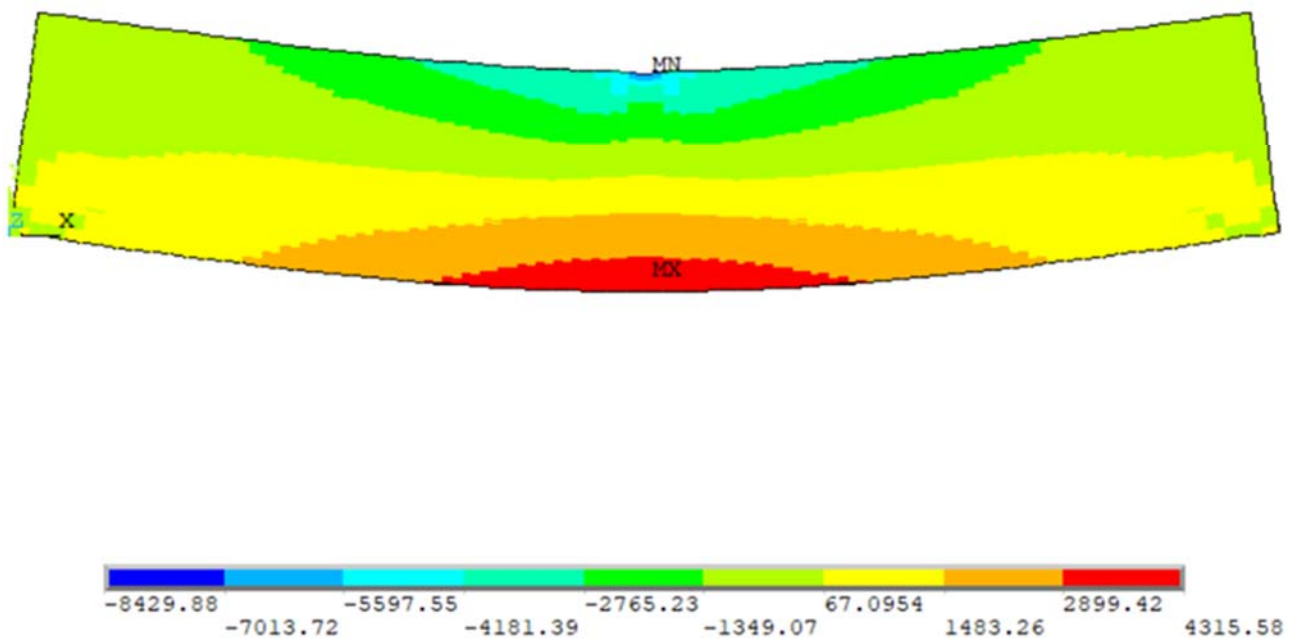


Рисунок 4.15 – Поля нормальных напряжений [кПа], полученные для нагрузки:

а – 1,2 кН; б – 9,6 кН

SMN = .131E-06
SMX = .960E-04

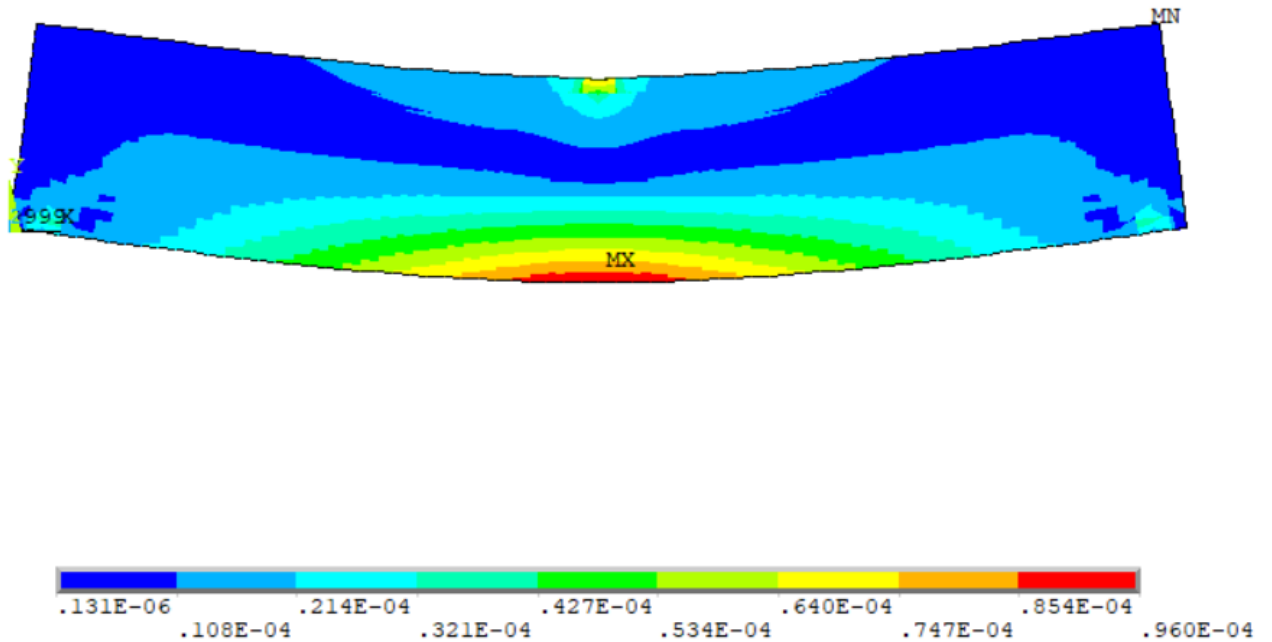


Рисунок 4.16 – Поля главных деформаций по первому главному направлению в момент, предшествующий разрушению

Для достоверности результатов, на рисунке 4.17 приведены значения прогибов исследуемой балки в середине пролета, полученных с использованием разработанного КЭ балки многослойного армирования, вычисленных в программе Ansys при помощи КЭ Conс65, а также величин экспериментально установленных.

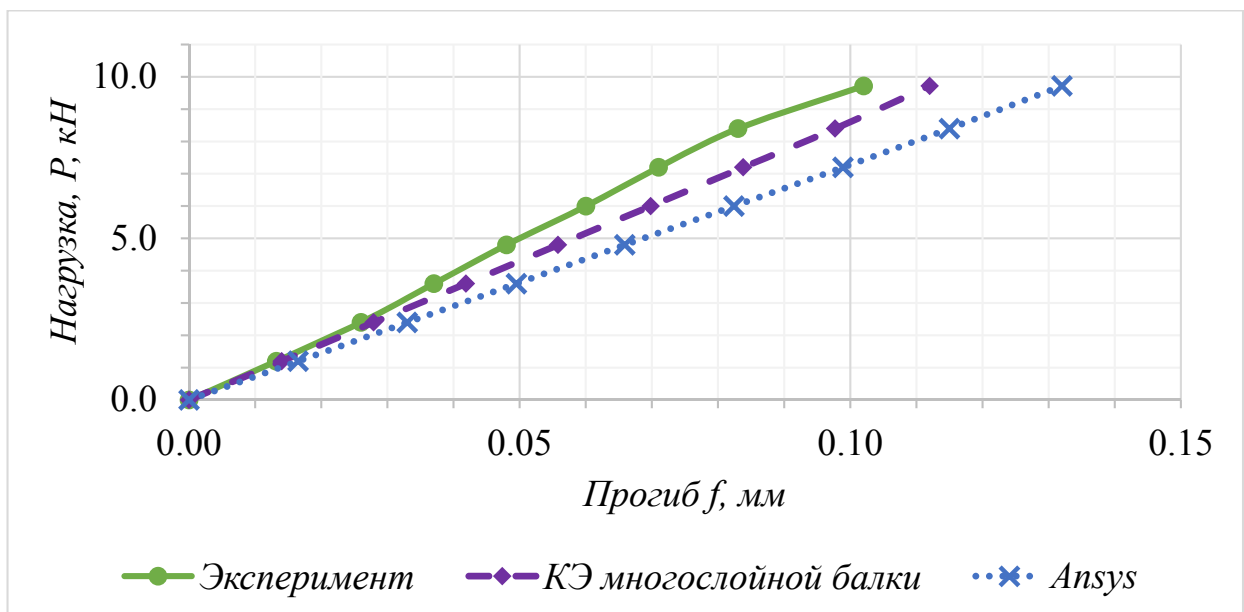


Рисунок 4.17 – Результаты прогибов неоднородно армированной многослойной сталефибробетонной балки

Таблица 4.7 – Сводные данные результатов расчета балки

	Значение прогиба балки в середине пролета (мм) при нагрузке		Нормальные растягивающие напряжения σ_{fb} , кПа при нагрузке		Нормальные сжимающие напряжения σ_{fb} , кПа при нагрузке	
	1,2кН	9,6кН	1,2кН	9,6кН	1,2кН	9,6кН
Результаты эксперимента по НСФБ1 (см. 3 главу)	0,0132	0,102	+555,13	+4265,0	-511,84	-3938,4
Результаты расчета по разработанному КЭ балки многослойного армирования	0,0140	0,112	+590,74	+4725,9	-543,13	-4345
Результаты расчета в программе Ansys	0,0155	0,132	+539,49	+4315,6	-522,7	-4036,1
Расхождение, %	$\frac{6,0}{10,7}$	$\frac{9,8}{15,1}$	$\frac{6,4}{9,5}$	$\frac{10,8}{9,5}$	$\frac{5,8}{3,9}$	$\frac{10,3}{7,7}$

* над чертой представлено сравнение экспериментальных данных с результатами, полученными с использованием КЭ балки многослойного армирования; под чертой представлено сравнение результатов, полученных с использованием КЭ балки многослойного армирования с полученными в программе Ansys.

Анализируя данные из таблицы 4.7, можно заметить, что расхождение в значениях, полученных по результатам конечно-элементных расчетов и экспериментальных данных, не превышают 6% при нагрузке 1,2 кН и 11% при нагрузке 9,6 кН. Результаты конечно-элементных расчетов расходятся между собой на 11% при величине нагрузки 1,2 кН и 15,1% при значении нагрузки 9,6 кН.

4.7 Выводы на четвертой главе

На основании материала, изложенного в текущей главе, можно сделать следующие выводы:

1. Разработан физически нелинейный стержневой конечный элемент балки многослойного армирования, который позволяет учитывать неоднородность армирования по высоте сечения элемента. При этом учет искривления поперечного сечения при действии касательных напряжений достигается за счет включения в функционал полной потенциальной энергии обобщенного компонента деформации сдвига $\psi(z)$.

2. Для верификации разработанного конечного элемента были выполнены серии тестовых расчетов, как в линейно-упругой постановке, так и с учетом физической нелинейности. Сравнение результатов с известными решениями С.П. Тимошенко [167, 168] показало высокую точность. Для неоднородно армированной по высоте сечения экспериментальной балки были получены значения перемещений и напряжений, которые сопоставлялись с результатами расчетов с использованием разработанного КЭ и данными, полученными в программе Ansys. Так, расхождение с экспериментальными данными составило от 6 до 11 %, а с результатами, полученными в программе Ansys от 11 до 15 %.

Разработанный конечный элемент балки многослойного армирования планируется к включению в библиотеку ВК ПРИНС [165, 170-171], и в составе этого вычислительного комплекса может быть использован для расчета неоднородных дисперсно-армированных элементов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящей работе рассмотрены методики расчета сжатых и изгибаемых дисперсно-армированных элементов с применением стального волокна разного профиля. Экспериментальные исследования сжатых и изгибаемых сталефибробетонных элементов с различным процентом армирования по объему позволили определить особенности их деформирования, разрушения при статическом воздействии с учетом разгрузки образцов. Определены прочностные показатели сталефибробетона для разного процента армирования волокнами по объему: модуль упругости, коэффициент поперечных деформаций, прочность сталефибробетона на сжатие и растяжение при изгибе, деформативные характеристики. Установлены основные предпосылки физически нелинейного расчета неоднородно армированных сталефибробетонных элементов, а также предложена методика для расчета прочности и трещиностойкости изгибаемых неоднородно армированных сталефибробетонных изгибаемых элементов. На основании данной методики построен КЭ балки многослойного армирования, учитывающий при деформации сдвига искривление поперечных сечений. Верификация данного КЭ проводилась на основании экспериментальных данных, а также результатов, полученных с использованием другого программного комплекса, и показала достаточно высокую точность полученных с его помощью результатов.

Дальнейшее развитие исследуемой в настоящей работе темы может быть направлено на совершенствование методов расчета прочности, трещиностойкости и жесткости сжатых и изгибаемых фибробетонных элементов с различными вариантами формы их поперечного сечения, параметров и видов дисперсного армирования. Перспективным также видится возможность применения смешанного дисперсного армирования в строительных конструкциях, особенно, базальто-стального. Разработанный конечный элемент балки многослойного армирования интегрирован в состав вычислительного комплекса ПРИНС, и может

быть использован для расчета неоднородных дисперсно-армированных элементов специалистами проектных и научных организаций.

На основании проведенных экспериментальных и теоретических исследований в настоящей работе получены следующие основные результаты и выводы:

1. Проведенный анализ современного состояния вопроса, касающегося дисперсно-армированных бетонов, позволил установить наиболее перспективные области применения сталефибробетона, влияние дисперсных волокон в составе бетонной матрицы на прочностные и деформационные характеристики строительных конструкций.
2. На основании результатов проведенных экспериментов построены действительные диаграммы деформирования образцов-кубов с различным видом фибрового волокна (фибра проволочная анкерная и волновая) и процентом армирования (в диапазоне от 0,5 до 2,0%), а также определены их физико-механические характеристики.
3. На основе полученных диаграмм деформирования образцов предложена зависимость между напряжениями и деформациями сталефибробетона в виде полиномиальной функции четвертой степени, коэффициенты которой определяют вид соответствующей кривой функции $\sigma(\varepsilon)$.
4. Проведенные экспериментальные исследования дисперсно-армированного бетона на сжатие с применением стального волокна показали более высокие прочностные и деформационные характеристики по сравнению с обычным тяжелым бетоном того же класса. Кубиковая прочность на осевое сжатие при максимальном проценте армирования увеличилась в среднем на 21%. Предельные деформации сжатия уменьшились в среднем на 23%. Начальный модуль упругости увеличился в среднем до 33%. При этом величины остаточных деформаций уменьшаются с ростом процента содержания стального волокна в составе бетонной матрицы.

5. Установлено, что использование в качестве дисперсного армирования стальных волокон анкерного профиля является более эффективным, чем применение волокон волнового профиля.
6. Экспериментальные исследования работы дисперсно-армированных балок на изгиб с применением стального волокна анкерного профиля показали более высокие прочностные и деформационные характеристики по сравнению с обычным тяжелым бетоном того же класса. Несущая способность образцов-балок на изгиб при максимальном проценте армирования увеличилась до 73%. При этом с ростом процентного содержания армирующих волокон предельные деформации растяжения при изгибе увеличиваются в среднем на 15%.
7. В результате испытаний неоднородно армированной сталефибробетонной балки с применением стального волокна анкерного профиля подтверждено предположение о рациональности увеличения процентного содержания армирующих волокон в наиболее напряженных участках конструкции. Тем самым несущая способность неоднородно армированной балки на изгиб возросла в среднем на 6% по сравнению с однородно армированной балкой с содержанием армирующего волокна в пределах 1,5%.
8. Разработан физически нелинейный конечный элемент балки многослойного армирования, позволяющий учитывать неоднородность армирования элемента. Значения прогибов и нормальных напряжений, соответствующие неоднородно армированной экспериментальной балке, сопоставлялись с результатами расчетов с использованием разработанного конечного элемента и данными, полученными с применением программы Ansys Mechanical. Так, расхождение с экспериментальными данными составило от 6 до 11%, а с результатами расчетов, полученными в программе Ansys Mechanical от 11 до 15%, в зависимости от параметра нагрузки $P/P_{кр}$.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Некрасов, В. П. Новейшие приемы и задачи железобетонной техники / В. П. Некрасов // Зодчий. - 1908. - № 25. - С. 223 - 225; № 26. - С. 230 - 236; № 27. - С. 243 - 250; № 28. - С. 255 - 259; № 29. - С. 264 - 267.
2. Некрасов, В. П. Новейшие приемы и задачи железобетонной техники: система свободных связей / В. П. Некрасов // Цемент, его производные и применение: XII съезд русских цементных техников. - 1909. - С. 294 - 348.
3. Некрасов, В. П. Метод косвенного вооружения бетона: Новый железобетон / В. П. Некрасов. - М.: Транспечать, 1925. - 255 с.
4. Porter, H.F. Preparation of Concrete from selection of materials to final disposition / H.F. Porter // Proceedings of the National Association of Cement Users, ACJ. – 1910. - Vol 6. – P. 296.
5. Patent No. 11754 British. Improvements in Reinforced Structures and Wearing Surfaces of Hydraulics, Bituminous, or Like Cement, Concrete, Asphalt, or the Like / Ficklen W. ; May 21, 1914.
6. Бирюкович, К. Л. Цементный раствор, армированный волокном / К. Л. Бирюкович, Ю. Л. Бирюкович, Ю. Д. Бирюкович. - Киев: Будивельник, 1964.
7. De Vekey, R.C., Majumdar, A.J. Determining Bond Strength in Fibre Reinforced Composites Concrete / R.C. De Vekey, A.J. Majumdar // Research. – 1968. - Vol.20. - N65. P.322
8. Рабинович, Ф. Н. Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции [монография] / Ф. Н. Рабинович - 4-е изд.. - М: Изд-во Ассоц. строит. вузов, 2011 - 642 с.
9. Пухаренко, Ю.В. Научные и практические основы формирования структуры и свойств фибробетонов: автореф. дис. ... д-р тех. наук: 05.23.05 / Пухаренко Юрий Владимирович. - СПб., 2004. - 46 с.

10. Пантелеев, Д.А. Полиармированные фибробетоны с использованием аморфнометаллической фибры: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.05 / Пантелеев Дмитрий Андреевич. - СПб., 2016. - 22 с.
11. Пухаренко, Ю.В. Структура и свойства наномодифицированных цементных систем / Ю. В. Пухаренко, И. У. Аубакирова, В. А. Никитин, В. Д. Староверов // Современные проблемы строительного материаловедения и технологии: Материалы международного конгресса «Наука и инновации в строительстве», кн.2. - Воронеж:ВГАСУ, 2008. - С. 424-429.
12. Пухаренко, Ю. В. Применение наносистем при получении сталефибробетона / Ю. В. Пухаренко, И. У. Аубакирова, В. А. Скобликов, Д. Ш. Летенко, В. А. Никитин, Н. А. Чарыков // Вестник гражданских инженеров. - 2011. - № 3(28). - С. 77-81.
13. Ключев, С. В. Дисперсно-армированный мелкозернистый бетон с использованием полипропиленового волокна / С. В. Ключев, Р. В. Лесовик // Бетон и железобетон. - 2011. - № 3. - С. 7-9.
14. Ключев, А. В. Сталефибробетон для сборно-монолитного строительства / А. В. Ключев // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. - 2011. - № 2. - С. 60-63.
15. Низина, Т.А. Экспериментально-статистические модели свойств модифицированных дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов / Т. А. Низина, А. С. Балыков // Инженерно-строительный журнал. - 2016. - № 2(62). - С. 13-26.
16. Гвоздев, А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия / А. А. Гвоздев - М.: Госстройиздат, 1949 - 280 с.
17. Гениев, Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г.А. Гениев, В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин ; Центр науч.-исслед. Ин-т строит. Конструкций им. В.А. Кучеренко. - М.: Стройиздат, 1974. - 316 с.
18. Баженов, Ю. М. Технология бетона : учебник для студентов высших учебных заведений, обучающихся по строительным специальностям / Ю. М. Баженов - 5-изд. - М.: Издательство АСВ, 2007 - 528 с.

19. Байков, В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В.Н. Байков, С.В. Горбатов, З.А. Димитров // Издательство Вузов. Строительство и архитектура. 1977. - №6. - С. 15-18.
20. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. - М. : Стройиздат, 1982. - 287 с.
21. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: Монография / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. - М. : Изд-во АСВ, 2004. - 472 с.
22. Зайцев, Ю.В. Моделирование деформаций и прочности бетона методами механики разрушения / Ю.В. Зайцев. - М.: Изд-во Моск. Гос. Открытого ун-та, 1995. - 195 с.
23. Гвоздев, А.А. К расчету предварительно напряженных железобетонных и бетонных сечений по образованию трещин / А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев // Бетон и железобетон. - М.: Госстрой СССР. - 1957. - №5. - С. 205-211.
24. Берг, О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О.Я. Берг. - М. : Госстройиздат, 1962. - 96 с.
25. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона: монография / Н.И. Карпенко. - М.: Стройиздат, 1996. - 412 с.
26. Фибробетон и его применение в строительстве: сборник научных трудов НИИ бетона и железобетона / под ред. Б.А. Крылова, К.М. Королева. - М.: НИИЖБ, 1979. – 173 с.
27. Михайлов, К. В. Взгляд на будущее бетона и железобетона / К. В. Михайлов // Бетон и железобетон. - 1995. - № 6. - С. 2-5.
28. Лесовик, Р.В. Пути повышений эффективности мелкозернистого бетона / Р. В. Лесовик, А. И. Топчиев, М. С. Агеева, М. Н. Ковтун, Н. И. Алфимова, А. П. Гринев // Строительные материалы, оборудование и технологии XXI в.. - 2007. - № 7. - С. 16-18.

29. Маилян, Л.Р. Расчет железобетонных балочных систем на динамическое импульсивное воздействие: учеб.пособие / Л.Р. Маилян, В.А. Шевченко // Ростов-на-Дону: Рост.инж.-стрит.ин-т, - 1987. - 96 с.
30. Лещинский, М.Ю. Испытание прочности бетона: монография / М.Ю. Лещинский, Б.Г. Скрамтаев. - М.: Стройиздат, 1973. - 272 с.
31. Тихонов, И.Н.. Армирование железобетонных конструкций зданий, проектируемых с учетом возведения особых нагрузок: автореф. дис. ... д-р. тех. наук: 05.23.01 / Тихонов Игорь Николаевич. - М., 2015. - 46 с.
32. Тамразян, А.Г. Методология анализа и оценки надежности состояния и прогнозирование срока службы железобетонных конструкций / А.Г. Тамразян // Железобетонные конструкции. - 2023. - Т.1 - №2. - С.5-18.
33. Кравинскис, В. К. Дисперсно хаотически армированный бетон как двухфазный материал и некоторые экспериментальные данные о его прочности при центральном сжатии и изгибе / В. К. Кравинскис // Исследования по механике строительных материалов и конструкций. - 1969. - № 4. - С. 117-123.
34. Айвазян, Э.С. Технологии создания и методы расчета бетонных и фиброжелезобетонных элементов с агрегированным распределением волокон : автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01. - Ростов-на-Дону, 2013. - 25 с.
35. Курбатов, Л.Г. Об эффективности бетонов, армированных стальными фибрами / Л. Г. Курбатов, Ф. Н. Рабинович // Бетон и железобетон. - 1980. - № 3. - С. 6-7.
36. Соловьев, Б.В. Плиты дорожных и аэродромных покрытий с фибровым армированием // Применение фибробетона в строительстве. Под редакцией канд.техн.наук Л.Г. Курбатова. - Л.: ЛДНТП, 1985. - С. 73-78.
37. Карпенко, Н.И. Исследование деформаций усадки мелкозернистого высокопрочного бетона и сталефибробетона при рациональном содержании фибры / Н.И. Карпенко, С.С. Каприелов, И.М. Безгодков, Г.А. Моисеенко, М.В. Степанов // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. - 2018. - № 3(375). - С. 227-230.

38. Перфилов, В.А. Влияние базальтовых волокон на прочность мелкозернистых фибробетонов / В.А. Перфилов, М.О. Зубова // Интернет-вестник ВолгГАСУ.Сер.:Политематическая. - 2015. - Вып. 1 (37).
39. Уткин, Д.Г. Совершенствование метода расчета прочности сжато-изогнутых железобетонных элементов с зонным армированием из стальной фибры при кратковременном динамическом нагружении: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Уткин Дмитрий Геннадьевич. - Томск, 2009. - 24 с.
40. Hassanvand, P. Experimental Investigation of the Effect of Steel Fibers on the Flexural Behavior of Corroded Prestressed Reinforced Concrete Beams / P. Hassanvand, F. Rezaie, M. Kioumarsi // Materials. – 2023. No. 16. P. 1629.
41. Liu, P. Mechanical Properties and Axial Compression Deformation Property of Steel Fiber Reinforced Self-Compacting Concrete Containing High Level Fly Ash / P. Liu, R. Hai, J. Liu, Z. Huang // Materials. – 2022. - No. 15. - 3137.
42. Usman, M. Axial compressive behavior of confined steel fiber reinforced high strength concrete / M. Usman, S.H. Farooq, M. Umair, A. Hanif // Constr. Build. Mater. – 2020. No. 230. P. 10.
43. Alrawashdeh, A. Mechanical and physical characterisation of steel fibre reinforced self-compacting concrete: Different aspect ratios and volume fractions of fibres / A. Alrawashdeh, O. Eren // Results Eng. – 2022. No. 13. – P. 9.
44. Wang, Z. The Effects of Steel Fiber Types and Volume Fraction on the Physical and Mechanical Properties of Concrete / Z. Wang, H. Li, X. Zhang, Y. Chang, Y. Wang, L. Wu, H. Fan // Coatings. – 2023. No. 13. P. 978.
45. Волков, И.В. Фибровая арматура для бетонов / И.В. Волков, Э.М. Газин // Труды 1-й Всероссийской конференции по проблемам бетона и железобетона. - 2001. - № . - С. 1171-1179.
46. Журавская, И.В. Прочность и деформативность базальтофибробетонных и комбинированно армированных элементов при действии малоцикловой нагрузки: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Журавская Ирина Валентиновна. - Киев, 1991. - 228 с.

47. Abdulhadi, M. A comparative Study of Basalt and Polypropylene Fibers Reinforced Concrete on Compressive and Tensile Behavior / M. Abdulhadi // International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT). - 2014. - Vol. 9. - Pp. 295-300.
48. Charan, S.S. A Comparative Study on Mechanical Properties of Basalt Fiber Reinforced Concrete with Partial Replacement of Cement with GGBS / S.S. Charan. Ch.L.K Murthy Gupta // International Journal of Engineering Research and Technology. - 2016. - Vol. 5. - Pp. 62-67.
49. Gore, K.R. The performance of basalt fibre in high strength concrete / K.R. Gore. M.K. Suhasini // Journal of information, knowledge and research in civil engineering. - 2013. - Vol. 2. - Pp. 117-124.
50. Jin, S. Experimental Study on Anti-splitting Tensile Properties of the Chopped Basalt Fiber Reinforced Concrete / S. Jin, X. Zhang, J. Zhang, X. Shen // International Forum on Energy, Environment and Sustainable Development (IFEESD 2016). -2016. - Pp. 282-289.
51. Rarnalaishnan, V. Performance Evaluation of 3-D Basalt Fiber Reinforced Concrete and Basalt Rod Reinforced Concrete : technical report / V. Rarnalaishnan, N. S. Tolmare. - № NCHRP-45. - Washington: Transportation Research Board, 1998. - 97 p.
52. Raj, S. Compressive behavior of Basalt Fiber Reinforced Composite / S. Raj, S. Gopinath, N.R. Iyer // International Conference On Advances in Civil, Structural and Mechanical Engineering (CSM 2013). -2013. - DOI:10.3850/ 978-981-07-7227-7_17.
53. Zhang, X. Loading rate effect on crack velocities in steel fiber-reinforced concrete / X. Zhang, G. Ruiz, A. Mohamed, A. Elazim // International Journal of Impact Engineering. - 2015. - Vol. 76. -Pp. 60-66. - DOI: 10.1016/j.ijimpeng.2014.09.004.
54. СП 297.1325800.2017 Свод правил. Конструкции фибробетонные с неметаллической фиброй. Правила проектирования. - М., 2017. - 43 с.
55. СП 360.1325800.2017 Свод правил. Конструкции сталефибробетонные. Правила проектирования. - М., 2017. - 79 с.

56. Рабинович, Ф.Н. Применение фиброармированных бетонов в конструкциях промзданий / Ф.Н. Рабинович // Фибробетон и его применение в строительстве: Труды НИИЖБ. - М., 1979. - С.27-38.
57. Рабинович, Ф.Н. Исследование железобетонных и сталефибробетонных конструкций консольного типа / Ф.Н. Рабинович, Н.А. Ушаков // Исследования каркасных конструкций многоэтажных производственных зданий: Труды ЦНИИПромзданий. - М., - 1985. - С.106-117.
58. Волков, И.В. Исследование тонкостенных пространственных конструкций из фибробетона / И.В. Волков, В.А. Беляева, Л.Г. Курбатов, А.Л. Адамов // Бетон и железобетон. - 1985. - №9. - С.12-14.
59. Стеновые панели из бетона, армированного стекловолокном // Проспект фирмы «L'Avenir». – Франция, 1991.
60. Хайдуков, Г.К. Экспериментальные исследования работы изгибаемых тонкостенных складчатых стеклофибробетонных элементов / Г.К. Хайдуков, И.В. Волков, М.М. Лачинов // ВНИИИС. - 1986. - сер.8. - вып.9. - С.2-9.
61. Steel fibers in airport runways // «Concrete», 1972. - 6, №8.- Pp.34-35.
62. The concrete Society: Concrete Industrial Ground Floors - A Guide to their Design and Construction. TR 34 second edition. – UK, February 1995. – 148 p.
63. Glass and Architecture. - 1982. - №8. - Pp.20-21.
64. Бердичевский, Г.И. Сталефибробетонные плиты размером 6х3 для покрытий / Г.И. Бердичевский, А.А. Светов, Л.Г. Курбатов, Г.А. Шикунов // Бетон и железобетон. - 1984. - №4 - С.33-34.
65. Рабинович, Ф.Н. Эффективность применения сталефибробетона в промышленном строительстве / Ф.Н. Рабинович, Г.А. Шикунов // Применение фибробетона в строительстве: Материалы семинара. - Л., - ЛДНТП. - 1985. - С.9-15.
66. Шикунов, Г.А. Сталефибробетонные предварительно напряженные плиты 6х3 м для покрытий зданий / Г.А. Шикунов // ВНИИИС. - 1983. - Сер.II. - Вып.3 - С.11-12.

67. Серия 1.465.1-20 Плиты железобетонные ребристые размером 1,5х6м для покрытий одноэтажных производственных зданий. Рабочие чертежи. ЦНИИПромзданий от 27.11.92 г.

68. Миловидов, К.И. Рациональные области применения фибробетона в конструкциях / К.И. Миловидов, Н.Е. Мишуков // Бетон и железобетон. - 1980. - №5. - С.29-30.

69. Рабинович, Ф.Н. Освоение стеклофибробетонных конструкций в Москве / Ф.Н. Рабинович, В.М. Рудой // ПГС. - 1995. - №6. - С.13-15.

70. Серия 1.432-14/80 Стеновые панели отапливаемых производственных зданий с шагом колонн 6м. Рабочие чертежи. Госстрой СССР от 26.10.81 г.

71. Ермилов, Ю.И. О перспективно сталефибробетонных конструкций для строительства Нового Уренгоя / Ю.И. Ермилов // Сборник научных трудов. Исследование и расчет новых типовых пространственных конструкций гражданских зданий. – Ленинград: 1985. - С. 58-61.

72. Серия 3.900.1-14 Изделия железобетонные для круглых колодцев водопровода и канализации. Указания по применению и рабочие чертежи. Госстрой СССР от 29.03.90 г.

73. Курбатов, Л.Г. Опыт применения сталефибробетона в инженерных сооружениях / Л. Г. Курбатов, М. Я. Хазанов, А. Н. Шустов. - Ленинград : ЛДНТП, 1982. - 28 с.

74. Армоопалубочная плита: патент SU 1199890 А / Ф.А. Гофштейн, Ф.Н. Рабинович, Ю.В. Фролов, А.И. Туголуков. - 1985.

75. Несъемная фибробетонная опалубка: патент SU 1728432 А1. / А.С. Бочарников, А.М. Денисов, Р.Г. Хлопотов, И.Б. Демин, С.Э. Боярский, О.В. Коротышевский, В.А. Колосов. - 1992 г. - Режим доступа: <http://www.findpatent.ru/patent/172/1728432.html>.

76. Курбатов, Л.Г. Изгибная прочность сталефибробетона при неравномерном распределении фибр по высоте сечения / Л.Г. Курбатов, Г.В. Копанский, О.Н. Хегай // Пространственные конструкции в гражданском строительстве: тр-ды ЛенЗНИИЭП. - Л., 1976. - С.18-21.

77. Курбатов, Л.Г. Исследования прочности сталефибробетона при продольном ударе / Л.Г. Курбатов, Г.С. Родов // Исследования и расчет экспериментальных конструкций из фибробетона: тр-ды ЛенЗНИИЭП. - Л., - 1978. - С.31-35.
78. Соколова, В.Ф. Об эффективности применения сталефибробетона в конструкциях железобетонных забивных свай / В.Ф. Соколова, Л.Г. Курбатов, И.Н. Боровских, Ф.Н. Рабинович, В.С. Стерин // Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1985. - №6. - С.4-7.
79. Способ изготовления свай / В.Ф. Соколова, В.А. Якушин, А.Е. Горюшин, Ф.Н. Рабинович - Авт.свидетельство СССР №1158685. - 1985. - №20. - 2 с.
80. Павленко, В.И. Свойства фибробетона и перспективы его применения: аналитический обзор / В. И. Павленко, В. Б. Арончик - Рига: ЛатНИИНТИ, 1978 - 56 с.
81. Арончик, В. Б. Проектирование оптимальных вариантов аэродромных покрытий / В. Б. Арончик, В. И. Павленко, Д. Е. Шнейдер // В сб. Дисперсно-армированные бетоны и конструкции из них. - Рига:ЛатНИИНТИ, 1975. - С. 34-38.
82. Павленко, В.И. Возможности применения фибробетонов в аэродромных покрытиях для современных и перспективных летательных аппаратов / В.И. Павленко, В.С. Искрин, В.Е. Тригопи // Тезисы научно-технической конференции ГПИ и НИИ Аэропроект. М., 1980.
83. Джигирис, Д.Д. Базальтоволокнистые материалы / Д.Д. Джигирис, М.Ф. Махова, В.П. Сергеев. - М.: Обзор ВНИИЭСМ, 1989. – 72 с.
84. Swamy, R.N. Fibre Reinforced Cement and Concrete. Proceedings of the Fourth RILEM International Symposium / R.N. Swamy. – 1st Edition. – London: CRC Press, 1992. – 1376 p.
85. Рабинович, Ф.Н. Бетоны, дисперсно армированные волокнами / Ф.Н. Рабинович. – М.: ВНИИЭСМ, 1976. - 73 с.

86. Бучкин, А.В. Мелкозернистый бетон высокой коррозионной стойкости, армированный тонким базальтовым волокном: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.05 / Бучкин Андрей Викторович. - М., 2011. - 20 с.
87. Войлоков, И.А. Базальтофибробетон. Исторический экскурс / И.А. Войлоков // Материалы. Инженерно-строительный журнал. - 2009. - № 4. - С.26-31.
88. Войлоков, И.А. Фибробетон история вопроса, нормативная база, проблемы и решения / И.А. Войлоков // Alitinform: Цемент. Бетон. Сухие смеси. - 2009. - № 2. - С.44-53.
89. Маилян, Р.Л. Рекомендации по проектированию железобетонных конструкций из керамзитобетона с фибровым армированием базальтовым волокном / Р.Л. Маилян, К.М. Осипов, А.В. Шилов, М.Т. Абдаллах, Х. Аль-Хужейри Х. - Ростов-на-Дону: СевкавНИПИАгропром, 1996. – 14 с.
90. Рабинович, Ф.Н. Прогнозирование изменений во времени прочности стеклофиброцементных композитов / Ф.Н. Рабинович // Стекло и керамика. - 2003. - № 2. - С.32-38.
91. Рабинович, Ф.Н. Устойчивость базальтовых волокон в среде гидратирующихся цементов / Ф.Н. Рабинович, В.Н. Зуева, Л.В. Макеева // Стекло и керамика. - 2001. - № 12. С.29-32.
92. Рабинович, Ф.Н. Об оптимальных параметрах дисперсного армирования фибробетонных конструкций / Ф.Н. Рабинович // Транспортное строительство. - 1998. - №8. - С.20-23.
93. Крылов, Б. А. Фибробетон и перспективы его применения в строительстве / Б. А. Крылов // Фибробетон и его применение в строительстве. Сборник научных трудов под редакцией Б.А. Крылова, К.М. Королева. - Москва:НИИЖБ, 1979. - С. 4-11.
94. Сарайкина, К.А. Щелочестойкость базальтового волокна и способы ее повышения / К.А. Сарайкина, Е.Н. Голубев, Е.Н. Семкова // Вестник ПНИПУ. - 2012. – N 1. - С.185-192.
95. Урханова, Л.А. Повышение коррозионной стойкости базальтофиброцементных композиций с нанокремнеземом / Л.А. Урханова, С.А.

Лхасаранов, В.Е. Розина, С.Л. Буянтуев, С.П. Бардаханов // Нанотехнологии в строительстве: научный интернет-журнал. - 2014. - Т. 6. No 4. - С.15-29.

96. Willam, R.S. Fibrous concrete field Batching sequences / R.S. Willam // ACI Journal. – 1974. 10. - Pp.504-505.

97. Сарайкина, К.А. Изучение путей повышения эффективности применения базальтовых волокон в цементных системах / К.А. Сарайкина, В.А. Голубев // Master's Journal. - 2013. - No 1. - С. 229-238.

98. Рабинович, Ф.Н. Об оптимальном армировании сталефибробетонных конструкций / Ф.Н. Рабинович // Бетон и железобетон. - 1986. - №3. - С.17-19.

99. Рабинович, Ф.Н. Особенности разрушения плит из фибробетона при ударных нагрузках / Ф.Н. Рабинович // Бетон и железобетон. - 1980. - № 6. С. 9-10.

100. Дорф, В.А. Влияние характеристик фибры на кубиковую и призмную прочность сталефибробетона с цементно-песчаной матрицей / В.А. Дорф, Р.О. Красновский, Д.Е. Капустин, И.А. Горбунов // Бетон и железобетон. - 2013. - № 6. - С.6-9.

101. Талантова, К.В. Исследование влияния свойств стальных фибр на эксплуатационные характеристики сталефибробетонных конструкций / К.В. Талантова, Н.М. Михеев // Ползуновский вестник. - 2011. - №1. - С. 194-198.

102. Косарев, В.М. Экспериментально теоретические исследования прочности и деформативности изгибаемых и центрально сжатых элементов сталефибробетонных конструкций при кратковременном воздействии нагрузки: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.01 / Косарев Валерий Михайлович. - Ленинград, 1980. - 250 с.

103. Александров, В.Н. Стальная фибра типа «Волан» для сталефибробетонных конструкций подземных сооружений / В.Н. Александров, Ю.И. Тетерин, С.Е. Гуков // Подземное пространство мира. -1995. - № 1. - С.42-44.

104. Косарев, В.М. О структурном упрочнении бетона с помощью дисперсного фибрового армирования / В.М. Косарев // Исследование и расчет экспериментальных конструкций из фибробетона: Сборник научных трудов. Л. : Отд. обобщения отеч. и зарубеж. опыта и НТИ ЛенЗНИИЭПа, 1978. - С.70-75.

105. Королев, К.М. Механизация приготовления и укладки бетонной смеси / К.М. Королев. - М.: Стройиздат, 1986. - 135 с.

106. Розина В.Е. Мелкозернистый базальтофибробетон с нанокремнеземом: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.05 / Розина Виктория Евгеньевна. - Улан-Удэ, 2015. - 24 с.

107. Боровских, И.В. Высокпрочный тонкозернистый базальтофибробетон: автореф.дис. ... канд.тех.наук: 05.23.05 / Боровских Игорь Викторович. - Казань, 2009. - 21 с.

108. Kizilkanat, A.B. Mechanical properties and fracture behavior of basalt and glass fiber reinforced concrete : An exper mental study / A.B. Kizilkanat // Construction and Building Materials. - 2015. - Pp.218-224.

109. Зубова, М.О. Мелкозернистые бетоны с применением базальтовой фибры и комплексных модифицирующих добавок: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.05 / Зубова Мария Олеговна. - Волгоград, 2014. - 20 с.

110. Голанцев В.А. Свойства и особенности полиармированных фибробетонов: дис. ... канд. тех. наук: 05.23.05 / Голанцев Владислав Александрович. - Ленинград, 1990. - 214 с.

111. Лобанов, И.А. А.с. №1203065А СССР, МКИ С 04 В 28/00. Способ приготовления сталефибробетона/ Лобанов И.А., Пухаренко Ю.В., Малышев В.Ф. Опубл. в БИ. 1986. №1.

112. Лобанов, И.А. А.с. №1701673А1 СССР, МКИ С 04 В 14/38. Фибробетонная смесь/ Лобанов И.А., Пухаренко Ю.В., Голанцев В.А. Опубл. в БИ. 30.12.1991. №48.

113. Пухаренко, Ю.В. Эффективные фиброжелезобетонные конструкции на основе высокопрочного фибробетона для высотного строительства / Ю.В. Пухаренко, В.И. Морозов // Бетон и железобетон - взгляд в будущее: научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону (Москва, 12-16 мая 2014 г.): в 7 т. Т. 3. Арматура и системы армирования. Фибробетоны и армоцементы. Проблемы долговечности. Москва: МГСУ, 2014. - С. 186-19.

114. Ключев, С.В. К вопросу применения нескольких видов фибр для дисперсно армированных бетонов / С.В. Ключев, Р.В. Лесовик, А.В. Ключев, Д.О. Бондаренко // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. - 2012. - №4. - С. 81-83.

115. Пухаренко, Ю.В. О применении высокопрочной арматуры в изгибаемых железобетонных элементах без предварительного напряжения / Ю.В. Пухаренко // Вестник гражданских инженеров. - 2012. - №1. - С. 87-89.

116. Пухаренко, Ю.В. Полидисперсное армирование строительных композитов - фибробетонов // Ю.В. Пухаренко, И.У. Аубакирова // Технологии бетонов. - 2011. - №1-2. - С. 28-29.

117. Окольников, Г.Э. Перспективы применения полидисперсно-армированных фибробетонов / Г.Э. Окольников, М. Йочич, С. Курлин // Системные технологии. – 2021. - №38. – С.86-88.

118. Mailyan, L.R. Improving the Structural Characteristics of Heavy Concrete by Combined Disperse Reinforcement / L.R. Mailyan, A.N. Beskopylny, B. Meskhi, A.V. Shilov, S.A. Stel'makh, E.M. Shcherban', A.S. Smolyanichenko, D. El'shaeva // Appl. Sci. – 2021. - N 11. – P. 6031.

119. СП 63.13330.2018 Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003. - М. : Стандартинформ, 2019. - 118 с.

120. Арончик, В. Б. Расчет прямоугольных пластин упруго-пластического материала с различным характером деформирования при растяжении и сжатии / В. Б. Арончик, В. И. Павленко [Текст] // В сб. Вопросы строительства. - Рига., 1977. - С. 60-65.

121. Romualdi, J.P., Mandel J.A.. Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed Closely Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement / J.P. Romualdi, J.A. Mandel // ACI Journal Proceedings. - June 1964. - vol. 61. - no. 6. Pp. 657-671.

122. Аболиньш, Д. С. Тензоры упругой податливости и жесткости дисперсно направленно армированных бетонов: автореф. дис. ... канд. тех. / Аболиньш Дзинтар Симанович. - Рига, 1966. - 18 с.
123. Митник, Г. А., Алсин, Б. А. Опыт применения фибробетона в формах / Г. А. Митник, Б. А. Алсин // В сб. Дисперсно-армированные бетоны и конструкции из них. - Рига:ЛАТИНТИ, 1975. - С. 49-52.
124. Волков, С.Д. Статистическая механика композитных материалов / С.Д. Волков. – Минск: Изд-во БГУ, 1978. – 206 с.
125. Аболиньш, Д.С. Увеличение сопротивления бетона растяжению путем введения в его состав коротких отрезков тонкой проволоки / Д.С. Аболиньш, В.К. Кравинскис // В кн.: Материалы докладов II межреспубликанской научно-технической конференции. - Юрмала: 1970. - С. 5-11.
126. Griffith, A. The Phenomena of Rupture and Flow in Solids / A. Griffith // Philosophical Transactions, the Royal Society of London N A221. – 1921. – Pp. 163-198.
127. Irwin, G.R. Analysis of Stresses and Strains Near the End of a Crack Traversing a Plate / G.R. Irwin // Journal of Appl.Mech. – 1957. N 24. Pp.361-364.
128. Орован, Е. Классическая и дислокационная теория хрупкого разрушения / Е. Орован // Атомный механизм разрушения. - М.: Металлургия, 1963. - С. 170-184.
129. McKee D.C. The properties of an expansive cement mortar reinforced with random wire fibers: PhD thesis / McKee D.C. - University of Illinois, Urbana, 1969.
130. Патент США № US3500728. Concrete construction and roadways / Richard L. Longini, James P. Romualdi, Thomas E. Stelson. March 17, 1970.
131. Патент № US3429094. Two-phase concrete and steel material / James P, Romualdi. Pittsburgh, Pa. Jan. 27, 1972.
132. Пестриков, В. М. Механика разрушения твердых тел / В. М. Пестриков, Е. М. Морозов. - СПб.: Профессия, 2002 - 320 с.
133. Swamy, R.N. Fibre concrete materials. A report prepared by RILEM Technical Committee 19-FRC / R.N. Swamy, A.J. Majumdar, Shaul Bar-Shlomo et. Al

// Commissions Techniques 19-FRC Committee Fibre Reinforced Cement Composites.- 1977. – 10. Pp. 103-120.

134. Панченко, Л.А. Определение предела прочности фибробетона / Л.А. Панченко // Вестник БГТУ им. В.Г. Шухова. - 2015. - №4. - С. 33-37.

135. Абросимов, Н. А. Методика построения разрешающей системы уравнений динамического деформирования композитных элементов конструкций / Н. А. Абросимов . - Н. Новгород: ННГУ им. Н.И. Лобачевского, 2010 - 40 с.

136. Кристенсен, Р.М. Введение в механику композитов. Пер. с англ. под ред. Ю.М. Тарнопольского / Р.М. Кристенсен. - М.: Мир, 1982. - 334 с.

137. Рабинович, Ф.Н. Расчет прочности конструкций из фибробетона / Ф.Н. Рабинович, А.П. Черномаз // Строительные конструкции: Реф. Инф. ЦНИИС. - М., 1979. - Вып. 5 - С.5-8.

138. Себер, Дж. Линейный регрессионный анализ. Перевод с английского В.П. Носко, под редакцией М.Б. Малютова / Дж. Себер. - М.: Издательство «МИР», 1980. - 456 с.

139. De Vekey, R.C. Determining Bond Strength in Fibre Reinforced Composites Concrete / R.C. De Vekey, A.J. Majumdar // Magazine of Concrete Research. – 1968. – Vol. 20. – Pp.229-234.

140. Рабинович, Ф.Н. Бетоны, дисперсно армированные волокнами / Ф.Н. Рабинович // Строительные материалы. - 1975. - №4. - С. 37.

141. Мурашев, В.И. Железобетонные конструкции. Общий курс / В. И. Мурашев, Э. Е. Сигалов, В. Н. Байков . - М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962 - 662 с.

142. Hognestad, E. A Study Of Combined Bending And Axial Load In Reinforced Concrete Members / E. Hognestad - Vol.49 №22 №399. - Illinois: University Of Illinois, 1951 - 129 p.

143. Johnson, J.B. Strength of Concrete and Steel in Combination / J.B. Johnson // Engineering News and American Railway Journal. – Jan. 1895. - Vol. 33. - No. 1. - Pp. 10-11.

144. Suenson, E. Jærnprocentens Indflydelse paa Jærnbetonpladers Bæreevne. Ingenøiren / E. Suenson. Copenhagen, Sept. 1921. - Vol. 21. - No. 72. – 568 p.
145. Mensch, L.J. New-Old Theory of Reinforced Concrete Beams in Bending/ L.J. Mensch // ACI Journal. – Dec. 1914. - Vol. 2. - No. 7. Pp. 28-41.
146. Kempton Dyson, H. What is the use of the Modular Ratio? / H. Kempton Dyson // Concrete and Constructional Engineering. May-July 1922. - Vol. 17. - No. 5, 6 and 7. - Pp. 330-36, 408-15, 486-91.
147. Baumann, O. Die Knickung der Eisenbeton-Säulen / O. Baumann. Eidg. Material-Prüfungs-anstalt an der E.T.H. in Zürich: Bericht, - Dec. 1934. No. 89. 56 p.
148. Bittner, E. Zur Klärung der n-Frage bei Eisenbetonbalken / E. Bittner // Beton und Eisen. – July 1935. - Vol. 34. - No.14. Pp. 226-228.
149. Байков, В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В.Н. Байков, С.В. Горбатов, З.А. Димитров // Строительство и архитектура. - 1977. - №6. - С.15-18.
150. Eibl, J. Studie zum Trag - und Verformungsverhalten von Stahlbeton / J. Eibl, G. Ivanvi. Berlin : Ernst & Sohn, - 1976.
151. ACI Committee 435. Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members. Detroit : American Concrete Institute, 1966. - 29 p.
152. BaZant, Z.P. Crack band theory for fracture of concrete / Z.P. BaZant, B.H. Oh // Matériaux et Constructions. – 1983. – 16(3). – Pp. 155-177.
153. Branson D. Deformation of Concrete Structures / D. Branson. – New York: McGraw-Hill, 1977. 546 p.
154. Branson D., Dan E. // ACI Journal. – 1968. N. 65. - 730.
155. ACI Committee 209 Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete. American Concrete Institute, 1971.
156. Branson, D. E. Time-Dependent Concrete Properties Related to Design-Strength and Elastic Properties, Creep and Shrinkage / D.E. Branson, M.L. Christiason // Special ACI Publication on Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures. – 1971. Symposium Volume. Pp. 257-277.

157. Park, R. Reinforced Concrete Structures / R. Park, T. Paulay. New York: John Wiley & Sons, 1975. – 769 p.

158. Branson, D. E. Unified Procedures for Predicting the Deflection and Centroidal Axis Location of Partially Cracked Nonprestressed and Prestressed Concrete Members / D.E. Branson, H. Trost // ACI Journal, Proceedings. - March- April 1982. - V. 79. - No. 2, - Pp. 119-130.

159. Hognestad, E. Concrete stress distribution in ultimate strength design / E. Hognestad, N. W. Hanson, D. McHenry // Proc. ACI. – Dec. 1955. – Vol. 52. - No. 4. Pp. 455-480.

160. Маилян, А.Л. Конвейерная технология фибробетона с агрегированным распределением фибр и его конструктивные свойства / Л.Р. Маилян, А.Л. Маилян, Э.С. Айвозян // Инженерный вестник Дона. – 2013. N. 3(26). Pp. 1-9.

161. Степанов, М.В. Диаграммы деформирования мелкозернистого высокопрочного бетона и высокопрочного сталефибробетона при сжатии / М.В. Степанов, Г.А. Моисеенко // Теория инженерных сооружений. Строительные конструкции. - 2019. - №3(83). - С.11-21.

162. Пособие к СП 63.13330.2012 Методическое пособие. Расчет железобетонных конструкций без предварительно напряженной арматуры - М. : 2015. - 283 с.

163. Шапиро, Д.М. Метод конечных элементов в строительном проектировании: Монография / Д.М. Шапиро. - Изд. 2-е исп. и доп. - М.: Издательство АСВ, 2020. - 172 с.

164. Агапов, В.П. Программа для статических и динамических расчетов конструкций методом конечных элементов (ПРИНС) / Российское агенство по патентам и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ. №2000610429. - М., 2000.

165. Агапов, В.П. Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости конструкций. / В.П. Агапов. - М.: Изд-во АСВ, 2004. - 247 с.

166. Варвак, П.М. Метод конечных элементов / П.М. Варвак, И.М. Бузун, А.С. Городецкий, В.Г. Пискунов, Ю.Н. Толокнов, Под ред. П.М. Варвака. - Киев:

Головное издательство издательского объединения "ВИЩА ШКОЛА", 1981. - 176 с.

167. Тимошенко, С.П. Сопротивление материалов / С.П. Тимошенко. - том 1. - М.: Издательство «Наука», 1965. - 364 с.

168. Тимошенко, С.П. Теория упругости / С.П. Тимошенко, Дж. Гульдер. - М.: Издательство «Наука», 1975. - 576 с.

169. Theory Reference for the Mechanical APDL and Mechanical Applications. Canonsburg: Ansys, Inc. - November 2013. - 1190 p.

170. Агапов, В.П. Динамический метод определения критических нагрузок в вычислительном комплексе ПРИНС / В.П. Агапов, А.С. Маркович // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. - 2020. - Т. 16. - No 5. - С. 380-389.

171. Агапов, В.П. Исследование точности и сходимости результатов расчета тонких оболочек с помощью программы ПРИНС / В.П. Агапов, А.С. Маркович // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. - 2021. - Т. 17. - No 6. - С. 617-627.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Таблица П.1 – Список основных рекомендаций, стандартов организаций, нормативных документов СССР, РФ, зарубежных стран, некоторые стандарты организаций, регламентирующие применение фибробетона в строительстве

Год выхода	Наименование документа	Примечание
Отечественные нормативные документы:		
1987	Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций	<p>Даны рекомендации по расчету и конструированию сталефибробетонных конструкций, а также технологии их изготовления.</p> <p>Даны формульные выражения для определения сопротивлений сталефибробетона растяжению и сжатию с учетом влияния фибрового армирования.</p> <p>Расчетное сопротивление сталефибробетона растяжению определяется в зависимости от класса бетона, вида и размеров фибры, характера ее поверхности, геометрии и размеров сечения элемента. Используются в формулах коэффициент, учитывающий сцепление фибр с бетоном; коэффициент, учитывающий ориентацию фибр в объеме элемента; коэффициент условий работы.</p> <p>Расчетное сопротивление сжатию сталефибробетона определяется в зависимости от класса бетона, вида и размеров фибры, характера ее поверхности, геометрии и размеров сечения элемента. При этом учитывается только работа фибр, ориентированных нормально к направлению внешнего сжимающего усилия.</p> <p>Представлен расчет сталефибробетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй группы. Даны конструктивные требования. Представлена информация по технологии изготовления сталефибробетонной смеси.</p>
1997	ВСН 56-97 «Проектирование и основные положения технологий производства фибробетонных конструкций»	<p>Разработанные нормы по проектированию несущих и ограждающих конструкций и изделий из стеклофибробетона. Представлен расчет стеклофибробетонных элементов по предельным состояниям первой и второй группы. Даны конструктивные требования. Представлены основные рекомендации по области использования дисперсно армированных конструкций.</p>
2006	СП 52-104-2006 «Сталефибробетонные конструкции»	<p>Основан на рекомендациях по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций 1987 года.</p> <p>Введен дополнительный коэффициент для определения сопротивлений сталефибробетона растяжению, зависящий от содержания фибрового армирования.</p>
2008	ГОСТ Р 52751-2007 «Плиты из сталефибробетона для пролетных строений мостов. Технические условия»	<p>Представлена стандартизация типовых сборных железобетонных плит балластного корыта с использованием СФБ; плит безбалластного мостового полотна со смешанным армированием;</p>

		сборных плит сталежелезобетонных пролетных строений автодорожных мостов; сборных железобетонных плитных пролетных строений на основе сталефибробетона
2015	СТО НОСТРОИ 2.27.125-2013 «Освоение подземного пространства. Конструкции транспортных тоннелей из фибробетона. Правила проектирования и производства работ»	
2018	СП 360.1325800.2017 «Конструкции сталефибробетонные. Правила проектирования»	Основан на СП 52-104-2006. Даны диаграммы деформирования сталефибробетона при сжатии и растяжении. Представлен развернутый расчет сопротивлений сталефибробетона растяжению и сжатию с учетом влияния фибрового армирования. Представлена методика определения остаточной прочности сталефибробетона на растяжение. Представлен расчет сталефибробетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй группы. Даны конструктивные требования.
2018	СП 297.1325800.2017 «Конструкции фибробетонные с неметаллической фиброй. Правила проектирования»	Даны диаграммы деформирования фибробетона при сжатии и растяжении. Представлена методика определения остаточной прочности сталефибробетона на растяжение. Представлен расчет фибробетонных конструкций по предельным состояниям первой и второй группы. Даны конструктивные требования.
2018	Методическое пособие «Проектирование сталефибробетонных конструкций»	Пособие обеспечивает развитие положений СП 360.1325800.2017 «Конструкции сталефибробетонные».
2019	СП 405.1325800.2018 «Конструкции бетонные с неметаллической фиброй и полимерной арматурой»	Представлен расчет конструкций бетонных с неметаллической фиброй и полимерной арматурой по предельным состояниям первой и второй группы.
2021	ГОСТ Р 59535-2021 «Бетоны тяжелые и мелкозернистые, дисперсно-армированные стальной фиброй. Технические условия»	Устанавливает требования к сталефибробетонам и сталефибробетонным смесям, методам их испытаний, правилам контроля, оценки качества и приемки.
<i>Зарубежные нормативные документы:</i>		
1988	ACI 544.4R-88 Design Consideration for Steel Fiber Reinforced Concrete ACI 544.4R-88 Проектные решения для армированного стальным волокном железобетона;	Приведены расчетные положения по сталефибробетонам
2005	BSI BS EN 14651-2005 Test method for metallic fibre concrete - Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual) Способы испытания для бетона с металлическими волокнами. Определение предела прочности на растяжение при изгибе (предел пропорциональности, остаточный)	

2006	EN 14889-1:2006 Fibres for concrete - Part 1: Steel fibres - Definitions, specifications and conformity EN 14889-1:2006 Волокна для бетона - Часть 1: Стальные волокна - Определения, технические характеристики и соответствие; В том числе: DIN EN 14889-1 Fibres for concrete - Part 1: Steel fibres - Definitions, specifications and conformity; German version EN 14889-1:2006	Представлены требования к стальной фибре. Описаны испытания и характеристики, которые должны контролироваться: профиль, покрытие фибры, размеры и допуски, предел прочности на разрыв, пластичность.
2007	EN 14889-2:2007 Fibres for concrete - Part 2: Polymer fibres - Definitions, specifications and conformity EN 14889-2:2007 Волокна для бетона — Часть 2: Полимерные волокна — Определения, технические характеристики и соответствие; В том числе: DIN EN 14889-2 Fibres for concrete - Part 2: Polymer fibres - Definitions, specifications and conformity; German version EN 14889-2:2007	Представлены требования к полимерной фибре. Описаны испытания и характеристики, которые должны контролироваться: профиль, покрытие фибры, размеры и допуски, предел прочности на разрыв, пластичность.
2009	СТБ EN 14889-1-2009 Фибра для бетонов часть 1. Стальные волокна. Определения, технические требования и соответствие;	Представлены требования к стальной фибре. Описаны испытания и характеристики, которые должны контролироваться: профиль, покрытие фибры, размеры и допуски, предел прочности на разрыв, пластичность (Белорусские нормы).
2009	СТБ EN 14889-1-2009 Фибра для бетонов часть 2. Полимерные волокна. Определения, технические требования и соответствие;	Представлены требования к полимерной фибре. Описаны испытания и характеристики, которые должны контролироваться: профиль, покрытие фибры, размеры и допуски, предел прочности на разрыв, пластичность (Белорусские нормы).
2018	ACI 544.4R-18 Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete	Основан на ACI 544.4R-88. Приведены расчетные положения по фибробетону.
	ASTM C 1550 Flexural Toughness Fiber - Reinforced Concrete Test Equipment Test – Resources ASTM C 1550 Прочность волокна на изгиб — испытательные ресурсы тестового оборудования для железобетона;	Приведена информация метода испытания фибробетона на прочность при изгибе на круглых образцах панелях.
	ASTM C 1609/C 1609M - 10 «Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber Reinforced Concrete (Using Beam With Third - Point Loading)» ASTM C 1609/C 1609M — 10 «Стандартный метод испытаний изгибаемого армированного волокном железобетона (с использованием балки с нагрузкой в одной трети пролёта);	Приведено определение несущей способности фибробетонов на растяжение при изгибе.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

Таблица П.2. Матрица жесткости отдельного конечного элемента балки многослойного армирования R

$3,71425 \times 10^7$	$2,04284 \times 10^6$	$-3,71425 \times 10^7$	$2,04284 \times 10^6$	$3,71425 \times 10^7$	$2,04284 \times 10^6$	$-3,71425 \times 10^7$	$2,04284 \times 10^6$
$2,04284 \times 10^6$	$1,49808 \times 10^5$	$-2,04284 \times 10^6$	74903,9636	$2,04284 \times 10^6$	$1,49808 \times 10^5$	$-2,04284 \times 10^6$	74903,9636
$-3,71425 \times 10^7$	$-2,04284 \times 10^6$	$3,71425 \times 10^7$	$-2,04284 \times 10^6$	$-3,71425 \times 10^7$	$-2,04284 \times 10^6$	$3,71425 \times 10^7$	$-2,04284 \times 10^6$
$2,04284 \times 10^6$	74903,9636	$-2,04284 \times 10^6$	$1,49808 \times 10^5$	$2,04284 \times 10^6$	74903,9636	$-2,04284 \times 10^6$	$1,49808 \times 10^5$
$3,71425 \times 10^7$	$2,04284 \times 10^6$	$-3,71425 \times 10^7$	$2,04284 \times 10^6$	$1,51614 \times 10^9$	$1,56003 \times 10^7$	$-1,51614 \times 10^9$	$1,56003 \times 10^7$
$2,04284 \times 10^6$	$1,49808 \times 10^5$	$-2,04284 \times 10^6$	74903,9636	$1,56003 \times 10^7$	$2,13823 \times 10^6$	$1,56003 \times 10^7$	$5,72011 \times 10^5$
$-3,71425 \times 10^7$	$-2,04284 \times 10^6$	$3,71425 \times 10^7$	$-2,04284 \times 10^6$	$-1,51614 \times 10^9$	$-1,51614 \times 10^9$	$1,51614 \times 10^9$	$-1,56003 \times 10^7$
$2,04284 \times 10^6$	74903,9636	$-2,04284 \times 10^6$	$1,49808 \times 10^5$	$1,56003 \times 10^7$	$5,72011 \times 10^5$	$-1,56003 \times 10^7$	$2,13823 \times 10^6$

R=



ФЕДЕРАЛЬНОЕ АГЕНТСТВО
ВОЗДУШНОГО ТРАНСПОРТА
(РОСАВИАЦИЯ)

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ
УНИТАРНОЕ ПРЕДПРИЯТИЕ
«ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПРОЕКТНО-
ИЗЫСКАТЕЛЬСКИЙ И НАУЧНО-
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ГРАЖДАНСКОЙ АВИАЦИИ
«АЭРОПРОЕКТ»

(ФГУП ГПИ и НИИ ГА «Аэропроект»)

Ленинградское шоссе д.7, Москва, 125171
Телефон: (499)150-02-22, факс: (499)150-32-83
e-mail: info@aeroproject.ru
ОКПО 01131572, ОГРН 1027700559512,
ИНН/КПП 7712037050/774301001

СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационного исследования на соискание ученой степени кандидата технических наук Д.А. Голишевской

Результаты диссертационной работы Д.А. Голишевской «Напряженно-деформированное состояние неоднородно армированных сталефибробетонных элементов и методика их расчета» были использованы ФГУП ГПИ и НИИ ГА «Аэропроект» при проектировании основной аварийно-спасательной станции по объекту «Реконструкция аэропортового комплекса (г. Оренбург)».

Предметом внедрения является разработанный физически нелинейный конечный элемент балки многослойного армирования, который позволяет учитывать неоднородность армирования по высоте сечения элемента.

Результат внедрения. Разработанный автором конечный элемент был использован при расчете балки перекрытия для оценки её напряженно-деформированного состояния.

Заместитель генерального директора
по производству, к.т.н., доцент



М.Д. Суладзе

Начальник отдела конструктивных
решений управления №7

С.А. Федулов



Общество с ограниченной ответственностью
Финансово-строительная компания
МАКРОСТРОЙ

127410, Москва, ул. Инженерная, д. 20, к.1
 Тел.: (499) 901-00-01, (499) 901-00-10, (499) 901-74-00
 Факс: (499) 901-00-01, (499) 901-19-55.
 ИНН 9715273700 КПП 771501001 ОГРН 1167746864669
 Р/с № 40702810338050018973 в ПАО «Сбербанк»
 г. Москва БИК 044525225 К/с 30101810400000000225

Исх.№ _____ « _____ » _____ 20__ г.

На.№ _____

СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационного исследования на соискание
 ученой степени кандидата технических наук Д.А. Голишевой

Результаты диссертационной работы Д.А. Голишевой «Напряженно-деформированное состояние неоднородно армированных сталефибробетонных элементов и методика их расчета» используются ООО «ФСК «Макрострой» при проектировании зданий и сооружений.

Предметом внедрения является разработанный автором физически нелинейный конечный элемент балки многослойного армирования.

Результатом внедрения является применение физически нелинейного конечного элемента балки многослойного армирования при проверочном расчете административного здания Верховного суда Республики Башкортостан (г. Уфа, ул. Пушкина, 88/1).

Генеральный директор
 ООО «ФСК «Макрострой»

08.10.2023 г.



В.А. Семенов