

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования

«Тольяттинский государственный университет»

Архитектурно-строительный институт

Кафедра «Городское строительство и хозяйство»

08.04.01 Строительство

(код и наименование направления подготовки, специальности)

Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений

(направленность (профиль))

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

на тему Изгибаемые бетонные элементы балочного типа с композитной арматурой

Студент

А.А. Тихонов

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Научный

В.А. Ерышев

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

руководитель

Консультанты

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Руководитель программы д.т.н., профессор В.А.Ерышев

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« _____ » _____ 20 _____ Г.

Допустить к защите

Заведующий кафедрой к.т.н., доцент Д.С. Тошин

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« _____ » _____ 20 _____ Г.

Тольятти 2017

Содержание

Введение.....	3
Глава 1 Аналитический обзор композитной арматуры.....	10
1.1 Основные характеристики.....	11
1.2 Отличие композитной арматуры от стальной.....	13
1.3 Область применения композитной арматуры.....	14
1.4 Преимущества и недостатки композитной арматуры.....	15
1.5 Технология производства стеклопластиковой композитной арматуры	16
1.6 Техничко-экономическое обоснование композитной арматуры.....	18
Вывод по главе 1.....	20
Глава 2 Экспериментальные исследования опытных образцов.....	22
2.1 Схема нагружения образцов балок и установка для проведения испытаний.....	22
2.2 Характеристика опытных образцов балок.....	41
2.3 Программа исследований. Методика испытания балок изгибающим моментом и определение опытных значений деформаций и предельных нагрузок.....	52
2.4 Обработка полученных результатов.....	61
Выводы по главе 2.....	76
Глава 3 Расчет несущей способности опытных образцов.....	77
3.1 Исходные данные.....	77
3.2 Методика расчета и расчет балок на прочность с применением упрощенных диаграмм деформирования материалов.....	77
3.3 Результаты расчета. Сравнительный анализ опытных и расчетных данных.....	92
Вывод по главе 3.....	94
Заключение.....	95
Список используемых источников.....	97

Введение

В настоящий период времени почти для всех стран мира характерно увеличение объемов работ, связанных с необходимостью восстановления и поддержания эксплуатационной пригодности железобетонных конструкций. Опыт обследований показывает, что в ряде случаев в течение длительного времени используются конструкции, которые частично утратили свою несущую способность или близки к полному разрушению [24].

В железобетонных конструкциях, как в процессе эксплуатации, так и в до эксплуатационный период могут образоваться различные повреждения и дефекты, такие как нормальные трещины в растянутой зоне бетона и локальные горизонтальные трещины в бетоне сжатой зоны, они влияют на эксплуатационные качества конструкций: ширину и глубину раскрытия трещин, моменты трещинообразования, несущую способность, прогибы, а также на характер разрушения [30].

Для повышения надежности возводимых зданий и сооружений, эффективности применяемых материалов и конструкций проводится большой объем экспериментальных исследований. Основной задачей таких исследований является получение реальной картины напряженно-деформированного состояния конструкции и сооружения в целом при различных внешних воздействиях.

История появления композитных материалов в строительной сфере начинается с конца девяностых годов 20 века. Полимерными композитными материалами называют пластики, армированные высокопрочными волокнами. Пластики образуются в результате твердения полимерных компонентов, которые выполняют функцию матрицы, объединяя армирующие волокна.

В последние годы в проведении усиления строительных конструкций большое распространение получили композитные материалы на основании стеклопластика, они по сравнению с другими композитами имеют более высокий модуль упругости и расчетное сопротивление растяжению [31].

На сегодняшний день накоплено достаточно большое количество экспериментальных исследований в области применения композитных материалов в отечественной практике промышленного, гражданского, гидростроительного и транспортного строительства.

Определенный опыт накоплен в исследованиях эффективности применения технологии усиления композитными материалами на полномасштабных моделях конструкций зданий и сооружений.

По результатам изучения зарубежного опыта и отечественных исследований разработаны различные нормативные документы в виде стандартов и технических условий организаций, а также техническая литература.

В 2015 г. был утвержден первый отечественный свод правил СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами», в нем приведена методика расчета усиления изгибаемых бетонных элементов балочного типа по двум группам предельных состояний, а также установлены конструктивные требования.

Актуальность темы исследования

Железобетонные здания и сооружения являются весомой составной частью инфраструктуры недвижимого имущества. В связи с этим вопросам эксплуатации и ремонта сооружений должно уделяться значительное внимание. В процессе эксплуатации таких зданий и сооружений с целью обеспечения их механической безопасности часто возникает потребность в восстановлении или увеличении несущей способности отдельных конструкций из-за появления в них с течением времени дефектов и

повреждений, или увеличения расчетных постоянных и временных нагрузок во время их реконструкции.

Новые технологии все больше затрагивают строительную отрасль и все чаще используют инновационные материалы, которые по техническим и экономическим показателям превосходят традиционные материалы. Одним из инновационных направлений в строительстве является использование стеклопластиковой арматуры, вместо традиционной металлической. Следовательно, тема данной диссертации, является актуальной.

Степень ее разработанности

Диссертационное исследование было основано на анализе и изучении научных работ отечественных и зарубежных специалистов ведущих научных институтов, учебных заведений и производителей композитных материалов.

Впервые метод расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений, усиленных композитными материалами, был предложен д.т.н. А. А. Шилиным, д.т.н. С.А. Бокаревым, д.т.н. В.И. Шестериковым и к.т.н. Д. Н. Смердовым. Ими были разработаны методы расчета усиления железобетонных пролетных строений композитными материалами для мостов, расположенных на автомобильных дорогах.

Объект исследования

Бетонные балки, армированные стальной и стеклопластиковой арматурой.

Предмет исследования

Свойства бетонных балок, армированных стальной и стеклопластиковой арматурой.

Цель и задачи исследования

Целью исследования является изучение механических характеристик изгибаемых бетонных элементов балочного типа за счет их армирования композитной арматурой.

Основные задачи исследования

1. Исследование характеристик изгибаемых бетонных элементов балочного типа со стальной и композитной арматурой.
2. Выполнить сравнительный анализ характеристик изгибаемых бетонных элементов балочного типа со стальной и композитной арматурой.
3. Выполнить сравнительный анализ опытных и расчетных данных механических характеристик изгибаемых бетонных элементов балочного типа со стальной и композитной арматурой.

Научная новизна работы

- проведен сравнительный анализ характеристик изгибаемых элементов балочного типа со стальной и композитной арматурой;
- получены результаты экспериментальных исследований о характере деформаций в изгибаемых элементах балочного типа со стальной и композитной арматурой.

Теоретическая и практическая значимость работы

Состоит в том, что проведенные экспериментальные исследования деформативности изгибаемых элементов балочного типа с композитной арматурой позволяют выявить резервы для оптимизации характеристик материала конструкций зданий и сооружений с учетом параметров деформирования арматуры и бетона.

Методология и методы исследования

Основными моментами исследования стали современный метод оценки технического состояния железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения, статистическая обработка результатов экспериментальных исследований.

Информационными источниками исследований стали действующие нормативные документы по проектированию и эксплуатации зданий и сооружений различного назначения.

Методологической основой работы послужили основы строительного материаловедения, опирающиеся на обобщение, эксперимент, сравнение, применение системного подхода. Исследования проводились в соответствии с действующими ГОСТами с применением современного оборудования и аналитических методов.

Положения, выносимые на защиту

1. Сравнительная характеристика стальной и композитной стеклопластиковой арматуры.
2. Результаты экспериментальных исследований бетона, стальной и композитной арматуры.
3. Результаты экспериментальных исследований механических характеристик изгибаемых элементов балочного типа со стальной и композитной арматурой.

Степень достоверности и апробация результатов

Достоверность научных исследований, выводов и результатов работы доказана с помощью проведения теоретических и экспериментальных способов определения механических характеристик конструкций изгибающих элементов балочного типа со стальной и композитной арматурой, результаты которых подтверждена лабораторными исследованиями.

Основные положения диссертации были доложены и обсуждены на:

– заседании кафедры «Городское строительство и хозяйство» архитектурно-строительного института Тольяттинского государственного университета;

– на конференции студенческих научных работ архитектурно-строительного института Тольяттинского государственного университета.

Так же по теме исследования была опубликована статья в международном научном журнале «Синергия наук» выпуск №12 (июнь), 2017 года.

Личный вклад автора заключается в

– постановке цели и задач исследования механических характеристик изгибаемых бетонных элементов балочного типа со стальной и композитной арматурой, определении величины несущей способности изгибаемых элементов;

– проведении экспериментальных исследований натуральных образцов изгибаемых бетонных элементов балочного типа со стальной и композитной арматурой;

– проведении расчета и сравнительного анализа полученных экспериментальных и расчетных данных.

Структура и объем диссертации

Диссертационная работа включает в себя:

– Введение, в котором была сформулирована актуальность темы диссертационной работы, намечены цели, задачи, объект и предмет исследования, методы и методология их проведения, научная новизна, личный вклад автора, степень достоверности и апробации результатов, а также положения, выносимые на защиту;

– Глава 1 Аналитический обзор композитной арматуры. В ней рассматриваются основные характеристики композитной арматуры,

отличия от стальной арматуры, область применения, преимущества и недостатки, а также технико-экономическое обоснование ее применения;

– Глава 2 Экспериментальные исследования опытных образцов. В ней представлены схема нагружения образцов балок и установка для проведения испытаний, характеристики опытных образцов балок, программа исследований и методика их испытаний, а также результаты полученных данных;

– Глава 3 Расчет несущей способности опытных образцов. В данной главе рассматриваются исходные данные и методика расчета балок на прочность с применением упрощенных диаграмм деформирования материалов, а также выполнен сравнительный анализ опытных и расчетных данных;

– Заключение, в котором подводятся итоги выполненной диссертационной работы;

– Список используемой литературы, в котором представлен перечень различных источников, которые были использованы для выполнения данной диссертационной работы.

Объем диссертационной работы изложен на 105 листах машинописного текста, содержит 56 рисунков, 24 таблицы, 36 источников используемой литературы.

Глава 1 Аналитический обзор композитной арматуры

Большое количество факторов, привели к особому вниманию специалистов к композитной арматуре. Такой интерес проявился еще в середине 20 века. Из-за того что строительство ведется в разнообразных климатических условиях и для различных нужд, то достаточно сложно было сохранить коррозионную стойкость металлической арматуры. Вследствие чего возникла необходимость в использовании композитной арматуры, которая обладает антимагнитными и диэлектрическими свойствами. И конечно, прогрессирующему человечеству нужно учитывать тот факт, что запасы руды для производства металлической арматуры со временем истекают и использование композитного материала для производства арматуры имеет хорошие перспективы [13].

Появление композитной арматуры было не случайностью, а закономерностью. Вследствие усиленного развития химической промышленности в развитых странах появилась первая неметаллическая арматура.

В качестве основного материала для производства композитной арматуры применяется стекловолокно, которое соединено в один стрежень и скрепляется он посредством синтетических смол. Новый материал подвергся тщательным испытаниям, исследовали его так же на прочность, упругость, износостойкость, подвергали его различным нагрузкам в суровых условиях. Исследования превзошли все ожидания, материал оказался достаточно устойчив к различного рода воздействиям.

Ученые разработали процесс производства качественной композитной арматуры, рекомендации по проектированию бетонных конструкций с использованием композитной арматуры, выявили самые востребованные области ее применения.

В некоторых зарубежных странах композитную арматуру используют намного шире, чем в России и странах бывшего Союза.

К примеру, в Германии в последние годы разработали и изучили стеклопластиковую арматуру, по-другому ее называют «полисталь». Инженеры разработали проекты мостов, при строительстве которых возможно использование такой арматуры. За последние несколько лет были спроектированы и возведены больше десяти пешеходных и автодорожных мостов с использованием такой арматуры.

В Японии особенно активно исследуют возможность использовать композитную арматуру в различных конструкциях. Здесь строят автомобильные и пешеходные мосты, используют также эту арматуру для усиления различных бетонных конструкций [18].

1.1 Основные характеристики

Композитные материалы представляют адекватную альтернативу традиционному металлу при производстве строительной арматуры. При идентичных свойствах, полимерный каркас обладает меньшим удельным весом, что значительно облегчает транспортировку и монтаж [32].

В зависимости от наполнителя, композитная арматура выпускается нескольких видов – кевларовая, углеродная, базальтовая, – однако наибольшее распространение получила арматура из стеклопластика (АСП).

Стеклопластик – это доведённый до состояния полимеризации и отверждённый композитный материал, состоящий из стеклянного волокна в виде жгутов или нитей в качестве наполнителя и полимерного связующего – синтетической термореактивной смолы.

Рассмотрим основные характеристики композитной стеклопластиковой арматуры.

Прочность на разрыв в 3 раза выше стальной арматуры.

Это основное преимущество стеклопластиковой арматуры – позволяет использовать меньший диаметр без потери прочностных характеристик. Такое свойство позволяет значительно сократить расходы на армирование бетонных конструкций.

Коррозионная стойкость.

В отличие от металлической, стеклопластиковая арматура не подвержена коррозии. Поэтому даже привычные армированные бетонные изделия имеют гораздо больший срок службы при использовании композитных материалов для армирования [6].

Стойкость к агрессивным средам.

Композитная арматура не разрушается под воздействием солей, щелочи и кислоты. Это свойство позволяет использовать арматуру в бетонных конструкциях, которые активно подвержены влиянию агрессивных сред: прибрежные морские конструкции, промышленные предприятия, сельскохозяйственные постройки [12].

Малый вес и компактная форма поставки.

Вес стеклопластиковой арматуры в 9 раз ниже металлической арматуры при равнопрочной замене, а также поставка в бухтах по 50-100 метров, значительно снижают расходы на транспортировку, облегчают монтаж армирующей конструкции на объекте.

Низкая теплопроводность.

Теплопроводность композитной арматуры в 100 раз меньше металлической – позволяет использовать в качестве гибких связей в многослойных конструкциях стен, для армирования кладки между рядами.

Свойства диэлектрика.

Позволяет использовать арматуру АСП при строительстве объектов, где необходимо обеспечить дополнительную диэлектрическую защиту.

Радиопрозрачность и магнитопрозрачность.

Неметаллическая арматура позволяет сооружать армированные бетонные объекты, не экранирующие радиоволны – великолепный материал для строительства РЛС и других секретных, специальных объектов как частного, так и государственного значения.

Широкий температурный диапазон эксплуатации.

Рабочая температура от минус семидесяти до плюс ста восьмидесяти градусов по Цельсию делает возможным использование композитной арматуры практически для любых строительных объектов.

Любая строительная длина.

Возможность производства непрерывного прутка арматуры практически любой длины делает возможным экономить при обустройстве фундаментов и промышленных полов для крупных предприятий.

1.2 Отличие композитной арматуры от стальной

Композитная арматура из стеклопластика была испытана в строительных работах и прошла проверки, а также соответствия нормативам качества. Это является гарантом высокого качества и надежности строений, воздвигаемых с такой арматурой [33].

Основным отличием композитной арматуры от металлической является:

- устойчивость к негативным воздействиям и коррозии повышает срок эксплуатации. Долговечность пластикового материала в суровом климате равна около 50 лет. В отличие от металла, на пластик не влияют щелочи и кислоты;
- по сравнению с металлом, пластик устойчив к температурным воздействиям в районе -60 до $+90^{\circ}\text{C}$;
- механические свойства стеклопластиковой арматуры остаются неизменными при воздействии электромагнитных волн;

- стальная арматура тяжелее в 4 раза композитной. Железобетонная конструкция, равная по прочности, в 9 раз будет тяжелее. Это упрощает монтаж стеклопластикового материала при строительстве над поверхностью воды или земли;

- в отличие от металла, стеклопластик прост в установке и перемещении;

- стеклопластиковая арматура практически не проводит тепло, поэтому ее можно использовать при сооружении помещений с повышенной теплоизоляцией;

- пластик может иметь любую длину;

- коэффициент теплового расширения бетона и композитной арматуры практически идентичен, из-за чего при изменении температуры не образуется трещин.

В некоторых случаях полимерная арматура может стать альтернативой простому металлическому материалу с большим диаметром (но при равнопрочной замене). При одинаковом диаметре вес композитной арматуры в 4 раза меньше стальной при соотношении диаметра 1/11.

1.3 Область применения композитной арматуры

Композитную стеклопластиковую арматуру, как и стальную, применяют для конструкций зданий и сооружений различного назначения [11]:

1. В промышленном и гражданском строительстве.
2. В бетонных конструкциях зданий жилого и др. назначения.
3. Для использования в легких (пенобетон) и тяжелых бетонах для изготовления плит перекрытия, в монолитных фундаментах.
4. В многослойной кладке кирпичных зданий.

5. В качестве анкеров для крепления наружной теплоизоляции стен зданий.
6. В качестве сеток и стержней в строительных конструкциях.
7. В качестве гибких связей трехслойных каменных стен (несущий слой + облицовочный слой + слой жесткого утеплителя) зданий и сооружений гражданского, промышленного и сельскохозяйственного назначения.
8. Используется в берегоукрепительных работах.
9. В морских и портовых сооружениях.
10. При прокладке канализационных, мелиоративных сетей и в водоотведении.
11. В дорожном строительстве при укладке дорожного полотна и ограждений.
12. Композитная арматура прошла многочисленные коррозионные и физико-механические испытания, которые показали множество преимуществ стеклопластиковой арматуры перед традиционной стальной.

1.4 Преимущества и недостатки композитной арматуры

Достоинства:

- Легкость, такая конструкция не будет создавать дополнительную нагрузку на фундамент, а значит, существенно увеличит срок эксплуатации здания.
- Высокая прочность на разрыв позволяет использовать композитную стеклопластиковую арматуру в самых сложных и ответственных местах. Сочетание высокой прочности и небольшого веса сделало этот стройматериал таким популярным.
- Высокая устойчивость к агрессивным средам. Несмотря на то, что бетон сам по себе хорошо защищает металлические конструкции,

железо имеет свойства окисляться, что оказывает прямое влияние на деградацию технических характеристик здания.

Недостатки:

- Модуль упругости арматуры практически в 4 раза слабее, чем у стальной.
- При нагревании до температуры 600 градусов по Цельсию композит, связывающий волокна арматуры, размягчается до такой степени, что она полностью теряет свою упругость, таким образом, желая увеличить прочность конструкции к воздействию огня, нужно предпринять дополнительные меры по теплоизоляции конструкций, в которых применяется композитная стеклопластиковая арматура;
- К арматуре нельзя применять электросварку, выходом из этой ситуации становится использование стальных трубок, которые устанавливаются на арматурные стержни в заводских условиях. В дальнейшем с ними можно будет работать, применяя электросварку;
- Композитную арматуру нельзя сгибать непосредственно на строительной площадке, соответственно, нужно, основываясь на чертежах заказчика, задать необходимую форму арматурным стержням еще на производстве.

1.5 Технология производства стеклопластиковой композитной арматуры

Стеклопластик обладает широкой сферой применения. Его изготовление выполняется в любых условиях - как в домашних условиях, так и в поточном производстве. Основные способы производства рассмотрим ниже:

- Технология наматывания. Она применяется для получения тел вращения (трубопроводов). На специализированном оборудовании

производится намотка жгута из стекловолокон, обработанных полимеризующейся смолой. Благодаря подаче намоточного устройства вдоль вращающейся оправки, за несколько проходов формируется единая прочная цилиндрическая поверхность. После определенного прогрева в печи готовая труба аккуратно снимается с оправки.

- Технология протягивания. В начале поточной линии разматывается стекловолокно с бобин. Чаще всего применяется ровинг, то есть параллельные пучки стекловолокна, пропитанные подготовленной смолой и отверждающими веществами. Затем стекловолокно проходит через фильеры, где отжимается избыточная смола и арматуре придается цилиндрическая форма. Диаметр фильеры равен размерам производимой арматуры. Фильера необходима для формирования и уплотнения стекложгута, обработанного связующим.

На следующем этапе намотчиком на не затвердевшую арматуру накладывается спиралевидный жгут, повышающий прочность контакта материала с бетонной массой. Арматура проходит через печь, где затвердевает до полной полимеризации смолы. После печи материал проходит через протяжной механизм.

Сейчас полимеризация связующего и удаление летучих выполняются в трубчатых электропечах, после чего арматура наматывается на барабан. После этого бухта снимается и отправляется на склад готовых товаров. Такая установка отличается расчлененной зоной полимеризации, то есть можно применять разные связующие для получения арматуры с различными характеристиками.

Производство стеклопластиковой арматуры не нуждается в дорогом оборудовании и профессиональных специалистах для обслуживания. Технология производства арматуры с исключением перезарядки катушек с обмоточной нитью, допускает автоматизацию.

- Технология ручного производства. Она используется для мелкосерийного или единичного выпуска продукции корпусного характера. Производится матрица, которая покрывается гелкоутом (декоративно-защитным слоем). После высыхания слоя, на матрица укладывается раскроенный стекломатериал, который пропитывается связующим (смолой с отвердителем). До твердения полученного слоя, валиком выдавливаются пузырьки воздуха. После полимеризации и твердения смолы, изделие снимается.

1.6 Техничко-экономическое обоснование композитной арматуры

Часто покупатели, желающие приобрести арматуру, ошибочно начинают сравнивать цены за тонну готового продукта. Это не правильно, так как из-за различной плотности в 1 тонне композитной арматуры может содержаться в 5 раз больше погонных метров, чем в тонне стальной. При условии, что диаметр изделий будет одинаковым [7].

Так, одна тонна композитной арматуры диаметром в 6 мм включает в себя приблизительно 20000 м, тогда как одна тонна стальной арматуры того же диаметра – 4500 м.

Соответственно, куда логичнее было бы сравнивать цены 1 погонного метра изделия. Ниже представлена подробная таблица «равнопрочной замены» (с указанием веса, цен и длины изделий), в которой можно найти более подробную информацию о замене стальной арматуры класса АШ на композитную арматуру (АСП).

Таблица 1.1 – Равнопрочная замена металлической арматуры класса А400 на композитную АСП

Арматура стальная класса А400 (А-III)				Арматура композитная (АСП)				
Марка	Вес 1 п. м. кг	Кол-во метров в тонне	Рыночная цена руб/м	Равно-прочная замена	Вес 1 п. м. кг	Кол-во метров в тонне	Цена за пог. м с НДС (розница)	Цена за пог. м с НДС (оптовая)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
8 А400	0,395	2530	11.06	АСП-6	0,05	20000	10.50	договорная
10 А400	0,62	1620	17.60	АСП-7	0,06	16650	12.90	договорная
12 А400	0,89	1126	25.30	АСП-8	0,07	14280	15.00	договорная
14 А400	1,21	826	34.50	АСП-10	0,12	8330	21.70	договорная
16 А400	1,58	633	45.08	АСП-12	0,20	5000	31.00	договорная
18 А400	2.00	500	56.50	АСП-14	0,26	3840	43.00	договорная
20 А400	2,47	405	70.30	АСП-16	0,35	2850	59.00	договорная

Приведём наглядный пример. Представьте, что для заливки перекрытий Вам необходимо приобрести 40000 погонных метров стальной арматуры А400 (АIII) диаметром 10 мм. В таблице 1.2 мы приводим специальные расчёты затрат [3].

Таблица 1.2 – Специальные расчеты затрат для стальной и композитной арматуры

Марка арматуры	Материал	Прочность	Объем, м.куб	Вес, кг	Цена, руб.
А400 (А-III) Д=10 мм, L=40км	сталь	Исходно требуемая	12,56	24800	694 400 руб. (из расчета 28000 руб/тн или 17.28 руб/п.м.
АСП Д=7 мм, L=40км.	композит	равная требуемой	5,42	2400	516 000 руб. (из расчета 12,90 руб./м.п.)

Кроме того, не будем забывать о том, что обычно покупатель, собирающийся совершить покупку, учитывает только цены на товар, не учитывая расходы на транспортировку. Однако разница в расходах на перевозку композитной и стальной арматуры весьма существенна.

При этом если Вы детально рассмотрите первую и вторую строчки таблицы, Вы увидите, что замена стальной арматуры на композитную (такого же диаметра) позволит снизить объём продукции в 2,3 раза, а вес в 10,3 раза.

Одна фура способна перевезти максимум 20 тонн груза. Как видно из первой строчки таблицы, наш стальной груз весит 24800кг, и его не получится перевезти на одной фуре, тогда как груз, указанный в последней строчке таблицы (2400 кг) вполне в неё вместится. Более того, такой груз можно перевезти даже на обычной «Газели». То есть выигрыш средств, при перевозке становится очевидным, причём он может оказаться очень значительным, в зависимости от количества арматуры, необходимого Вам. Да и вес сооружения из армированного бетона уменьшится на 22400 кг.

Итоги:

- Выигрыш по показателям цены: 25,7% (эквивалентно 178400 рублей, без учёта транспортных расходов).
- Выигрыш по показателям веса: 10,3 раза (2400 кг вместо 24800 кг).

Вывод по главе 1

По данным полученным в результате исследований срок службы строительных конструкций с использованием арматуры составляет не менее 100 лет.

Такая долговечность обусловлена высокой химической стойкостью арматуры ко всем известным агрессивным средам – газовая среда

повышенных концентраций, хлористые соли, противогололедные реагенты, морская вода и многое другое.

Экономическая целесообразность – одно из главных преимуществ композитной арматуры. Рост цен на металлическую арматуру составляет в среднем до 10%/год, на композитную – менее 3%. Также, по причине малого веса и компактной поставки в бухтах, АСП позволяет сэкономить до 40% на транспортировке. Кроме того, монтаж производится без привлечения сварочного аппарата, что также обеспечивает дополнительную экономию средств.

Стеклопластиковая арматура является перспективным материалом для армирования бетонных элементов различных конструкций, благодаря своим техническим характеристикам:

- предельная температура использования превышает 60°C;
- предел прочности при растяжении равен 800 МПа и более, а при поперечном срезе – от 150 МПа;
- предел прочности к сжатию от 300 МПа;
- плотность материала составляет 1,9 т/м³;
- коэффициент теплопроводности равен 0,35.

Глава 2 Экспериментальные исследования опытных образцов

2.1 Схема нагружения образцов балок и установка для проведения испытаний

При проведении статических испытаний загрузка исследуемых конструкций внешней нагрузкой должно осуществляться постепенно, без рывков и ударов, чтобы исключить влияние сил инерции. Необходимо также обеспечивать стабильность нагрузок, их постоянство во времени на протяжении всего периода проведения испытаний [1, 2].

При испытании конструкций вводится понятие испытательной и контрольной нагрузки. Испытательная нагрузка – это нагрузка, включая собственный вес, которая прикладывается к конструкции в процессе испытания. Контрольной нагрузкой называют предельное значение испытательной нагрузки, по результатам воздействия которой производят оценку качества конструкций.

При проверке жесткости и трещиностойкости конструкций контрольная нагрузка принимается равной нормативной нагрузке, при проверке прочности – контрольной разрушающей нагрузке [20].

Величина нагрузки и скорость ее приложения при проведении лабораторных и научно-исследовательских работ назначается в соответствии с поставленными целями.

Наиболее удачным средством приложения сосредоточенных сил являются домкраты. Их преимущества: небольшие габариты, простота создания и регулирования нагрузки, возможность приложения ее по любым требуемым направлениям.

По характеру расположения на конструкциях статические нагрузки делятся на сосредоточенные, распределенные по линии и распределенные

по площади. В качестве испытательного стенда нами выбран стенд для испытания двумя сосредоточенными силами. В качестве нагрузок при статических испытаниях в нашем случае используют гидравлический домкрат.

Расчетная схема нагружения образцов балок представлен на рисунке 2.1.

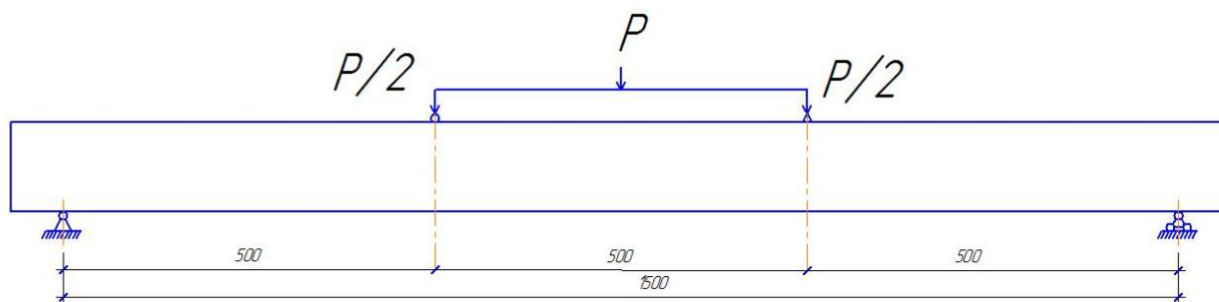


Рисунок 2.1 – Расчетная схема нагружения образцов балок

Испытательные прессы и машины являются основным оборудованием испытательных лабораторий железобетонных конструкций. Для испытания строительных конструкций используют машины и прессы, обеспечивающие максимальные усилия от 5 до 80 МН. Если габариты испытываемых конструкций и требуемая величина нагрузки соответствуют возможностям имеющихся машин, то испытания следует проводить именно на этих машинах, а не на менее точных испытательных стендах [5].

Испытательные машины и прессы используют для испытания строительных конструкций только при наличии паспорта и свидетельства о поверке. Поверка и тарировка испытательных машин и прессов производится не реже одного раза в год, а также после каждого ремонта машины или замены основных деталей.

Если размеры конструкции и требуемые усилия превышают возможности прессового оборудования, испытания железобетонных конструкций приводят на специально изготовленных стендах. Наибольшее

распространение получили стационарные стенды для испытания балок, ферм, стеновых панелей, рамных и других конструкций. Такие стенды монтируются на отдельном фундаменте или силовой плите. На рисунке 2.2 показан стенд для испытания балочных элементов.

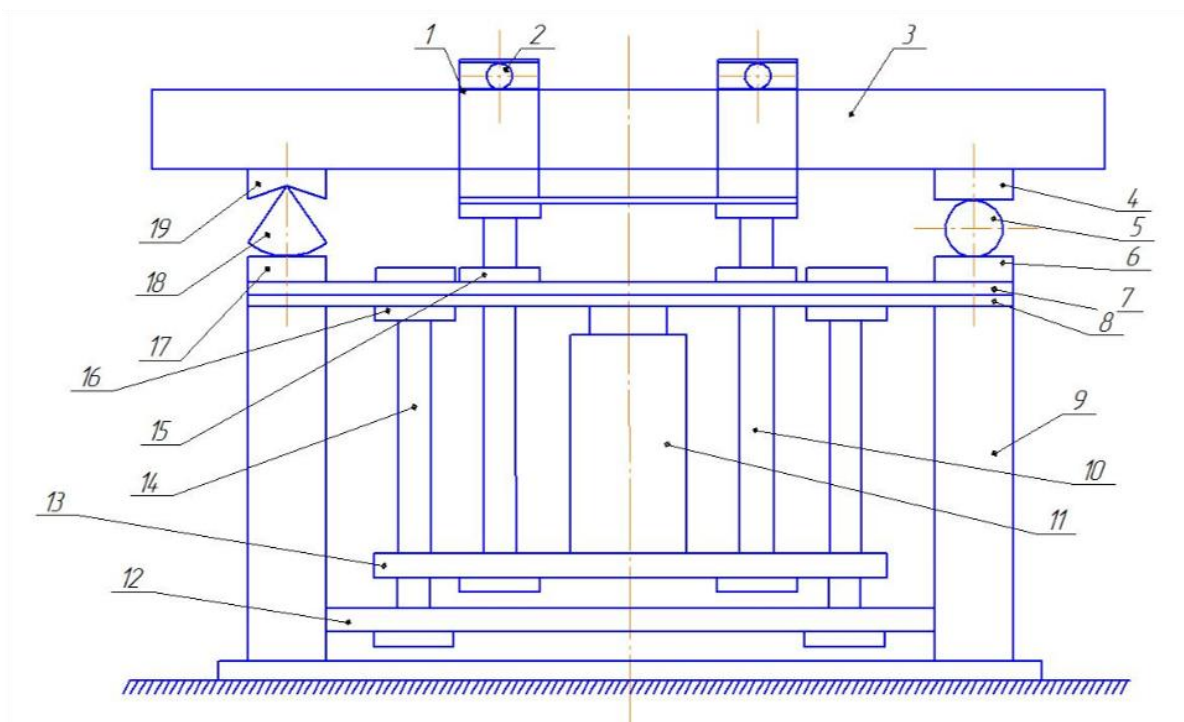


Рисунок 2.2 Схема стенда для испытания балочных элементов:

- 1 – нагрузочная траверса; 2 – упорный цилиндр; 3 – испытываемая балка; 4 – верхняя опорная плита подвижной опорной части; 5 – подвижная опорная часть; 6 – нижняя опорная плита подвижной опорной части; 7 – установочный стол; 8 – стол стенда; 9 – опоры стола стенда; 10 – тяговый шток; 11 – домкратная установка; 12 – неподвижная балка; 13 – подвижная балка для домкратной установки; 14 – направляющий шток; 15 – регулировочный винт нагрузочного устройства; 16 – регулировочный винт установочного столика; 17 – нижняя опорная плита неподвижной опорной части; 18 – неподвижная опорная часть; 19 – верхняя опорная плита неподвижной опорной части

Принцип работы испытательного стенда состоит в следующем: испытываемая балка 3 устанавливается на верхние опорные плиты подвижной 4 и неподвижной 19 опорных частей. В свою очередь эти опорные плиты опираются, соответственно, через подвижную часть 5 и неподвижную часть 18 на нижние опорные плиты 6 и 17, которые жестко связаны с опорами 9 стола стенда. Испытываемая балка 3 жестко закреплена нагрузочными траверсами 1. В местах соприкосновения верхней части траверсы с балкой установлены упорные цилиндры 2. Траверсы с помощью тяговых штоков 10 связаны с подвижной балкой 13 для домкратной установки 11. Направляющие штоки 14 предназначены для удержания подвижной балки 12 строго в горизонтальном положении, а также в вертикальном положении при ее движении во время работы домкратной установки 11. Регулировочные винты 15 и 16 предназначены для регулирования, соответственно, нагрузочного устройства и установочного столика в нужном положении.

При создании давления в подштоковой полости домкратной установки начинает выдвигаться шток, который упирается в неподвижный стол стенда. Соответственно начинает перемещаться вниз подвижная балка вдоль направляющих штоков. В свою очередь тяговые штоки тянут вниз нагрузочную траверсу, которая создает силовое воздействие на испытываемую балку [16].

При испытании конструкций на стендах используют гидравлические домкраты серий ДГ200Г150 (рисунок 2.3). Давление, развиваемое гидравлическими домкратами, измеряют манометрами. При испытаниях конструкций чаще всего применяют манометры с трубчатой пружиной. Эти манометры выпускаются двух классов точности: «2,5» или «4» с предельной ошибкой при измерении не более 2,5% или 4% (рисунок 2.4).

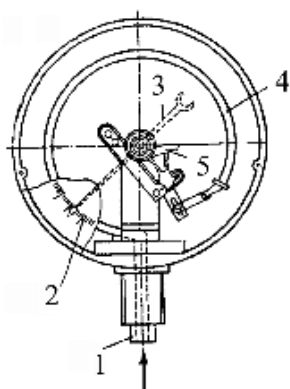
Таблица 2.1 – Характеристики гидравлического домкрата ДГ200Г150

Модель	Грузоподъемность, тс	Ход штока, мм	d, мм	h, мм	Габариты, мм (В×L×Н)	Масса, кг
ДУ200Г150	200	150	M80×4	60	248×318×400	129



Рисунок 2.3 – Гидравлический домкрат

Принцип работы данного домкрата заключается в следующем. С помощью рукоятки приводится в действие насос, который нагнетает масло по трубопроводу или шлангу непосредственно в домкрат [17].



а)



б)

Рисунок 2.4 – Манометр с трубчатой пружиной:

а – схематичный вид; б – общий вид;

1 – штуцер; 2 – шкала; 3 – стрелка; 4 – трубчатая пружина; 5 – зубчатый сектор

Испытания строительных конструкций, материалов и моделей связаны с определением большого числа параметров, характеризующих процесс загрузки и поведения их под нагрузкой. К таким параметрам относятся: силовые и температурные воздействия, перемещения, деформации, углы поворота и другие. Для измерения перечисленных параметров используются приборы и преобразователи, основанные на различных принципах действия.

При проведении натуральных испытаний предпочтение отдается приборам, которые быстро устанавливаются на конструкцию, имеют достаточно широкий измерительный диапазон и автономное электрическое питание. Это приборы с механическим принципом действия и визуальным считыванием показаний.

Установка большого числа приборов при испытании моделей выдвигает требования к их минимальной массе, габаритам и скорости регистрации показаний.

При проведении испытаний натуральных конструкций и крупномасштабных моделей широко используются механические измерители перемещений: барабанно-шестеренчатый прогибомер, реечно-шестеренчатый индикатор.

Прогибомеры применяются для измерения перемещений любой точки конструкции относительно другой неподвижной точки. При испытании строительных конструкций чаще всего применяются прогибомеры следующих типов: ПМ-2, ПМ-3 (прогибомеры системы Максимова с проволочной связью и ценой деления шкалы 0,1 мм); прогибомеры системы Аистова с ценой деления 0,01 мм.

Индикаторы часового типа (рисунок 2.5) используются для измерения небольших по величине перемещений. Индикатор состоит из цилиндрического корпуса 4, внутри которого размещается система

шестеренок 6. На лицевой стороне прибора под стеклом располагается большая 8 и малая 9 кольцевые шкалы со стрелками.

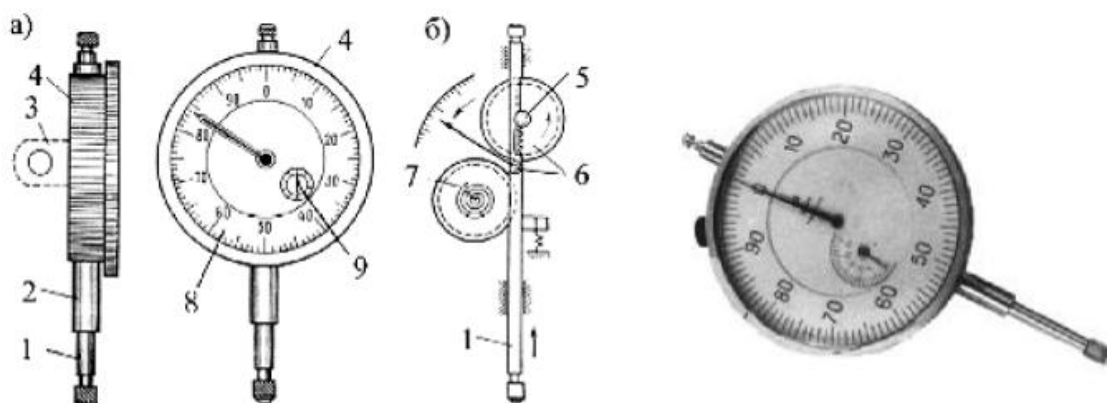


Рисунок 2.5 – Индикатор часового типа:

а) конструктивная схема; б) кинематическая схема; в) общий вид;
 1 – измерительный шток с зубчатой рейкой кремальерой; 2 – муфта;
 3 – ушко; 4 – цилиндрический корпус; 5 – соединительная трубка с
 шестеренкой; 6 – шестеренки между кремальерой; 7 – пружина; 8 –
 большая шкала измерений; 9 – малая шкала измерений

Часовой зубчатый механизм, расположенный в корпусе прибора, преобразует вертикальное перемещение штока 1 во вращательное движение указательных стрелок [19].

Индикаторы часового типа просты в обращении и обладают высокой точностью, поэтому их часто используют при испытании строительных конструкций. Индикаторы устанавливаются с помощью специального штатива и кулачка-держателя, к которым он крепится за муфту или серьгу.

Опытные образцы экспериментальных балок испытывались на изгиб, как однопролетные шарнирно опертые балки, нагруженные двумя сосредоточенными силами, прикладываемыми в третях пролета. Всего испытывалось четыре балки (две со стальной арматурой, две с композитной).

Испытания проводились до разрушения на силовой установке, предназначенной для статических испытаний.

Нагрузка на балку передавалась через шарнирно опертую распределительную траверсу.

Нагружение образцов производилось с выдержкой по 5 минут. Увеличение нагрузки происходило ступенями и составляло около 5% от предполагаемой разрушающей. Отсчет по приборам снимался дважды – сразу после приложения нагрузки и в конце выдержки.

В процессе испытания балок измерялись:

- осадка опор;
- прогибы в середине пролета и в сечениях под силами;
- деформации бетона боковых граней в нескольких уровнях по высоте сечения и крайнего волокна бетона сжатой зоны;
- высота и ширина раскрытия трещин на каждом этапе загрузки;
- отмечались величины нагрузок, соответствующие моментам трещинообразования и разрушения конструкций.

Момент образования трещин, их развитие по высоте и ширина раскрытия фиксировались визуально и с помощью переносного микроскопа МПБ-2 с 24х-кратным увеличением и ценой деления 0,05 мм.

Ширина раскрытия нормальных трещин измерялась на уровне растянутой арматуры, наклонных – в середине высоты сечения балки.

В процессе нагружения на предварительно побеленных боковых гранях балки отмечались высота развития трещины и соответствующий ей этап загрузки.

Прогибы балок от внешней нагрузки замерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм и пределами измерений 10 мм и 25 мм. Осадка опор, учитываемая при вычислении прогибов, измерялась прогибомерами с ценой деления 0,01 мм.

Деформации бетона, арматуры и прогибы балок измерялись вплоть до исчерпания несущей способности.

После разрушения балок отмечались трещины и места разрушения, опытные образцы фотографировались, производились замеры высоты трещин, расстояний между ними, размеров защитных слоев арматуры и рабочей высоты сечения.

Результаты испытаний приведены в таблицах 2.2 – 2.5. По данным таблиц были построены эпюры изгибающих моментов (рисунки 2.6 – 2.9).

Таблица 2.2 – Результаты испытания опытного образца Б-1-1 с арматурой А400 (АИП)

Время	№ деления индикатора	Р, кН·10 ⁻²	М, кН·м·10 ⁻²	П1, мм	П2, мм	П3, мм	И1, мм	И2, мм	П, мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
				9651	1046	8501	300	700	-8030
9:00	10	80	20	9651	1047	8501	300	700	-8029
				0	1	0	0	0	1
9:05	20	160	40	9651	1050	8501	300	700	-8026
				0	4	0	0	0	4
9:10	30	240	60	9651	1055	8501	300	699	-8021
				0	9	0	0	-1	9
9:15	40	320	80	9652	1059	8501	300	699	-8017,5
				1	13	0	0	-1	12,5
9:20	50	400	100	9653	1065	8501	301	698	-8012
				2	19	0	1	-2	18
9:25	60	480	120	9653	1071	8501	301	698	-8006
				2	25	0	1	-2	24
9:30	70	560	140	9654	1078	8501	301	697	-7999,5
				3	32	0	1	-3	30,5
9:35	80	640	160	9654	1106	8502	301	697	-7972
				3	60	1	1	-3	58
9:40	90	720	180	9655	1121	8502	302	697	-7957,5
				4	75	1	2	-3	72,5

Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
9:45	100	800	200	9655	1158	8503	304	697	-7921
				4	112	2	4	-3	109
9:50	110	880	220	9656	1203	8503	306	697	-7876,5
				5	157	2	6	-3	153,5
9:55	120	960	240	9656	1245	8504	308	693	-7835
				5	199	3	8	-7	195
10:00	130	1040	260	9656	1285	8504	309	692	-7795
				5	239	3	9	-8	235
10:05	140	1120	280	9657	1335	8505	309	688	-7746
				6	289	4	9	-12	284
10:10	150	1200	300	9657	1430	8505	300	674	-7651
				6	384	4	10	-26	379
10:15	160	1280	320	9658	1665	8508	316	650	-7418
				7	619	7	16	-50	612
10:20	170	1360	340	9659	1990	8509	333	595	-7094
				8	944	8	33	-105	936
10:25	180	1440	360	9660	2340	8512	354	460	-6746
				9	1294	11	54	-240	1284
10:30	190	1520	380	9660	3430	8525	392	360	-5662,5
				9	2384	24	92	-340	2367,5

Продолжение таблицы 2.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
После снятия нагрузки				9648	3908	8542	194	273	-5187
				-3	2862	41	-106	-427	2843

Таблица 2.3 – Результаты испытания опытного образца Б-1-2 с арматурой А400 (АПП)

Время	№ деления индикатора	Р, кН·10 ⁻²	М, кН·м·10 ⁻²	П1, мм	П2, мм	П3, мм	И1, мм	И2, мм	П, мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
				6075	4314	535	100	900	1009
9:00	50	400	100	6079	4333	535	102	896	1026
				4	19	0	2	-4	17
9:05	75	600	150	6079	4395	535	104	894	1088
				4	81	0	4	-6	79
9:10	100	800	200	6079	4435	535	106	892	1128
				4	121	0	6	-8	119
9:15	125	1000	250	6080	4889	535	112	888	1581,5
				5	575	0	12	-12	572,5
9:20	150	1200	300	6094	5770	521	130	856	2462,5
				19	1456	-14	30	-44	1453,5
9:25	175	1400	350	6100	6395	518	154	822	3086
				25	2081	-17	54	-78	2077
После снятия нагрузки				5100	5728	512	147	820	2922
				-975	1414	-23	47	-80	1913

Таблица 2.4 – Результаты испытания опытного образца Б-2-1 с композитной стеклопластиковой арматурой

Время	№ деления индикатора	$P, \text{кН} \cdot 10^{-2}$	$M, \text{кН} \cdot \text{м} \cdot 10^{-2}$	П1, мм	П2, мм	П3, мм	И1, мм	И2, мм	П, мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
				9666	4036	8428	900	900	-5011
13:00	10	80	20	9666	4054	8428	900	898	-4993
				0	18	0	0	-2	18
13:05	20	160	40	9666	4089	8428	901	893	-4958
				0	53	0	1	-7	53
13:10	30	240	60	9666	4137	8428	901	886	-4910
				0	101	0	1	-14	101
13:15	40	320	80	9666	4188	8428	902	879	-4859
				0	152	0	2	-21	152
13:20	50	400	100	9666	4249	8428	904	870	-4798
				0	213	0	4	-30	213
13:25	60	480	120	9666	4325	8428	906	758	-4722
				0	289	0	6	-142	289
13:30	70	560	140	9666	4385	8428	914	702	-4662
				0	349	0	14	-198	349
13:35	80	640	160	9666	4457	8428	928	636	-4590
				0	421	0	28	-264	421
13:40	90	720	180	9666	4523	8428	942	600	-4524
				0	487	0	42	-300	487

Продолжение таблицы 2.4

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
13:45	100	800	200	9666	4952	8432	956	582	-4097
				0	916	4	56	-318	914
13:50	110	880	220	9666	5225	8433	970	564	-3824,5
				0	1189	5	70	-336	1186,5
13:55	120	960	240	9666	5362	8433	986	546	-3687,5
				0	1326	5	86	-354	1323,5
14:00	130	1040	260	9664	5525	8433	998	532	-3523,5
				-2	1489	5	98	-368	1487,5
14:05	140	1120	280	9660	5754	8437	1010	512	-3294,5
				-6	1718	9	110	-388	1716,5
14:10	150	1200	300	9660	5995	8437	1018	500	-3053,5
				-6	1959	9	118	-400	1957,5
14:15	160	1280	320	9652	6337	8442	1028	492	-2710
				-14	2301	14	128	-408	2301
14:20	170	1360	340	9647	6585	8448	1040	482	-2462,5
				-19	2549	20	140	-418	2548,5
После снятия нагрузки				9657	4948	8438	966	760	-4099,5
				-9	912	10	66	-140	911,5

Таблица 2.5 – Результаты испытания опытного образца Б-2-2 с композитной стеклопластиковой арматурой

Время	№ деления индикатора	Р, кН·10 ⁻²	М, кН·м·10 ⁻²	П1, мм	П2, мм	П3, мм	И1, мм	И2, мм	П, мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
				9762	9667	8689	400	900	441,5
13:00	10	80	20	9762	9677	8689	400	899	451,5
				0	10	0	0	-1	10
13:05	20	160	40	9762	9697	8689	400	899	471,5
				0	30	0	0	-1	30
13:10	30	240	60	9762	9727	8689	401	898	501,5
				0	60	0	1	-2	60
13:15	40	320	80	9762	9757	8689	401	898	531,5
				0	90	0	1	-2	90
13:20	50	400	100	9762	9818	8689	402	897	592,5
				0	151	0	2	-3	151
13:25	60	480	120	9767	9923	8691	430	895	694
				5	256	2	30	-5	252,5
13:30	70	560	140	9774	10280	8699	460	880	1043,5
				12	613	10	60	-20	602
13:35	80	640	160	9781	10658	8704	480	866	1415,5
				19	991	15	80	-34	974
13:40	90	720	180	9794	11190	8716	496	796	1935
				32	1523	27	96	-104	1493,5

Продолжение таблицы 2.5

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
13:45	100	800	200	9797	11350	8717	510	624	2093
				35	1683	28	110	-276	1651,5
13:50	110	880	220	9803	11650	8726	530	530	2385,5
				41	1983	37	130	-370	1944
13:55	120	960	240	9807	11900	8744	540	490	2624,5
				45	2233	55	140	-410	2183
После снятия нагрузки				9792	10845	8718	425	720	1590
				30	1178	29	25	-180	1148,5

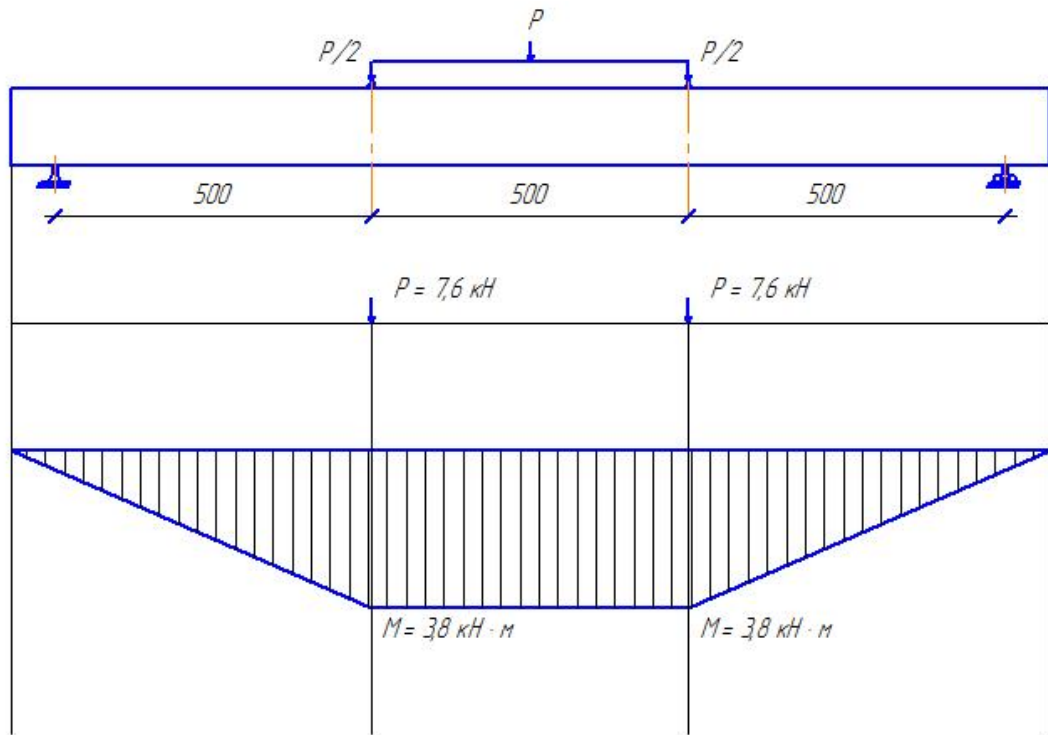


Рисунок 2.6 – Эпюра изгибающих моментов опытной балки Б-1-1

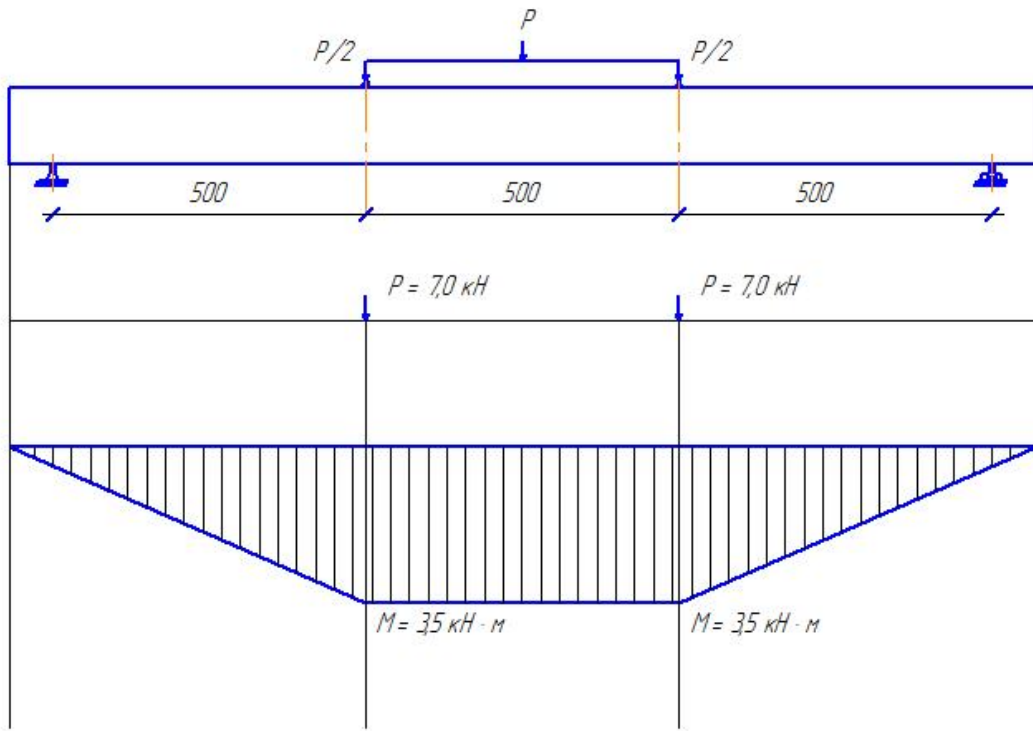


Рисунок 2.7 – Эпюра изгибающих моментов опытной балки Б-1-2

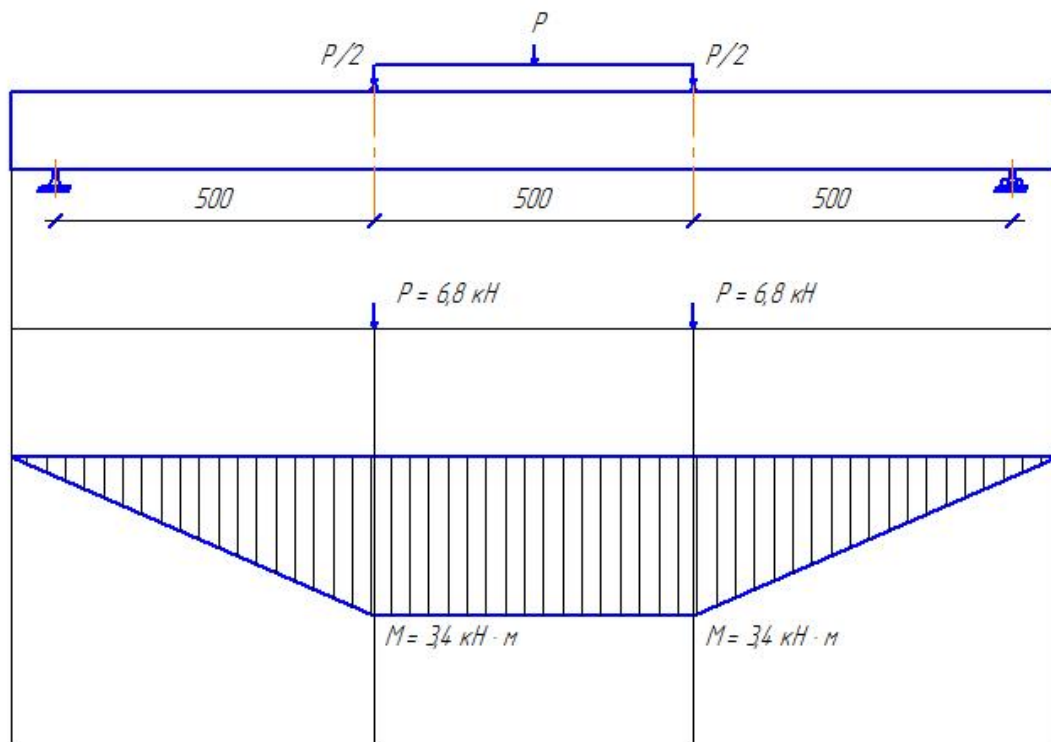


Рисунок 2.8 – Эпюра изгибающих моментов опытной балки Б-2-1

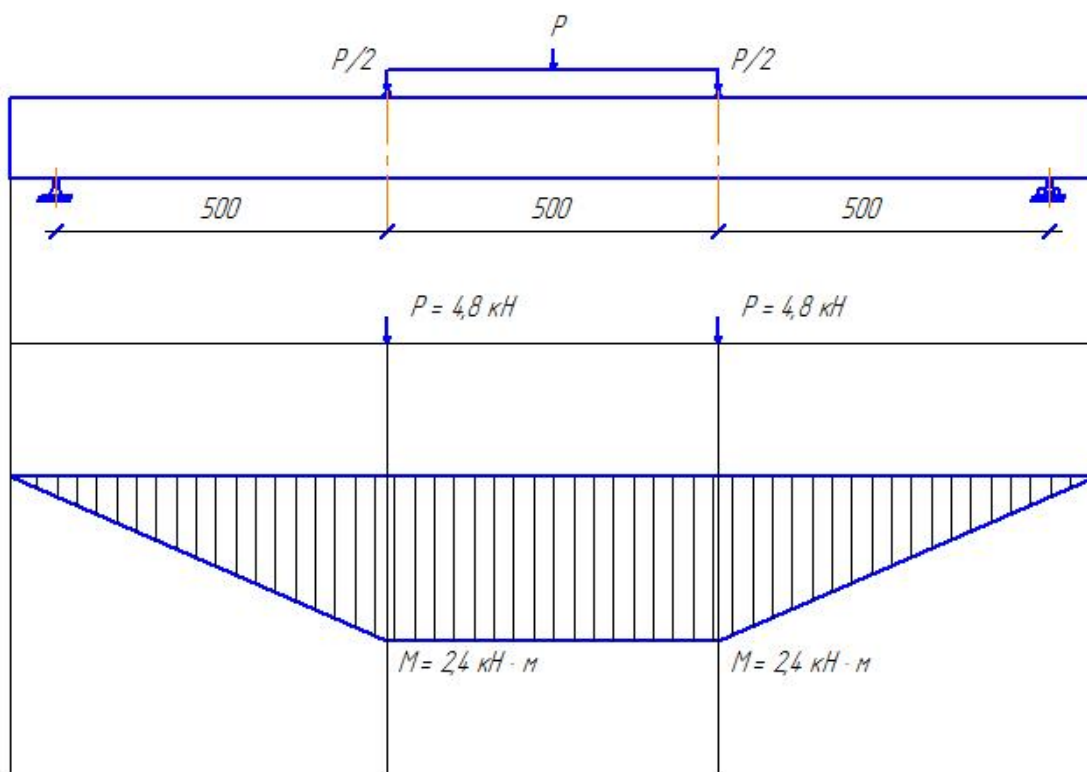


Рисунок 2.9 – Эпюра изгибающих моментов опытной балки Б-2-2

2.2 Характеристика опытных образцов балок

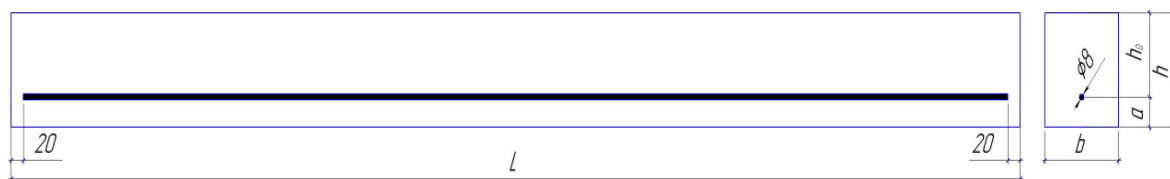


Рисунок 2.10 – Проектные размеры и схема армирования опытных образцов балок

Физико-механические характеристики устанавливаются в результате испытаний контрольных образцов на сжатие и растяжение. Перед определением физико-механических характеристик необходимо произвести отбор образцов [22].

Образцы изготавливаются в соответствии с ГОСТ 10180-91 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам».

Таблица 2.6 – Геометрические характеристики испытываемых балок

№ п/п	Шифр образца	L, мм	b, мм	h, мм	a, мм	h ₀ , мм	d, мм
1.	Б-1-1	1640	120	150	36	114	8 (А400)
2.	Б-1-2	1640	120	150	36	114	8 (А400)
3.	Б-2-1	1640	120	150	36	114	8 (АСП)
4.	Б-2-2	1640	120	150	36	114	8 (АСП)

Образцы изготавливают в формах по ГОСТ 22685-89 «Формы для изготовления контрольных образцов бетона. Технические условия».

Расхождения размеров отформованных образцов по длине ребер кубов не должно превышать 1%.

Для контроля прочности и определения деформативных свойств бетона одновременно с опытными балками было изготовлено 8 бетонных кубиков со стороной 10 см. Для изготовления бетонных образцов использовалась бетонная смесь того же замеса, что и для балок.

Бетонирование производилось в металлических опалубках, после чего смесь уплотнялась глубинным вибратором. В дальнейшем изготовленные образцы хранились в тех же температурно-влажностных условиях, что и опытные балки. Испытания проводились по стандартной методике.

Испытания проводились на гидравлическом прессе П-125. Общий вид установки для испытаний бетонных кубиков представлен на рисунках 2.11 и 2.12.

Подготовленные к испытанию образцы устанавливаются одной из заранее выбранных граней на нижнюю опорную плиту прессы таким образом, чтобы смещение центра образца относительно центра плиты не превышало 1% длины ребра куба или диаметра образца. Напряжение в образцах при нагружении должно возрастать непрерывно с постоянной скоростью $0,6 \pm 0,2$ МПа/с до его разрушения [23].

При этом кубиковая прочность бетона R_m определяется по величине наибольшей нагрузки, поделенной на площадь поперечного рабочего сечения образца:

$$R_m = \frac{\alpha \cdot F}{A}, \quad (2.1)$$

где F – разрушающая нагрузка, кН (представлены в табл. 2.7);

A – площадь рабочего поперечного сечения образца, см^2 , $A = a^2 = 10^2 = 100 \text{ см}^2$;

α – масштабный коэффициент, зависящий от размера куба ($\alpha = 0,95$ при $a = 100$ мм – для всех видов бетона, кроме ячеистого).



Рисунок 2.11 – Общий вид установки для испытания бетонных кубиков



Рисунок 2.12 – Установка после разрушения опытного образца

Таблица 2.7 – Результаты испытания бетонных кубиков

№ кубика	Разрушающая нагрузка Р, кгс	Разрушающая нагрузка Р, кН
1	30700	301,1
2	39100	383,0
3	44350	434,9
4	40090	393,2
5	45750	448,7
6	56250	551,6
7	62000	608,0
8	56000	549,2

$$R_{m1} = \frac{0,95 \cdot 30700}{100} = 291,65 \text{ кгс/см}^2$$

$$R_{m2} = \frac{0,95 \cdot 39100}{100} = 371,45 \text{ кгс/см}^2$$

$$R_{m3} = \frac{0,95 \cdot 44350}{100} = 421,33 \text{ кгс/см}^2$$

$$R_{m4} = \frac{0,95 \cdot 40090}{100} = 380,86 \text{ кгс/см}^2$$

$$R_{m5} = \frac{0,95 \cdot 45750}{100} = 434,63 \text{ кгс/см}^2$$

$$R_{m6} = \frac{0,95 \cdot 56250}{100} = 534,38 \text{ кгс/см}^2$$

$$R_{m7} = \frac{0,95 \cdot 62000}{100} = 589,00 \text{ кгс/см}^2$$

$$R_{m8} = \frac{0,95 \cdot 56000}{100} = 532,00 \text{ кгс/см}^2$$

Кубиковая прочность бетона принимается равной средней по результатам всех образцов. Разрушающее усилие фиксируется по силоизмерителю прессы с точностью, равной цене деления шкалы [26, 29].

$$R_{\Delta m} = \frac{R_{m1} + R_{m2} + R_{m3} + R_{m4} + R_{m5} + R_{m6} + R_{m7} + R_{m8}}{8} \quad (2.2)$$

$$R_{\Delta m} = \frac{291,65 + 371,45 + 421,33 + 380,86 + 434,63 + 534,38 + 589 + 532}{8} = 444,41 \text{ кгс/см}^2$$

Класс бетона (В) определяется по формуле:

$$B = R_{\Delta m} \cdot (1 - 1,64 \cdot V), \quad (2.3)$$

где $V = 0,135$.

$$B = 444,41 \cdot (1 - 1,64 \cdot 0,135) = 346,02 \text{ кгс/см}^2$$

Исходя из полученного результата, ближайшая марка бетона М350, а его класс – В25.

Таблица 2.8 – Состав бетона опытных образцов

Марка используемого цемента	Массовый состав, кг*	Объемный состав, л*
М400	1 : 1,5 : 3,1	1 : 1,4 : 2,8
М500	1 : 1,9 : 3,6	1 : 1,7 : 3,2

* цемент : песок : щебень

Физико-механические свойства арматуры зависят от химического состава, способа производства и обработки. Основными прочностными характеристиками для мягких сталей является физический предел текучести S_y . Для низколегированных сталей и высокопрочной проволоки

– условный предел текучести $S_{0,2}$, принимаемый равным напряжению, при котором остаточные деформации составляют 0,2%, и условный предел упругости $S_{0,02}$, при котором остаточные деформации равны 0,02% [8].

Определение физико-механических характеристик производится в соответствии с требованиями ГОСТ 12004 «Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение». Для испытания используются образцы арматуры с необработанной поверхностью диаметром от 4 до 80 мм. Горячекатаную стержневую арматуру диаметром более 20 мм допускается испытывать на обточенных образцах с сохранением поверхности проката на головках образца.

Площадь поперечного сечения обточенных и круглых образцов определяют по среднему арифметическому значению шести измерений диаметра в трех сечениях: в среднем и по концам рабочей длины в 2-х взаимно перпендикулярных направлениях. Диаметры образцов арматуры измеряют штангенциркулем или микрометром. Образцы арматурной стали, взвешивают на весах с погрешностью не более 1 г при диаметре меньше 10 мм, 2 г при диаметре 10-20 мм и не более 1% от массы при диаметре больше 20 мм.

При проведении испытаний арматуры должны соблюдаться следующие требования:

- надежное центрирование образца;
- плавное загрузеение;
- средняя скорость загрузеения.

Диаграмму растяжения материалов получают экспериментально, при испытаниях образцов на растяжение.

Для этого образцы стандартных размеров закрепляют в специальных испытательных машинах и растягивают до их полного разрушения или разрыва. При этом специальные приборы фиксируют зависимость абсолютного удлинения образца от прикладываемой к нему продольной

растягивающей нагрузки и самописец вычерчивает кривую характерную для данного материала [21].

После повышения прочности материала образца, растягивающее усилие достигает максимального значения. В этот момент в рабочей части испытуемого образца появляется локальное уменьшение (рисунок 2.13), так называемая «шейка», вызванное нарушениями структуры материала (образованием пустот, микротрещин).

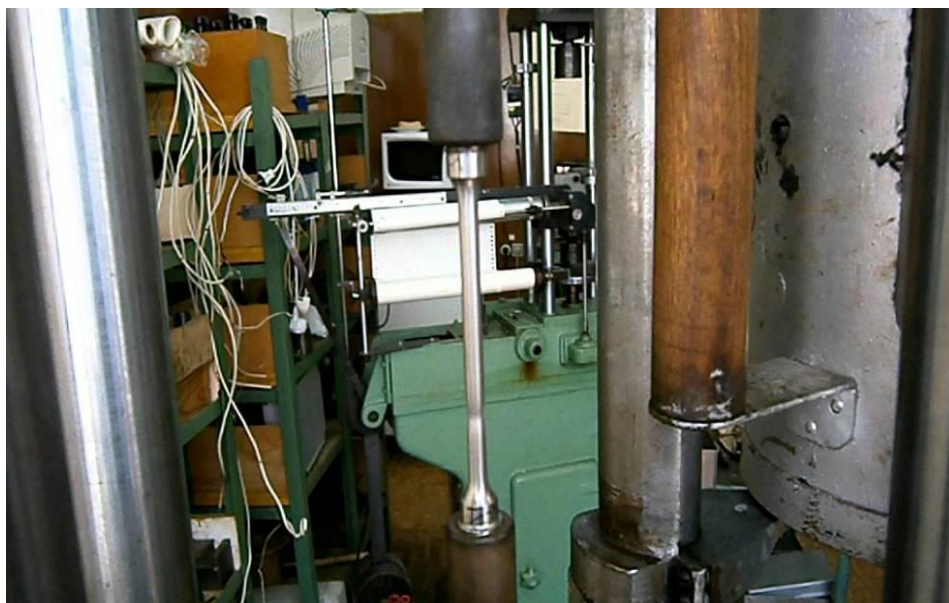


Рисунок 2.13 – Стальной образец с «шейкой»

Для получения непосредственно механических характеристик металла образца диаграмму растяжения необходимо преобразовать в диаграмму напряжений [10].

При испытании стеклопластиковой арматуры испытанные образцы разрушались с характерным для них «распушением» в центральной части (рисунок 2.14).



Рисунок 2.14 – Образец стеклопластиковой арматуры в разрывной машине после испытания

Испытания на осевое растяжение показали, что модуль упругости образцов комбинированной композитной арматуры растет в соответствии с правилом смесей – при увеличении содержания волокон и уменьшении количества полимерного связующего. Кроме того наибольшие значения модуля упругости получены при краевом расположении волокон и при их углублении от края на расстояние 15-17% от диаметра арматуры. Соблюдение данных требований позволило достигнуть псевдопластичного характера разрушения.

Далее приведены данные результатов испытания, по которым строятся диаграммы деформирования стальной и композитной арматуры при растяжении (σ - ϵ).

Таблица 2.9 – Данные результатов испытания для построения диаграммы деформирования стальной арматуры А400 $\varnothing 8$ мм при растяжении (σ - ε)

Относительное удлинение арматуры $\varepsilon \cdot 10^{-5}$	Напряжение σ , МПа
0	0
85,02	92,5
172,27	201,36
248,43	306,28
341,28	386,98
682,99	388,06
1023,48	390,15
2229,32	401,66
3262,55	485,75
4808,40	544,33
5754,11	567,77
6388,61	579,68
6911,15	591,46

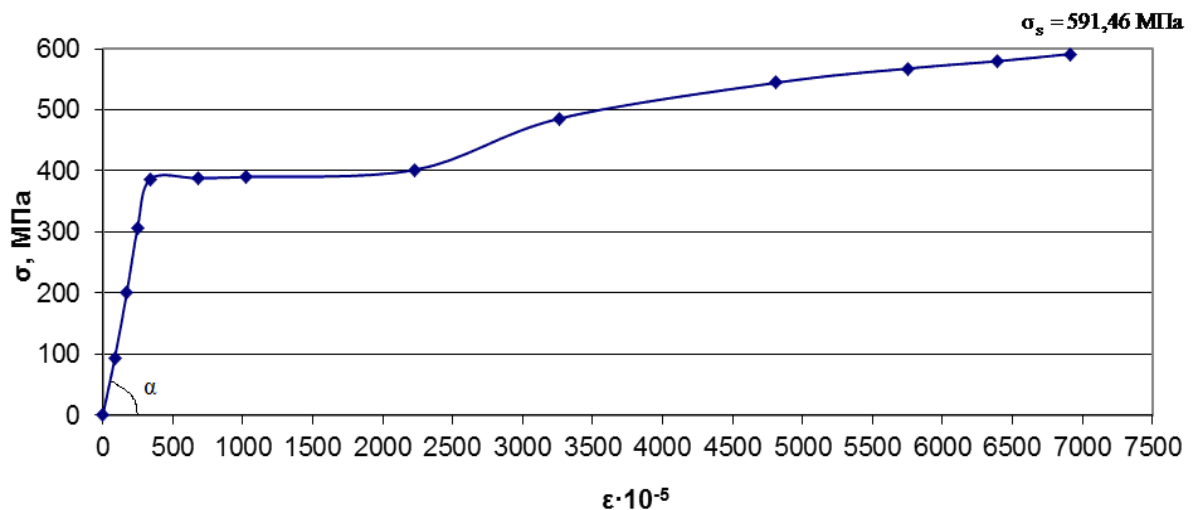


Рисунок 2.15 – Диаграмма деформирования стальной арматуры при растяжении (σ - ε)

$$\operatorname{tg} \alpha = E = 386,98 / 341,28 \cdot 10^{-5} = 1,13 \cdot 10^5$$

Как видно из рисунка, диаграмма имеет четыре характерных участка:

I – участок пропорциональности – отметка от 0 до 400 МПа при относительном удлинении от 0 до 12%;

II – участок текучести – от 400 до 407 МПа при относительном удлинении от 12 до 14,5%;

III – участок самоупрочнения – от 407 до 456 МПа при относительном удлинении от 14,5 до 18%;

IV – участок разрушения – от 456 и до обрыва.

Таблица 2.10 – Данные результатов испытания для построения диаграммы деформирования композитной арматуры $\varnothing 8$ мм при растяжении (σ - ε)

Относительное удлинение арматуры $\varepsilon \cdot 10^{-5}$	Напряжение σ , МПа
0	0
144,96	35,6
589,68	140,29
1033,81	239,59
1478,64	339,10
2367,36	495,21
2810,83	587,26
3255,72	689,54
3700,21	755,75
4145,02	794,04
4589,56	835,87
4760,54	871,26

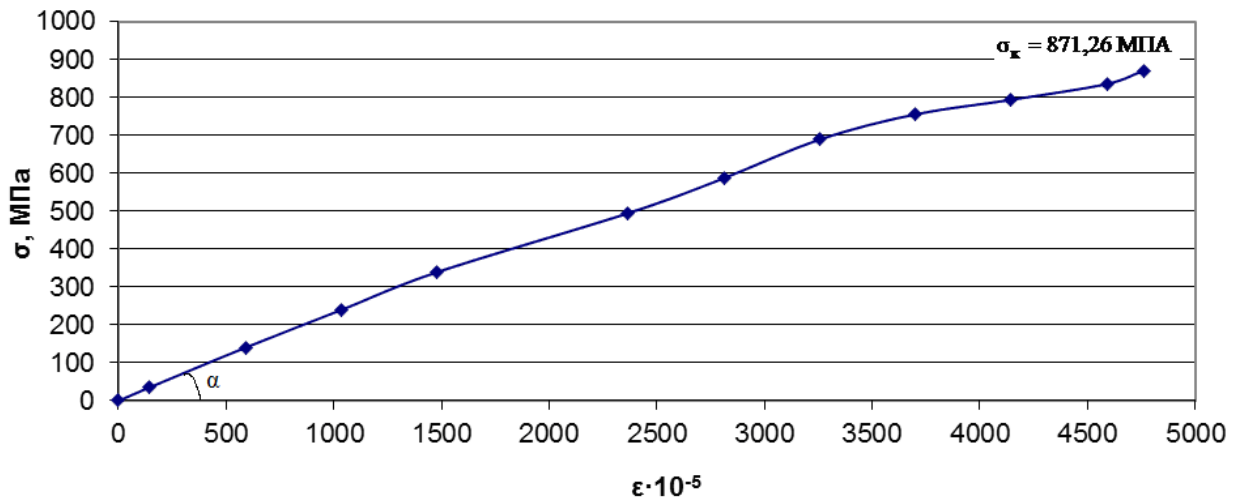


Рисунок 2.16 – Диаграмма деформирования композитной арматуры при растяжении (σ - ϵ)

$$\operatorname{tg} \alpha = E = 339,1 / 1478,64 \cdot 10^{-5} = 0,23 \cdot 10^5$$

Как видно из рисунка, диаграмма имеет 2 характерных участка:

I – участок пропорциональности – отметка от 0 до 800...900 МПа при относительном удлинении от 0 до 4...4,2%;

II – участок разрушения – от 900 МПа и до резкого обрыва.

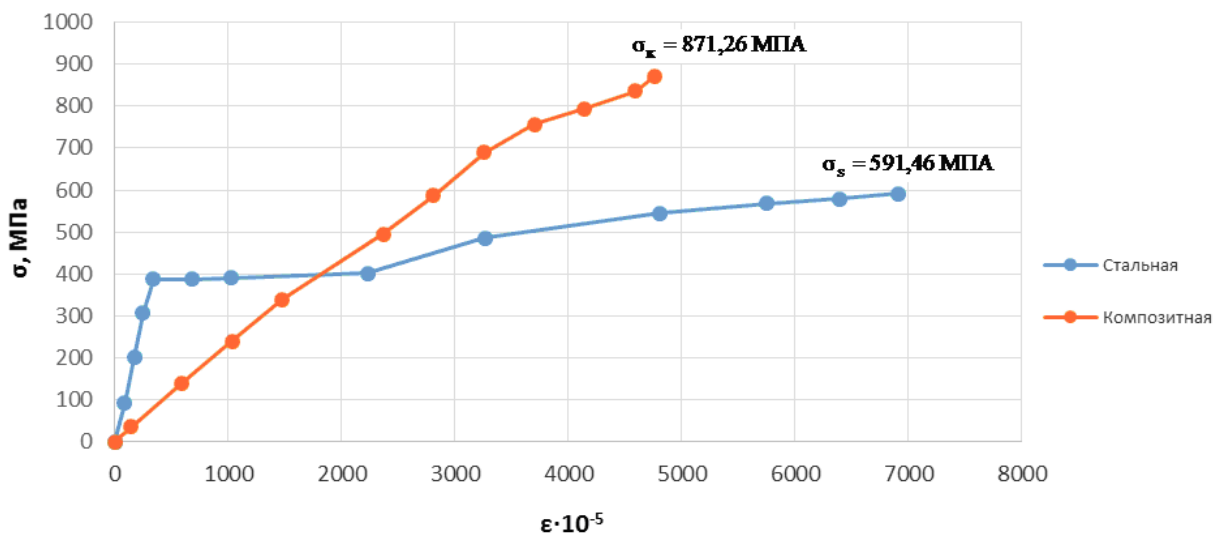


Рисунок 2.17 – Диаграммы деформирования стальной и композитной арматуры при растяжении

Результат:

- при малых нагрузках композитная арматура тянется лучше, чем металлическая;
- до того как в металле перестает действовать закон Гука, обе кривые почти прямолинейны;
- после того как металл начинает «течь», композитная арматура продолжает работать как раньше;
- после того как закон Гука перестал работать в композитной арматуре, стальная арматура давно уже лопнула;
- композитная арматура почти не течет, а сразу лопается;
- из графиков видно, что композитная арматура выдержит намного большую нагрузку, чем стальная;
- металлическая арматура вытянется и лопнет, когда при такой же нагрузке, композитная ведет себя намного лучше, так как график не меняет своего направления.

Анализируя диаграмму на рисунке 2.18, делаем вывод, что предел прочности при растяжении для стальной арматуры класса АIII составляет примерно 400 МПа, а относительное удлинение – 15%. Предел прочности для стеклопластиковой арматуры составляет примерно 900 МПа, а относительное удлинение – 4,2%.

2.3 Программа исследований. Методика испытания балок изгибающим моментом и определение опытных значений деформаций и предельных нагрузок

Схема расстановки приборов и измерительных устройств представлена на рисунке 2.18.

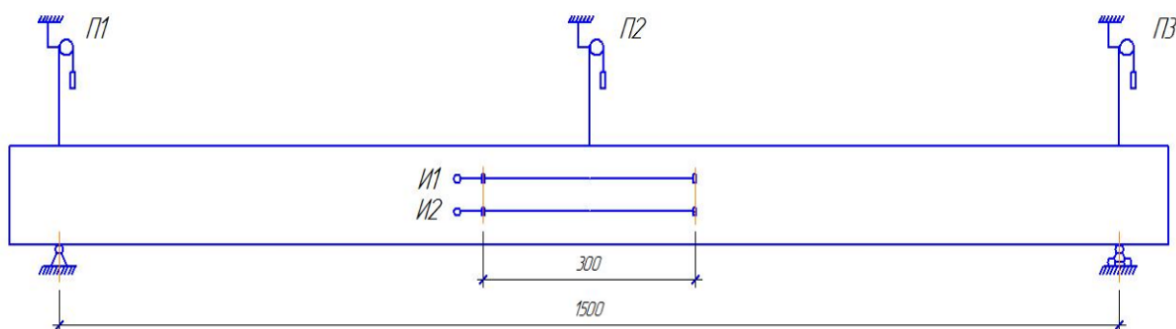


Рисунок 2.18 – Схема расстановки приборов и измерительных устройств

Проведение испытаний.

Перед началом испытаний должна быть сделана предварительная подготовка [3, 4, 9]:

- смонтированы нагрузочные приспособления;
- установлены приборы, подмости и ограждения;
- выполнены работы по предварительному загрузению испытательной конструкции.

Предварительное загрузение является контрольным этапом испытания.

На данной стадии проверяется надежность нагрузочных приспособлений, крепление приборов и испытываемой конструкции, правильность показаний установленных приборов.

Интенсивность предварительного загрузения принимается обычно равной величине первой ступени нагрузки, предусмотренной программой испытаний. Все неудовлетворительно работающие, приборы и приспособления, выявленные во время контрольных загрузений, подлежат ремонту или замене.

Загрузение конструкций при испытании осуществляется ступенями. Каждая ступень не должна превышать 10% контрольной нагрузки при проверке прочности и трещиностойкости и 20% контрольной нагрузки при

проверке жесткости конструкций. На каждой ступени конструкцию выдерживают не менее 5 минут.

После приложения каждой ступени нагрузок производится тщательный осмотр конструкции для выявления как вновь появившихся повреждений, так и степени развития уже имеющихся. На поверхности конструкции с помощью карандаша наносятся контуры трещин, обводятся контуры сколов и других повреждений. Концы трещин отмечают поперечными штрихами, рядом с которыми пишут номера ступеней нагрузок. Совокупность таких отметок дает наглядную картину постепенного развития повреждений и трещин по мере роста испытательной нагрузки [28].

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси конструкций, измеряют на уровне растянутой арматуры, а ширину раскрытия наклонных трещин, в местах пересечения их хомутами.

Ширина раскрытия трещин определяется при помощи микроскопа МПБ-3. Микроскоп устанавливается вплотную к поверхности конструкций. Место установки окуляра, прилегающего к плоскости конструкции, обводится карандашом для того, чтобы измерение трещин производилось каждый раз в одном месте.

Приборы устанавливают на испытываемую конструкцию в местах, где измеряемые показатели достигают наибольших значений. Нецелесообразно ставить приборы в зоне «нулевых» значений.

Не следует увеличивать общее число устанавливаемых приборов, так как при этом увеличивается время снятия отсчетов, усложняется процесс испытаний и обработка их результатов.

Запись показаний приборов на каждой ступени осуществляют после 5-ти минутной выдержки приложенной нагрузки. Отсчеты по всем измерительным приборам должны производиться быстро, чтобы их показания соответствовали одному и тому же деформированному

состоянию испытываемой конструкции. Показания приборов, схемы их расположения, данные замеров трещин, заносятся в журнал испытаний.

Для повышения качества обработки результатов и анализа напряженно-деформированного состояния исследуемых конструкций и моделей желательно производить видеосъемку или фотографировать основные этапы испытаний.

Методика проведения испытаний.

Схема расстановки приборов и измерительных устройств выполнялась в соответствии с рисунком 2.18 [22].

Опытные образцы испытывались на изгиб, как однопролетные шарнирно опертые балки, нагруженные двумя сосредоточенными силами, прикладываемыми в третях пролета (рисунок 2.19).

Перед началом испытания, до нагружения каждого образца снимались показания всех измерительных приборов и фиксировались в журнале испытаний.



Рисунок 2.19 – Общий вид испытательной установки

Испытания проводились до разрушения на силовой установке, предназначенной для статических испытаний.

Нагрузка на балку передавалась через шарнирно опертую распределительную нагрузочную траверсу (рисунок 2.20).



Рисунок 2.20 – Распределительная нагрузочная траверса
испытательного стенда

Нагружение образцов производилось в 7-20 этапов, с выдержкой на каждом этапе по 5 минут. Увеличение нагрузки происходило ступенями и составляло около 5% от предполагаемой разрушающей. Отсчет по приборам снимался дважды – сразу после приложения нагрузки и в конце выдержки.

В процессе испытания балок измерялись:

- нагрузка, создаваемая гидравлической домкратной установкой (П);
- прогибы в середине пролета и в местах опирания балки на опоры (прогибомеры П1...П3);
- деформации на сжатие (И1) и на растяжение (И2);

- высота и ширина раскрытия трещин на каждом этапе загрузки;
- отмечались величины нагрузок, соответствующие моментам трещинообразования и разрушения конструкций.

Момент образования трещин, их развитие по высоте и ширина раскрытия фиксировались визуально и с помощью переносного микроскопа МПБ-2 с 24х – кратным увеличением и ценой деления 0,05 мм. Трещины помечались маркером в момент их образования (рисунок 2.21).



Рисунок 2.21 – Момент образования трещин

В процессе нагружения на предварительно побеленных боковых гранях балки отмечались высота развития трещины и соответствующий ей этап загрузки (рисунок 2.22).



Рисунок 2.22 – Развитие трещинообразования

Прогибы балок от внешней нагрузки измерялись индикаторами часового типа с ценой деления 0,01 мм и пределами измерений 10 мм и 25 мм (И1, И2). Осадка опор, учитываемая при вычислении прогибов, измерялась прогибомерами с ценой деления 0,01 мм (П1, П2, П3).

Прогибы балок измерялись вплоть до исчерпания несущей способности, чему соответствовало раздробление бетона сжатой зоны балок и переломы на кривых диаграмм деформирования балок (рисунок 2.23).



Рисунок 2.23 – Потеря несущей способности

После разрушения балок отмечались трещины и места разрушения, опытные образцы фотографировались, производились замеры высоты трещин, расстояний между ними (рисунок 2.24).

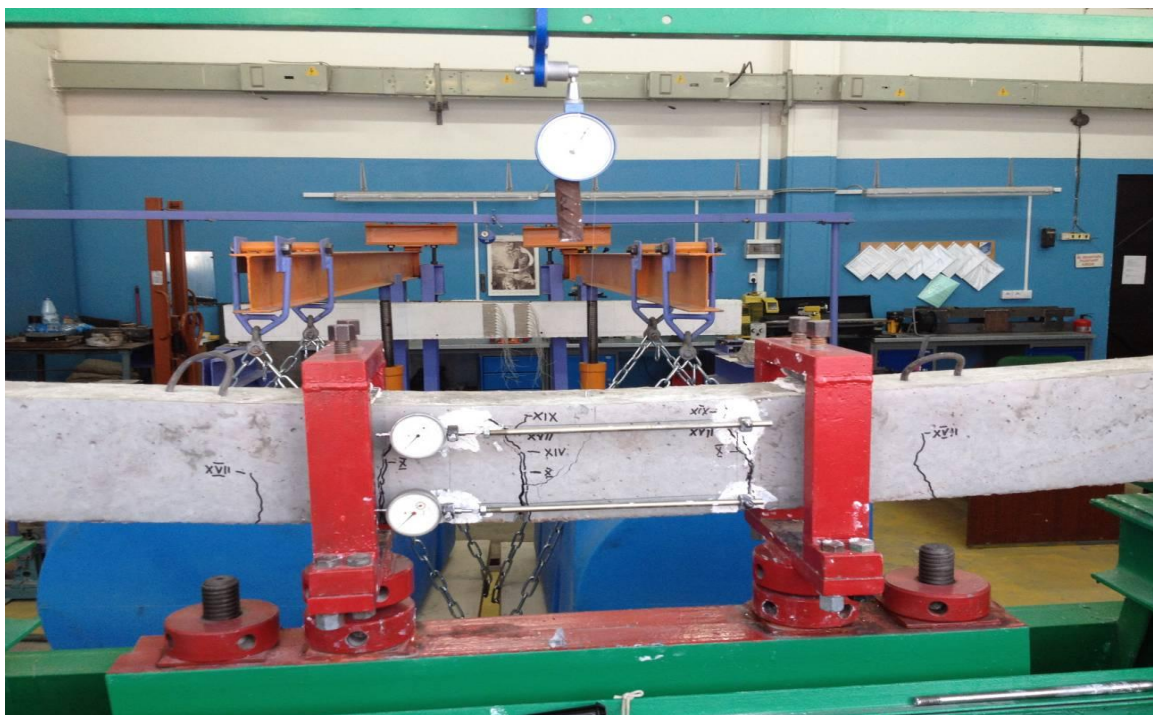


Рисунок 2.24 – Разрушение балки

По результатам испытаний балок строились графики прогибов, графики деформации на сжатие и на растяжение.

2.4 Обработка полученных результатов

Первым этапом обработки является тщательный контроль достоверности полученных экспериментальных данных. На месте испытаний сразу же следует вычислять разности отсчетов приборов с предварительной оценкой их достоверности. При обнаружении скачка в отсчетах необходимо выяснить причину [24, 25].

Если во время испытаний будет отмечен скачок в показаниях приборов, необходимо немедленно обследовать поверхность конструкции в пределах его базы и в случае обнаружения трещины этот прибор должен быть исключен при дальнейшем испытании.

По окончании испытания производится камеральная обработка полученных результатов. Обработка заключается в определении продольных и поперечных сил, изгибающих моментов, вычислении относительных деформаций, прогибов и построение графиков.

Из полученных результатов испытаний было произведено построение диаграмм прогибов в зависимости от момента ($M - f$), диаграммы прогибов в сжатой и растянутой зоне, изменение деформаций бетона в сжатой ($M - \varepsilon_b$) и растянутой зоне ($M - \varepsilon_{bt}$).

Таблица 2.11 – Данные для построения диаграммы прогибов в зависимости от момента ($M-f$) для испытываемой балки Б-1-1

f , мм	M , кН·м
0	0
0,01	20
0,04	40
0,09	60
0,125	80
0,18	100
0,24	120
0,305	140
0,58	160
0,725	180
1,09	200
1,535	220
1,95	240
2,35	260
2,84	280
3,79	300
6,12	320
9,36	340
12,84	360
23,675	380

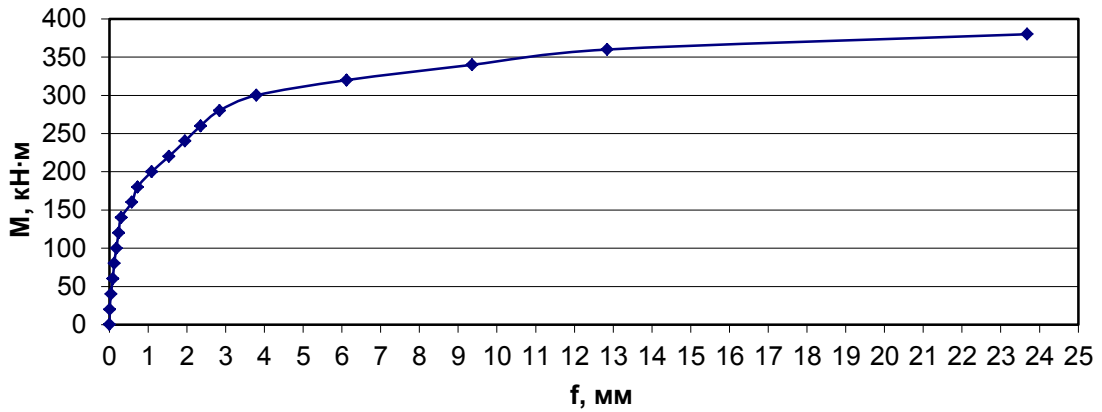


Рисунок 2.25 – Диаграмма прогибов в зависимости от момента (M-f) для испытываемой балки Б-1-1

Таблица 2.12 – Данные для построения диаграммы прогибов в зависимости от момента (M-f) для испытываемой балки Б-1-2

f, мм	M, кН·м
0	0
0,17	100
0,79	150
1,19	200
5,725	250
14,535	300
20,77	350

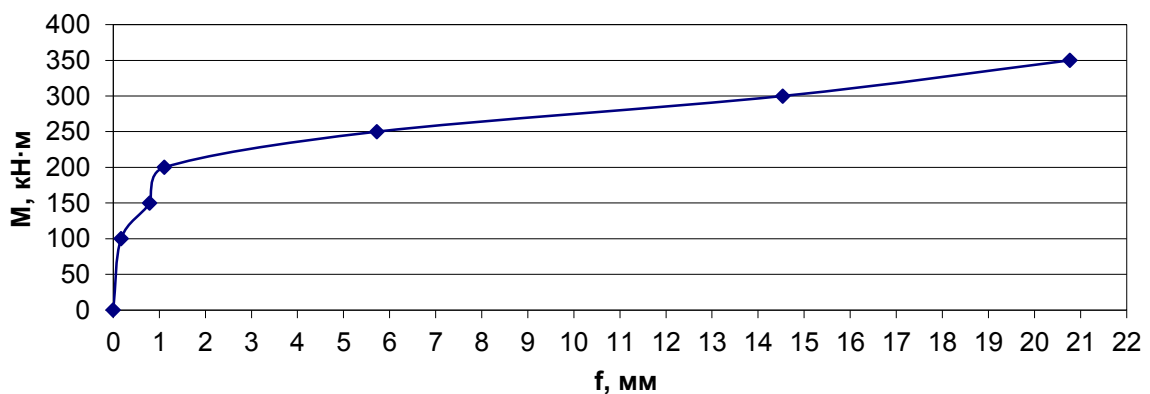


Рисунок 2.26 Диаграмма прогибов в зависимости от момента (M-f) для испытываемой балки Б-1-2

Таблица 2.13 – Данные для построения диаграммы прогибов в зависимости от момента (M-f) для испытываемой балки Б-2-1

f, мм	M, кН·м
0	0
0,18	20
0,53	40
1,01	60
1,52	80
2,13	100
2,89	120
3,49	140
4,21	160
4,87	180
9,14	200
11,865	220
13,235	240
14,875	260
17,165	280
19,575	300
23,01	320
25,485	340

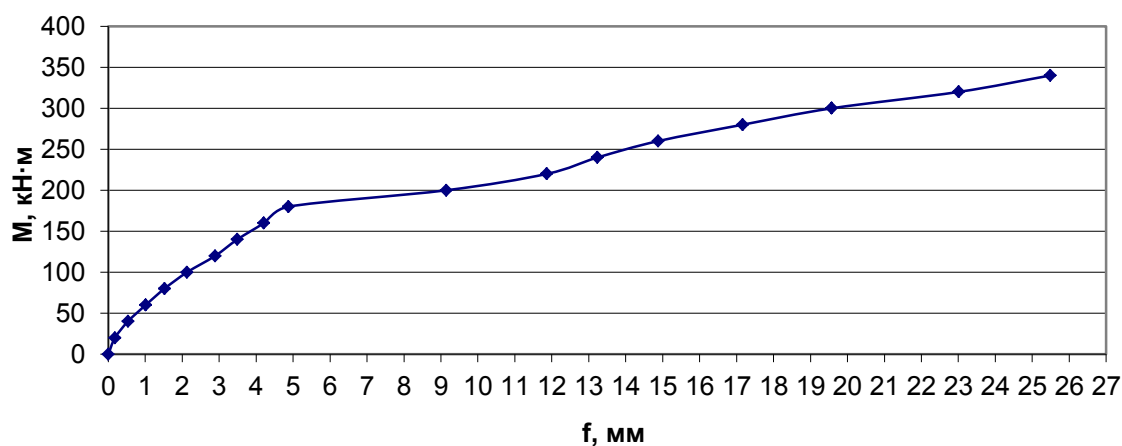


Рисунок 2.27 – Диаграмма прогибов в зависимости от момента (M-f) для испытываемой балки Б-2-1

Таблица 2.14 – Данные для построения диаграммы прогибов в зависимости от момента (M-f) для испытываемой балки Б-2-2

f, мм	M, кН·м
0	0
0,1	20
0,3	40
0,6	60
0,9	80
1,51	100
2,525	120
6,02	140
9,74	160
14,935	180
16,515	200
19,44	220
21,83	240

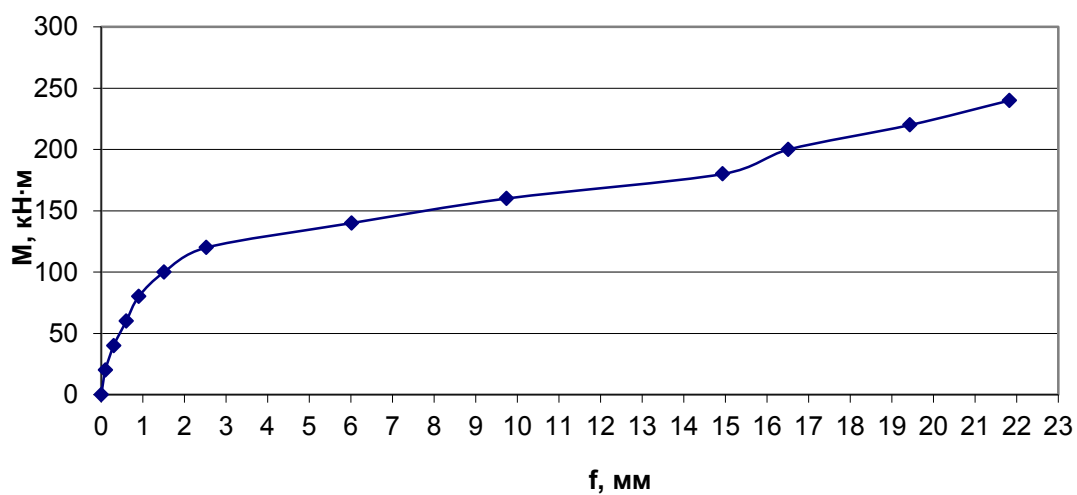


Рисунок 2.28 Диаграмма прогибов в зависимости от момента (M-f) для испытываемой балки Б-2-2

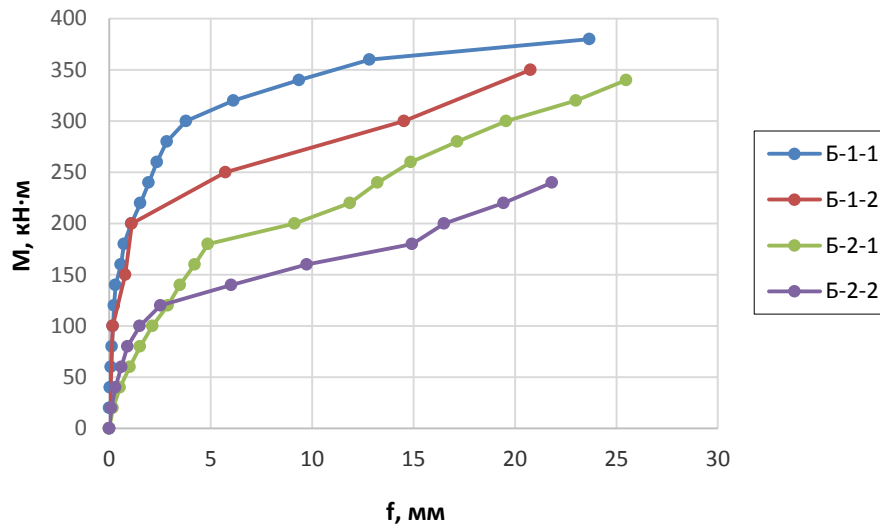


Рисунок 2.29 – Диаграмма прогибов в зависимости от момента (M-f) испытываемых балок

Из диаграммы видно, что по мере увеличения момента увеличивается прогиб. Для балок Б-1-1 и Б-1-2 при возрастании изгибающего момента величина прогиба балки растет более медленно, чем для балок Б-2-1 и Б-2-2, т.е. деформативность балок со стеклопластиковой арматурой в 2,5-4 раза больше, чем у балок со стальной арматурой. Причем это не зависит от интенсивности нарастания нагрузки.

Таблица 2.15 – Изменение деформаций бетона в сжатой зоне испытываемой балки Б-1-1

$-\varepsilon_b \cdot 10^{-5}$	M, кН·м
0	0
0	20
0	40
0	60
0	80
3,33	100
3,33	120
3,33	140

Продолжение таблицы 2.15

3,33	160
6,66	180
13,3	200
20,0	220
26,6	240
30,0	260
30,0	280
33,3	300
53,3	320
110,0	340
180,0	360
306,6	380

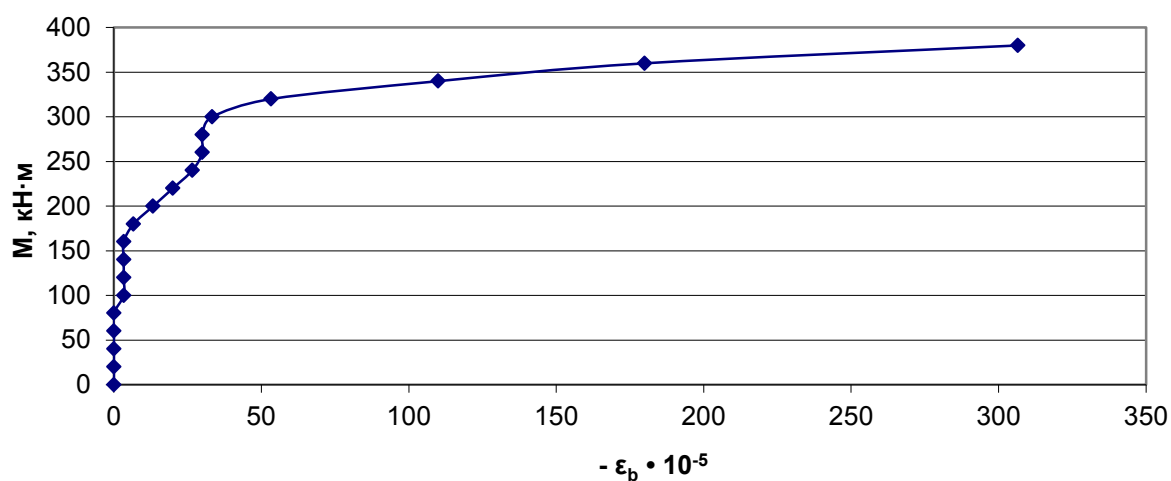


Рисунок 2.30 – Диаграмма изменений деформации бетона в сжатой зоне для испытываемой балки Б-1-1

Таблица 2.16 – Изменение деформаций бетона в сжатой зоне испытываемой балки Б-1-2

$-\varepsilon_b \cdot 10^{-5}$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
0	0
6,66	100

Продолжение таблицы 2.16

13,3	150
20,0	200
40,0	250
100,0	300
180,0	350

Рисунок 2.31 Диаграмма изменения деформаций бетона в сжатой зоне для испытываемой балки Б-1-2

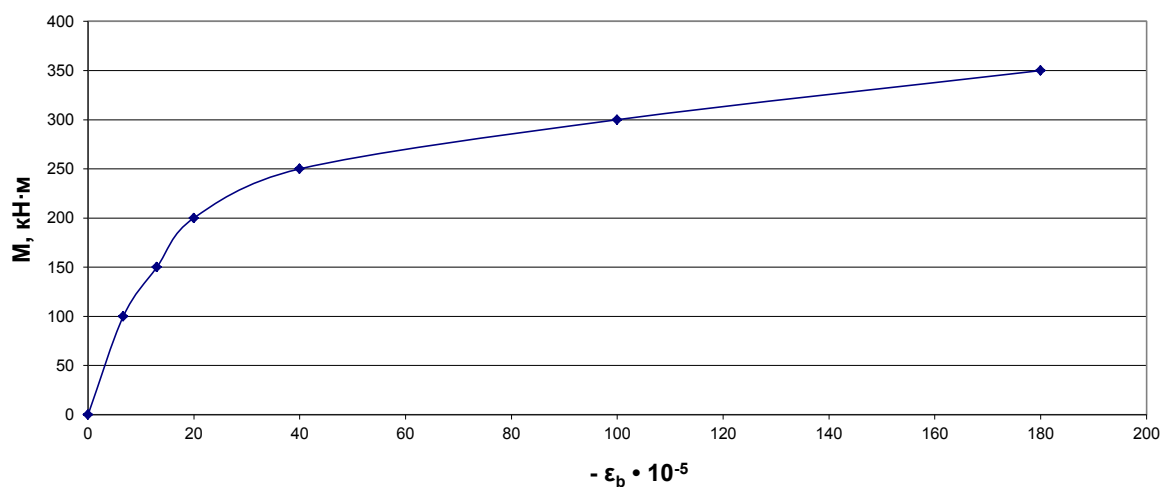


Таблица 2.17 – Изменение деформаций бетона в сжатой зоне испытываемой балки Б-2-1

$-\varepsilon_b \cdot 10^{-5}$	М, кН·м
0	0
0	20
3,33	40
3,33	60
6,66	80
13,3	100
20,0	120
46,7	140
93,3	160

140,0	180
186,6	200
233,3	220
286,6	240
323,6	260
366,6	280
393,3	300
426,6	320
466,6	340

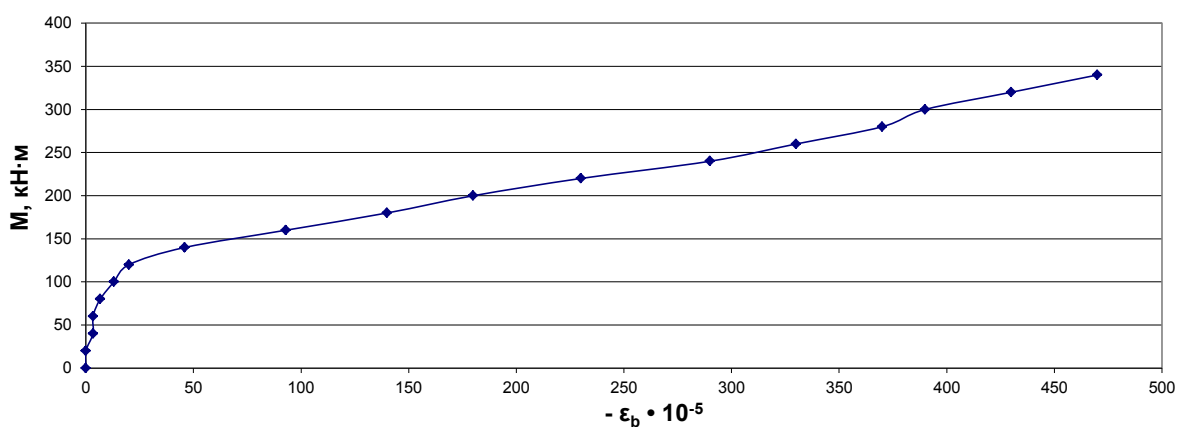


Рисунок 2.32 – Диаграмма изменения деформаций бетона в сжатой зоне для испытываемой балки Б-2-1

Таблица 2.18 – Изменение деформаций бетона в сжатой зоне испытываемой балки Б-2-2

$-\varepsilon_b \cdot 10^{-5}$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
0	0
0	20
0	40
3,33	60
3,33	80
6,66	100
100,0	120
200,0	140

266,6	160
320,0	180
366,6	200
433,3	220
466,6	240

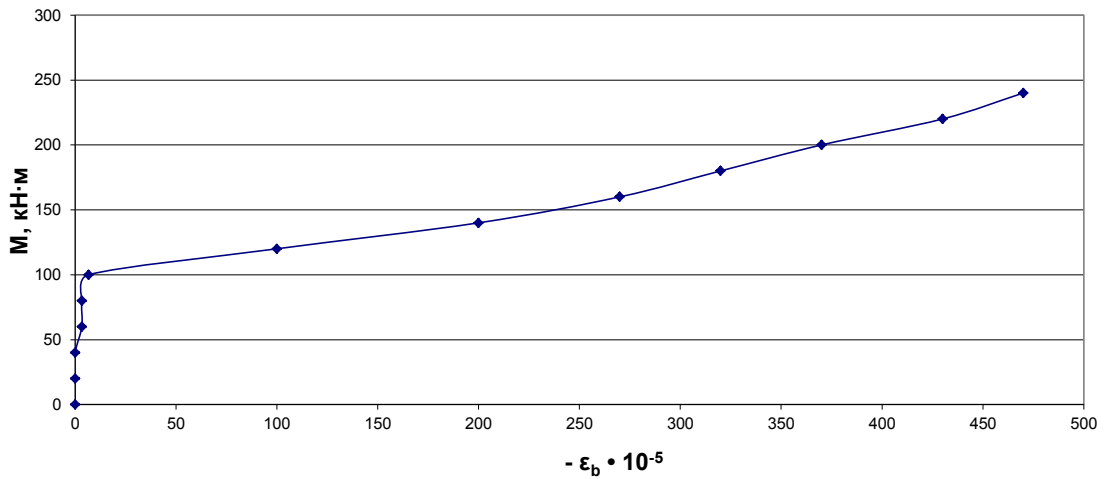


Рисунок 2.33 – Диаграмма изменения деформаций бетона в сжатой зоне для испытываемой балки Б-2-2

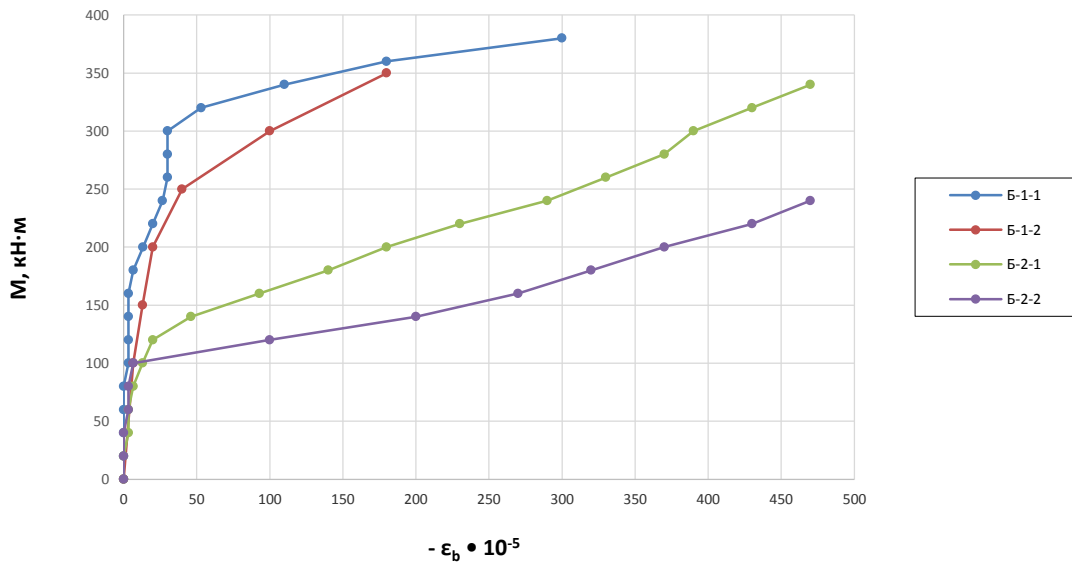


Рисунок 2.34 – Диаграмма изменения деформаций бетона в сжатой зоне для испытываемых балок

Из диаграммы видно, что по мере увеличения момента увеличивается деформация на сжатие. Для балок Б-1-1 и Б-1-2 при

возрастании изгибающего момента величина деформации балки растет более медленно, чем для балок Б-2-1 и Б-2-2, эта разность составляет от 2 до 3,5 раз, не зависимо от интенсивности нарастания нагрузки.

Таблица 2.19 – Изменение деформаций бетона в растянутой зоне испытываемой балки Б-1-1

$\varepsilon_{bt} \cdot 10^{-5}$	М, кН·м
0	0
0	20
0	40
3,33	60
3,33	80
6,66	100
6,66	120
10,0	140
10,0	160
10,0	180
10,0	200
10,0	220
23,33	240
26,66	260
40,0	280
86,66	300
166,66	320
350,0	340
800,0	360
1133,33	380

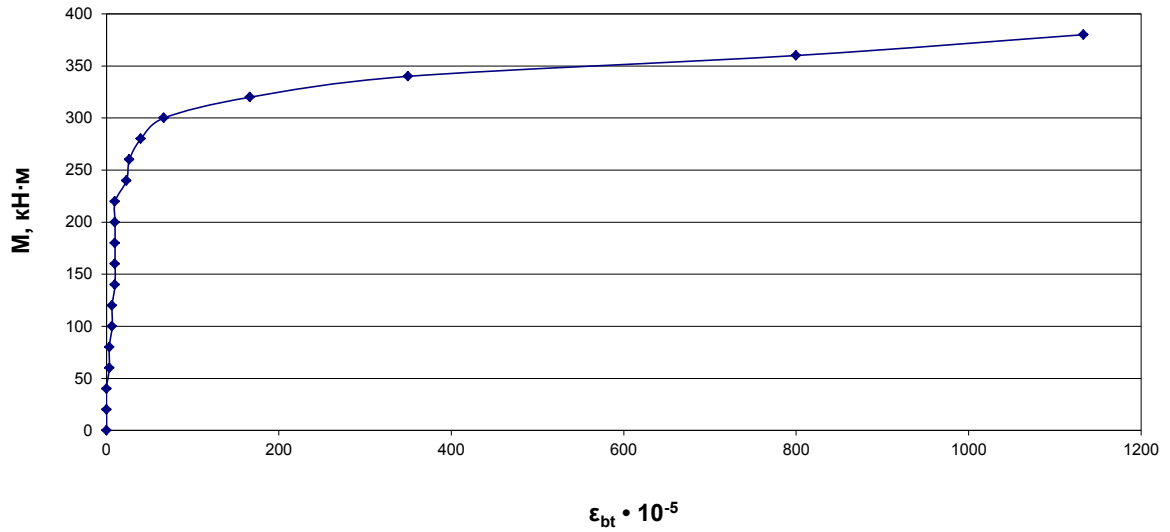


Рисунок 2.35 Диаграмма изменения деформаций бетона в растянутой зоне для испытываемой балки Б-1-1

Таблица 2.20 – Изменение деформаций бетона в растянутой зоне испытываемой балки Б-1-2

$\epsilon_{bt} \cdot 10^{-5}$	$M, \text{kN}\cdot\text{m}$
0	0
13,33	100
20,00	150
26,66	200
40,00	250
146,66	300
260,66	350

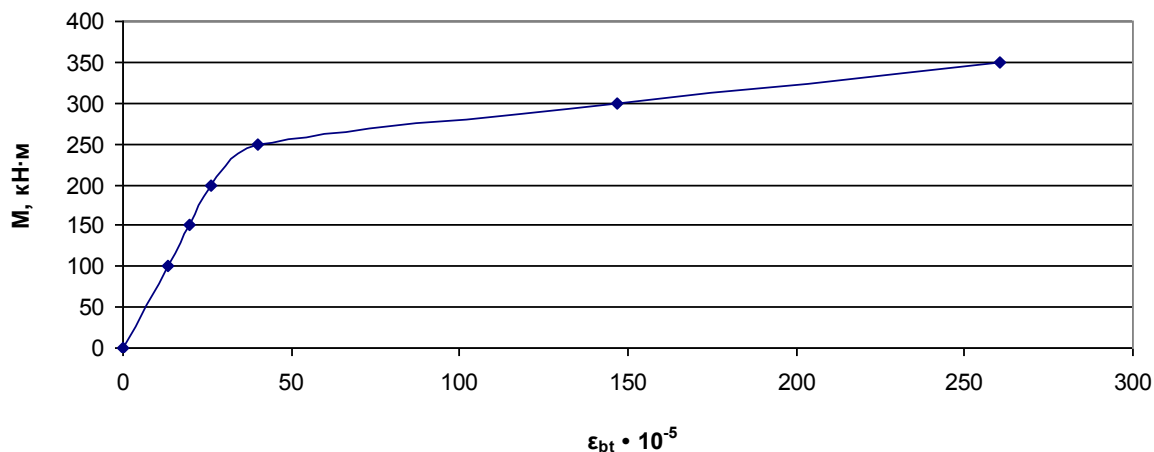


Рисунок 2.36 Диаграмма изменений деформации бетона в растянутой зоне для испытываемой балки Б-1-2

Таблица 2.21 – Изменение деформаций бетона в растянутой зоне испытываемой балки Б-2-1

$\epsilon_{bt} \cdot 10^{-5}$	$M, \text{kN}\cdot\text{m}$
0	0
6,66	20
23,33	40
46,66	60
70,00	80
100,00	100
123,33	120
146,66	140
170,00	160
193,33	180
216,66	200
240,00	220
263,33	240
286,66	260
310,00	280
333,33	300
356,66	320
380,00	340

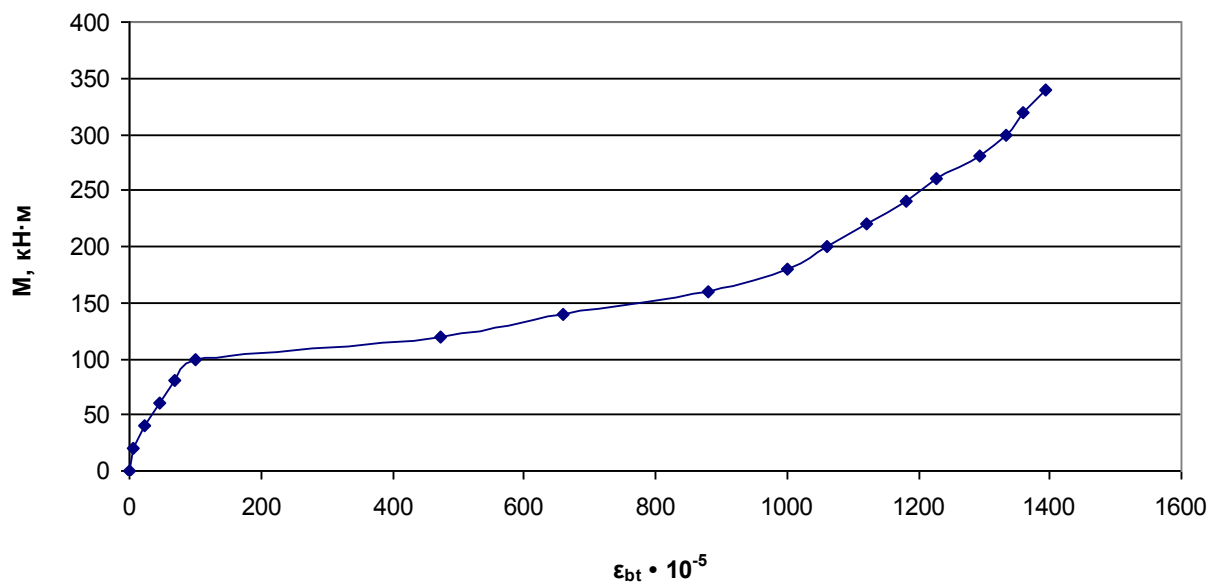


Рисунок 2.37 – Диаграмма изменения деформаций бетона в растянутой зоне для испытываемой балки Б-2-1

Таблица 2.22 – Изменение деформаций бетона в растянутой зоне испытываемой балки Б-2-2

$\varepsilon_{bt} \cdot 10^{-5}$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
0	0
3,33	20
3,33	40
6,66	60
6,66	80
10,00	100
16,66	120
66,66	140
113,33	160
346,66	180
920,00	200
1233,33	220
1366,66	240

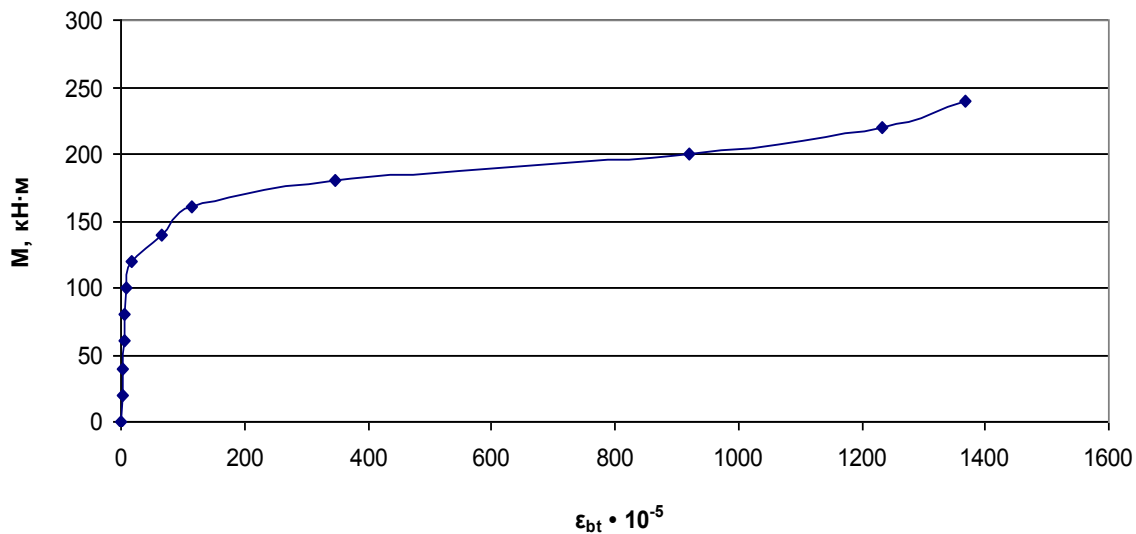


Рисунок 2.38 – Диаграмма изменения деформации бетона в растянутой зоне для испытываемой балки Б-2-2

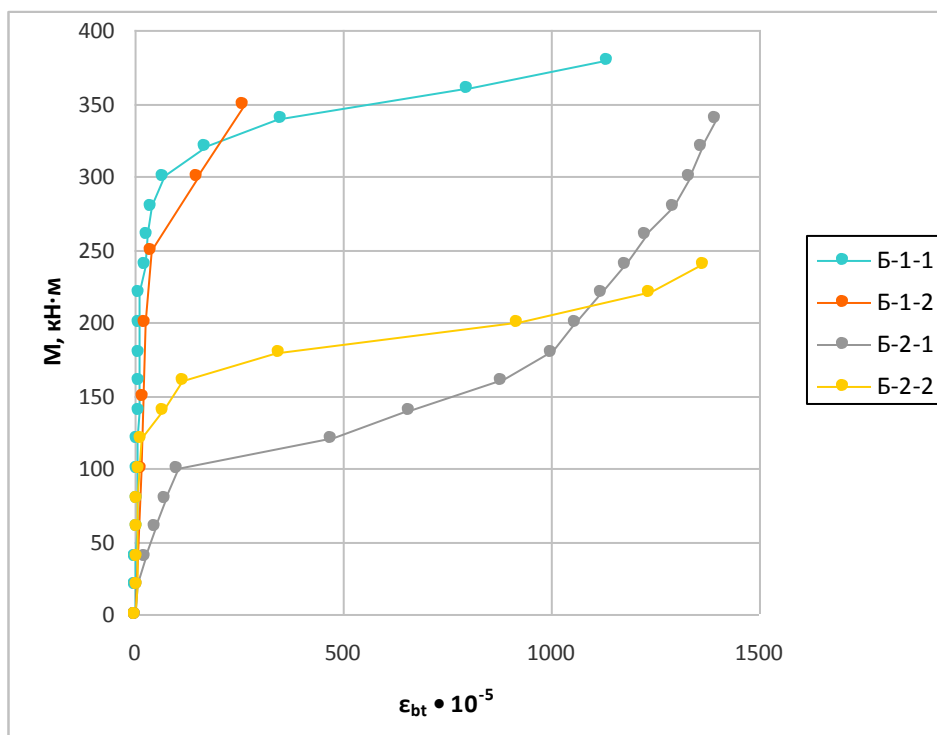


Рисунок 2.39 – Диаграмма изменения деформации бетона в растянутой зоне для испытываемых балок

Из диаграммы видно, что по мере увеличения момента увеличивается деформация на растяжение. Для балок Б-1-1 и Б-1-2 при

возрастании изгибающего момента величина деформации балки растет более медленно, чем для балок Б-2-1 и Б-2-2, эта разность составляет от 1,5 до 3 раз, не зависимо от интенсивности нарастания нагрузки [1, 3].

Исследование деформативных свойств и прочностных характеристик экспериментальных образцов проводилось на основе анализа прогибов балок, имеющих композитную арматуру, с эталонными образцами из железобетона [27]. Первым этапом проводилась обработка результатов эксперимента, выполненная по журналам испытания, затем были построены графики зависимости прогибов балок от величины приложенной нагрузки на каждом этапе загрузки.

На несущую способность балок гораздо большее влияние оказывает не прочность композитной арматуры, а ее модуль упругости. Следовательно, это должно существенным образом отразиться и на надежности существующего расчетного аппарата.

Выводы по главе 2

В данной главе были выполнены экспериментальные исследования по выявлению марки и класса бетона, а также несущей способности стальной и стеклопластиковой арматуры на растяжение и сжатие. Данные исследования проводились по специальной методике для изгибаемых бетонных элементов балочного типа.

Проведенный комплекс экспериментальных исследований несущей способности позволил изучить особенности работы композиционных материалов в качестве систем внутреннего армирования на натуральных конструкциях изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композиционными материалами на основе стеклопластика.

Глава 3 Расчет несущей способности опытных образцов

3.1 Исходные данные

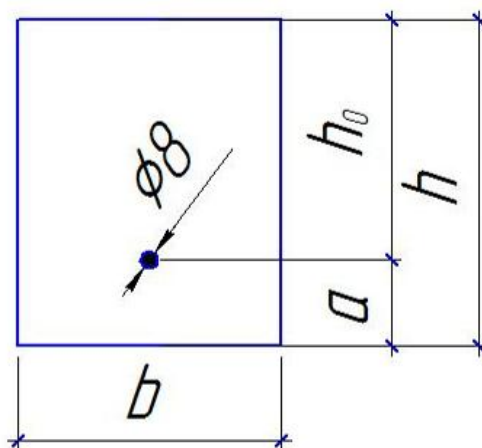


Рисунок 3.1 – Основное сечение

$$b = 120 \text{ мм}$$

$$h = 150 \text{ мм}$$

$$a = 36 \text{ мм}$$

$$h_0 = 114 \text{ мм}$$

$$d = 8 \text{ мм}$$

Все остальные данные берутся по ходу выполнения расчета из СП 52-101-2003, СП 63-13-330-2012 и ГОСТ 31938-2012 [34, 35, 36].

3.2 Методика расчета и расчет балок на прочность с применением упрощенных диаграмм деформирования материалов

В современных нормативных документах, рекомендовано проводить расчет по двух и трехлинейных диаграммам [15].

Параметры этих диаграмм определяются по результату испытаний призмы и расчетного значения, представлены в нормативной литературе.

Двухлинейная диаграмма бетона.

При двухлинейной диаграмме сжимающее напряжение бетона на участке $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$ определяется формулой:

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b, \quad (3.1)$$

где ε_b – относительная деформация,

E_b – начальный модуль упругости.

$\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$ определяется формулой:

$$\sigma_b = R_b, \quad (3.2)$$

где R_b – сопротивление бетона. Ему соответствует значение напряжения, при котором произошло разрушение испытываемого образца.

Из выше сказанного можно сделать вывод, что:

$$\varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_b}, \quad (3.3)$$

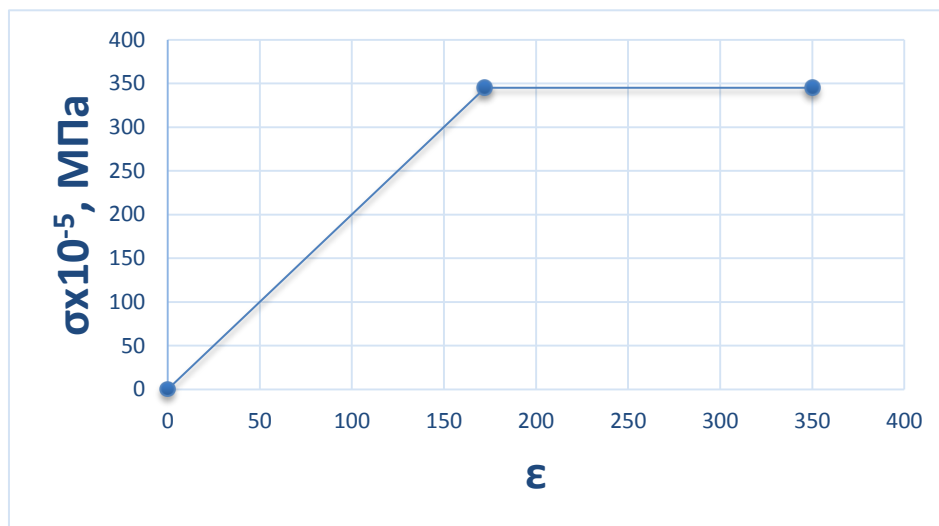


Рисунок 3.2 – Двухлинейная диаграмма бетона

Для сравнения наложим двухлинейную диаграмму, построенную по СП 52-101-2003 на построенную по результатам испытаний.

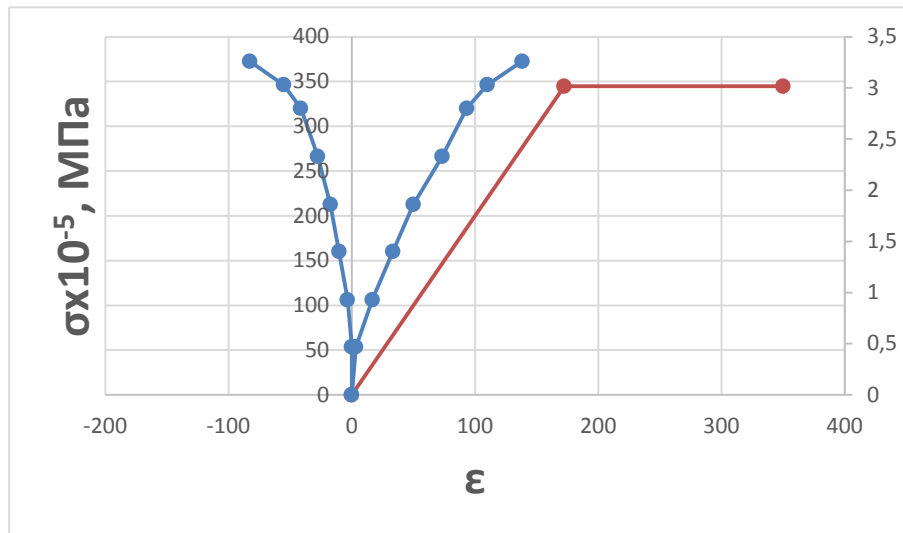


Рисунок 3.3 – Двухлинейная диаграмма бетона

Трехлинейная диаграмма бетона.

При трехлинейной диаграмме сжимающее напряжение бетона на участке

$0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$ определяется формулой:

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b, \quad (3.4)$$

$\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0}$ определяется формулой:

$$\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \cdot \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] \cdot R_b, \quad (3.5)$$

где $\sigma_{b1} = 0,6R_b$,

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b}$$

$\varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$ определяется формулой:

$$\sigma_b = R_b \quad (3.6)$$

Отсюда:

$$\varepsilon_{bl} = \frac{R_b}{E_b} \quad (3.7)$$

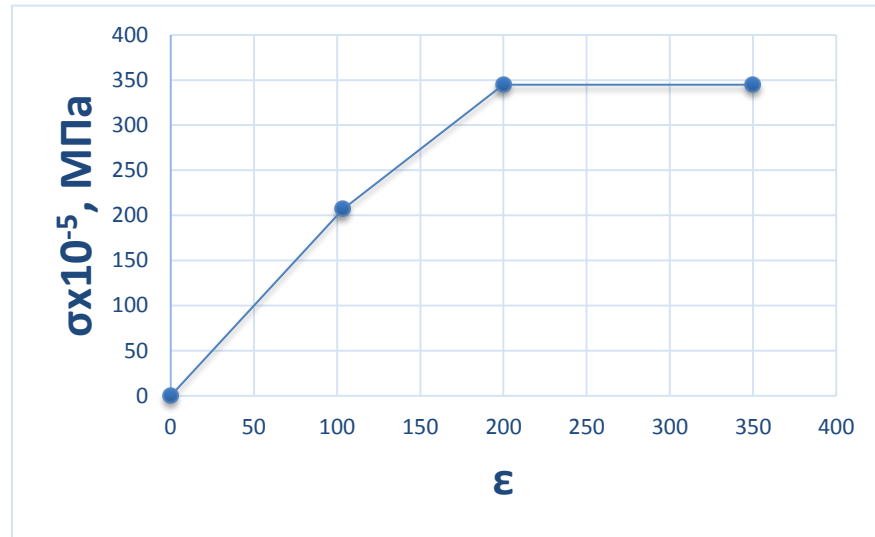


Рисунок 3.4 – Трехлинейная диаграмма бетона

Так же сравним с диаграммой, построенной по данным испытания.

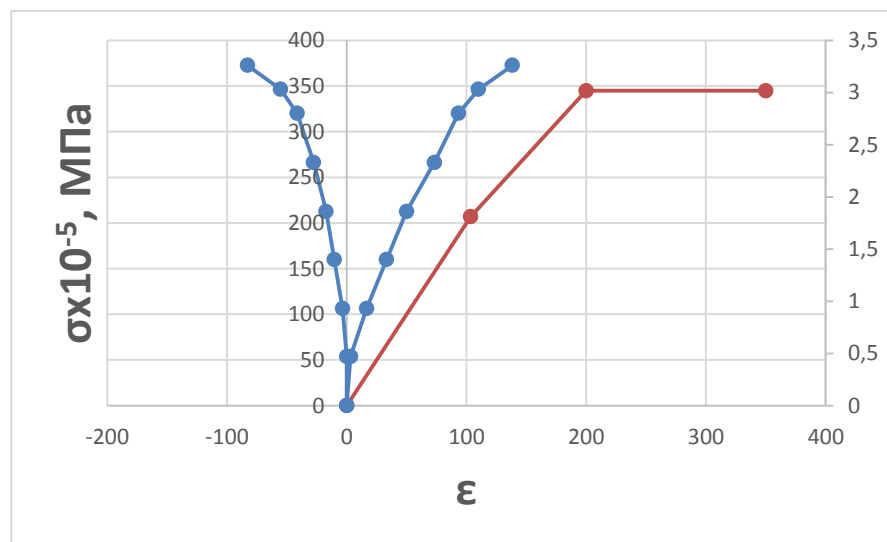


Рисунок 3.5 – Трехлинейная диаграмма бетона

Расчет сечения железобетонного элемента по прочности.

$$A_s = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (3.8)$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 8^2}{4} = 50,24 \text{ мм}^2 = 0,503 \text{ см}^2$$

Уравнение равновесия внутренних усилий в нормальном сечении железобетонного элемента.

Основная задача при расчете бетона по прочности состоит в проверке условия равновесия:

$$\frac{b \cdot R_b}{2 \cdot \frac{1}{\rho}} \cdot (\varepsilon_{bu} - \varepsilon_{b,el}) - \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} = 0 \quad (3.9)$$

где R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию. Согласно СП 52-101-2003 $R_b = 345 \text{ кг/см}^2 = 34,5 \text{ МПа}$;

ρ – радиус кривизны;

ε_{bu} – предельные деформации бетона. Согласно СП 52-101-2003 $\varepsilon_{bu} = 350 \cdot 10^{-5}$;

$\varepsilon_{b,el}$ – предельные упругие деформации бетона;

A_s – площадь сечения арматурного стержня;

σ_s – напряжение в арматуре;

Радиус кривизны в свою очередь определяется по формуле:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_b + \varepsilon_c}{h_0}, \quad (3.10)$$

где ε_s – предельные деформации арматуры;

h_0 – расстояние от сжатой грани до усилий в поперечных стержнях.

Предельные упругие деформации бетона находятся по формуле:

$$\varepsilon_{b,el} = \frac{\sigma_b}{E_b} \quad (3.11)$$

$$\varepsilon_{b,el} = \frac{34,5}{20000} = 172,5 \cdot 10^{-5}$$

Напряжение в растянутой арматуре: $\sigma_s = R_s = 3550 \text{ кг/см}^2$ (согласно СП 52-101-2003).

1. Расчет прочности железобетонного элемента по двухлинейной диаграмме

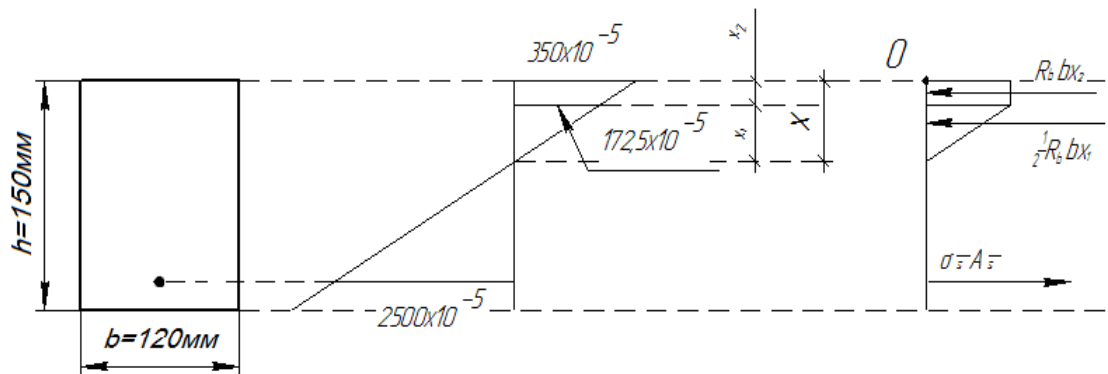


Рисунок 3.6 – Эпюра деформаций и расчетных усилий (двухлинейная)

Рассчитаем значения x , x_1 и x_2 , согласно теореме о подобии треугольников.

1. Найдем расстояние x .

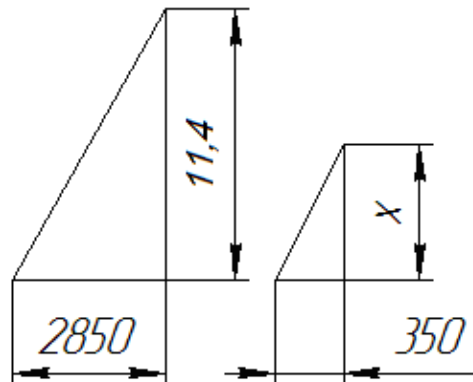


Рисунок 3.7 – Подобие треугольников

$$\frac{x}{11,4} = \frac{350}{2850} \Rightarrow x = \frac{350 \cdot 11,4}{2850} = 1,4 \text{ см}$$

2. Найдем расстояние x_1 .

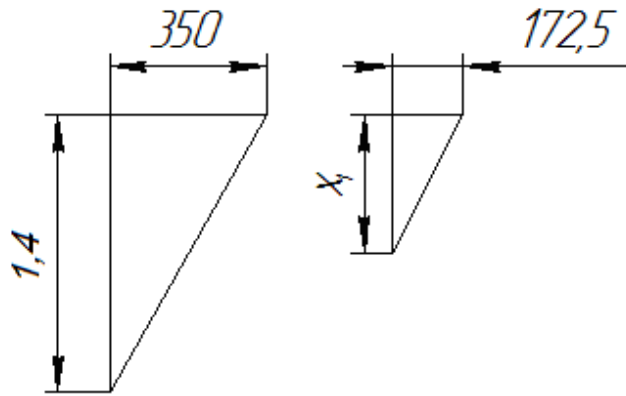


Рисунок 3.8 – Подобие треугольников

$$\frac{x_1}{1,4} = \frac{172,5}{350} \Rightarrow x_1 = \frac{172,5 \cdot 1,4}{350} = 0,69 \text{ см}$$

3. Найдем расстояние x_2 :

$$x_2 = x - x_1 = 1,4 - 0,69 = 0,71 \text{ см}$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{350 \cdot 10^{-5} + 2500 \cdot 10^{-5}}{11,4} = 250 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см}$$

$$\varepsilon_{b,el} = \frac{345 \cdot 0,6}{2 \cdot 10^5} = 103,45 \cdot 10^{-5}$$

Проверяем условие равновесия, по формуле (3.9):

$$\frac{12 \cdot 345}{2 \cdot 250 \cdot 10^{-5}} \cdot \left(350 \cdot 10^{-5} - 172,5 \cdot 10^{-5} \right) - 1 \cdot 0,503 \cdot 3550 = 2582,05$$

Левая часть уравнения больше 0, что свидетельствует, что сечение недоармировано.

Проверку уравнения осуществляем методом простых итераций. Для реализации случая недостаточного армирования, необходимо выполнить следующие операции:

1. Определить новую величину R_s :

$$R_s = R_{su} + \Delta R_s \quad (3.12)$$

$$\Delta R_s = 0,1 \cdot R_{su} \quad (3.13)$$

$$\Delta R_s = 0,1 \cdot 3550 = 350 \text{ кг/см}^2$$

2. Проверить уравнение, если левая часть больше 0, то следует снова уменьшить ΔR_s .

3. Последовательно уменьшают до тех пор, пока левая часть не изменит знак.

Потребуется 15 итераций (приближений).

В конечном итоге получим:

$$R_s = 3550 + 355 \cdot 15 = 8875 \text{ кг/см}^2$$

В итоге, по формуле (3.9) получаем:

$$\frac{12 \cdot 345}{2 \cdot 250 \cdot 10^{-5}} \cdot \left(350 \cdot 10^{-5} - 172,5 \cdot 10^{-5} \right) \cdot 1 \cdot 0,503 \cdot 8875 =$$

$$= -96,43 \text{ кг/см}^2$$

Условие прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов записывается в виде $M \leq M_{ult}$, где M – изгибающий момент от внешних нагрузок, M_{ult} – предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением элемента.

Составим уравнение моментов относительно точки O:

$$M = R_b \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_1 \right) \cdot \left(h_0 - x_2 - \frac{1}{3} x_1 \right) + R_b \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot b \cdot x_1 \right) \cdot \left(h_0 - x_2 - \frac{1}{3} x_1 \right) \quad (3.14)$$

$$M = 345 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 0,69 \right) \cdot \left(11,4 - 0,71 - \frac{1}{3} \cdot 0,69 \right) + 345 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 0,69 \right) \cdot \left(11,4 - 0,71 - \frac{1}{3} \cdot 0,69 \right) =$$

$$= 31405,69 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 3,14 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{ult} = \frac{R_b \cdot b}{\left(\frac{1}{\rho} \right)^2 \cdot 6} \cdot \left(\varepsilon_{bu}^2 - \varepsilon_{bl}^2 \right) \cdot \sum \sigma_s \cdot A_s \cdot h_0 \quad (3.15)$$

$$M_{ult} = \frac{345 \cdot 12}{\left(50 \cdot 10^{-5} \right)^2 \cdot 6} \cdot \left(3 \cdot \left(50 \cdot 10^{-5} \right)^2 - \left(172,5 \cdot 10^{-5} \right)^2 \right) + 8875 \cdot$$

$$\cdot 0,503 \cdot 11,4 = 40891,03 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 4,09 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3,14 < 4,09. Условие выполняется.

2. Расчет прочности железобетонного элемента по трехлинейной диаграмме

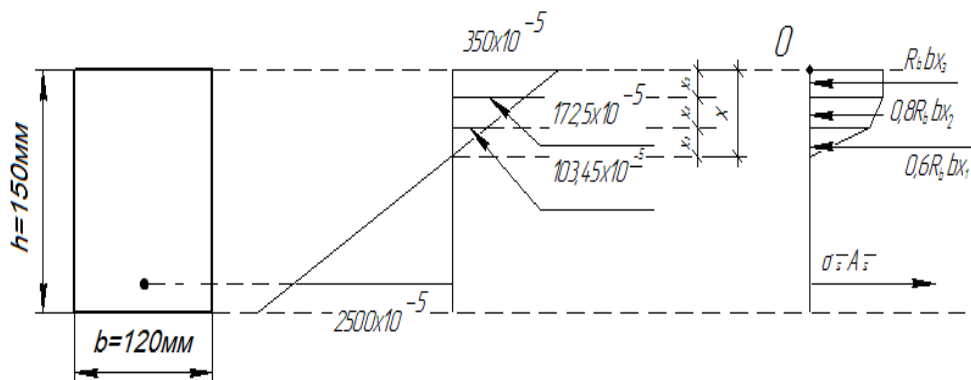


Рисунок 3.9 – Эпюра деформаций и расчетных усилий
(трехлинейная)

Рассчитаем значения x_1 , x_2 и x_3 , согласно теореме о подобии треугольников.

Найдем расстояние x_1 .

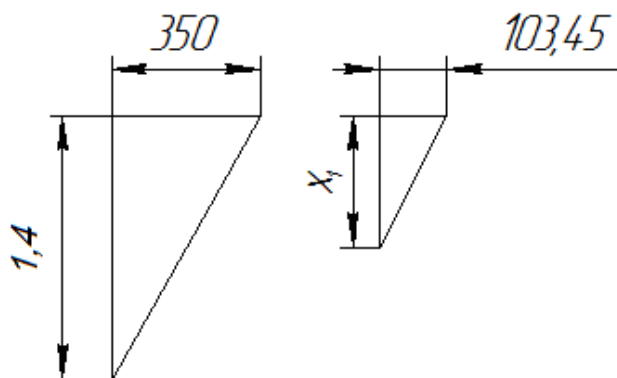


Рисунок 3.10 – Подобие треугольников

$$\frac{x_1}{1,4} = \frac{103,45}{350} \Rightarrow x_1 = \frac{1,4 \cdot 103,45}{350} = 0,41 \text{ см}$$

Найдем расстояние x_2 :

$$x_2 = 1,4 - 0,41 - 0,71 = 0,28 \text{ см}$$

$$x_3 = 0,71 \text{ см}$$

Условие равновесия для трехлинейной диаграммы:

$$\frac{b \cdot R_b}{1} \cdot \left(\epsilon_{bu} - 0,2\epsilon_{bl} - 0,5\epsilon_{b,el} \right) - \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot \sigma_{si} = 0 \quad (3.16)$$

$$\frac{345 \cdot 12}{250 \cdot 10^{-5}} \cdot \left(50 \cdot 10^{-5} - 0,2 \cdot 172,5 \cdot 10^{-5} - 0,5 \cdot 103,45 \cdot 10^{-5} \right) - 0,503 \cdot 1550 = 2582,46 \text{ кг/см}^2$$

Левая часть уравнения больше 0, что свидетельствует, что сечение недостаточно армировано.

Проверку уравнения осуществляем методом простых итераций. Для реализации случая недостаточного армирования, необходимо выполнить следующие операции:

1. Определить новую величину R_s .

$$\Delta R_s = 0,1 \cdot 3550 = 350 \text{ кг/см}^2$$

2. Проверить уравнение, если левая часть больше 0, то следует снова уменьшить ΔR_s .

3. Последовательно уменьшают до тех пор, пока левая часть не изменит знак.

Потребуется 15 итераций (приближений).

В конечном итоге получим:

$$R_s = 3550 + 355 \cdot 15 = 8875 \text{ кг/см}^2$$

В итоге, по формуле (3.15) получаем:

$$\frac{12 \cdot 345}{250 \cdot 10^{-5}} \cdot \left(50 \cdot 10^{-5} - 0,2 \cdot 172,5 \cdot 10^{-5} - 0,5 \cdot 103,45 \cdot 10^{-5} \right) - 1 \cdot 0,503 \cdot 8875 = -96,02 \text{ кг/см}^2$$

Условие прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов записывается в виде $M \leq M_{ult}$.

Составим уравнение моментов относительно точки O:

$$M = R_b \cdot \left(x_3 \right) \cdot \left(\frac{x_3}{2} \right) + \frac{R_b + 0,6R_b}{2} \cdot b \cdot x_2 \cdot \left(x_3 + \frac{x_2}{2} \right) + 0,6R_b \cdot \left(\frac{b \cdot x_1}{2} \right) \cdot \left(x_3 + x_2 + \frac{x_1}{3} \right) - 2A_s \cdot \sigma_s \cdot h_0 \quad (3.17)$$

$$M = 345 \cdot (2 \cdot 0,71) \cdot \left(\frac{0,71}{2}\right) + \frac{345 + 0,6 \cdot 345}{2} \cdot 12 \cdot 0,28 \cdot \left(0,71 + \frac{0,28}{2}\right) + 0,6 \cdot 345 \cdot \left(\frac{12 \cdot 0,41}{2}\right) \cdot \left(0,71 + 0,28 + \frac{0,41}{3}\right) - 0,503 \cdot 8875 \cdot 11,4 = 32485,57 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 3,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{\text{ult}} = \frac{R_b \cdot b}{\left(\frac{1}{\rho}\right)^2 \cdot 10} \cdot \left(\varepsilon_{\text{bu}}^2 - \varepsilon_{\text{b0}}^2 - 2\varepsilon_{\text{bl}}^2 \right) \cdot \sum \sigma_s \cdot A_s \cdot h_0 \quad (3.18)$$

$$M_{\text{ult}} = \frac{345 \cdot 12}{(50 \cdot 10^{-5})^2 \cdot 10} \cdot \left(5 \cdot (50 \cdot 10^{-5})^2 - (03,45 \cdot 10^{-5})^2 - 2 \cdot (72,5 \cdot 10^{-5})^2 \right) + 8875 \cdot 0,503 \cdot 11,4 = 44483,13 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 4,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3,25 < 4,45. Условие выполняется.

Аналогичные расчеты выполняем для бетонных элементов с композитной арматурой.

3. Расчет прочности железобетонного элемента с композитной арматурой по двухлинейной диаграмме

Согласно СП 63.13330.2012 для композитной стеклопластиковой арматуры имеем:

$$R_s = 800 \text{ МПа} = 8000 \text{ кг/см}^2$$

$$E_s = 50000 \text{ МПа}$$

$$\sigma_s = R_s$$

Высота сжатой зоны определяется по формуле:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} \quad (3.19)$$

$$x = \frac{8000 \cdot 0,503}{345 \cdot 12} = 0,97 \text{ см} \approx 1 \text{ см}$$

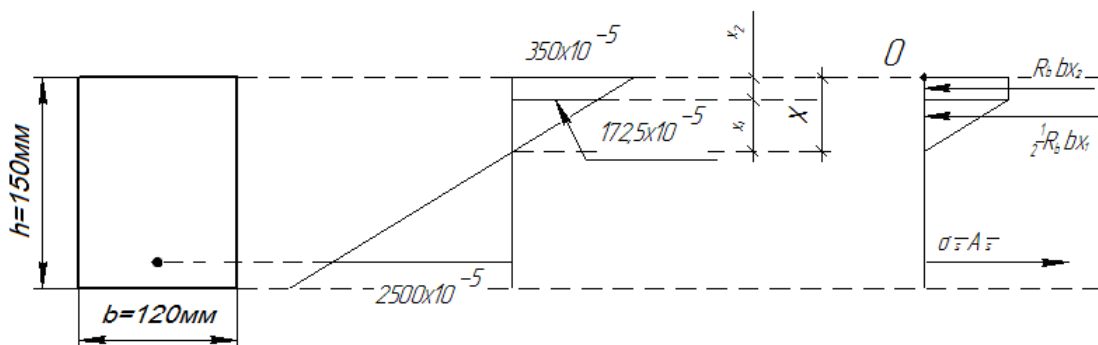


Рисунок 3.10 – Эпюра деформаций и расчетных усилий
(двухлинейная)

Рассчитаем значения x_1 и x_2 , согласно теореме о подобии треугольников.

1. Найдем расстояние x_1 .

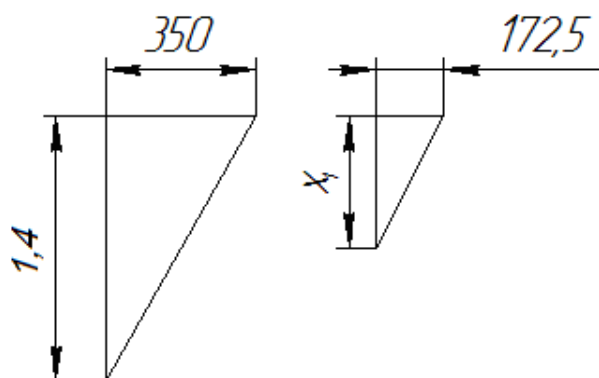


Рисунок 3.11 – Подобие треугольников

$$\frac{x_1}{1} = \frac{172,5}{350} \Rightarrow x_1 = \frac{172,5 \cdot 1}{350} = 0,49 \text{ см}$$

3. Найдем расстояние x_2 :

$$x_2 = x - x_1 = 1 - 0,49 = 0,51 \text{ см}$$

Проверяем условие равновесия, по формуле (3.9):

$$\frac{12 \cdot 345}{2 \cdot 250 \cdot 10^{-5}} \cdot \left(350 \cdot 10^{-5} - 172,5 \cdot 10^{-5} \right) - 1 \cdot 0,503 \cdot 8000 =$$

$$= 343,7$$

Левая часть уравнения больше 0, что свидетельствует, что сечение недостаточно армировано.

Проверку уравнения осуществляем методом простых итераций. Для реализации случая недостаточного армирования, необходимо выполнить следующие операции:

1. Определить новую величину R_s .

$$\Delta R_s = 0,1 \cdot 8000 = 800 \text{ кг/см}^2$$

2. Проверить уравнение, если левая часть больше 0, то следует снова уменьшить ΔR_s .

3. Последовательно уменьшают до тех пор, пока левая часть не изменит знак.

Потребуется 1 итерация (приближение).

В конечном итоге получим:

$$R_s = 8000 + 800 = 8800 \text{ кг/см}^2$$

В итоге, по формуле (3.9) получаем:

$$\begin{aligned} \frac{12 \cdot 345}{2 \cdot 250 \cdot 10^{-5}} \cdot \left(350 \cdot 10^{-5} - 172,5 \cdot 10^{-5} \right) \cdot 1,0503 \cdot 8800 = \\ = -58,7 \text{ кгс/см}^2 \end{aligned}$$

Условие прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов записывается в виде $M \leq M_{ult}$.

Составим уравнение моментов относительно точки О по формуле (3.14):

$$\begin{aligned} M = 345 \cdot \left(0,51 \cdot 12 \right) \cdot \left(11,4 - \frac{0,51}{2} \right) + 345 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 0,49 \right) \cdot \left(11,4 - 0,51 - \frac{1}{3} \cdot 0,49 \right) = \\ = 24411,95 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 2,44 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

По формуле (3.15) находим:

$$\begin{aligned} M_{ult} = \frac{345 \cdot 12}{\left(50 \cdot 10^{-5} \right) \cdot 6} \cdot \left(3 \cdot \left(50 \cdot 10^{-5} \right) - \left(172,5 \cdot 10^{-5} \right)^2 \right) + 8800 \cdot \\ \cdot 0,503 \cdot 11,4 = 44189,65 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 4,42 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

$2,44 < 4,42$. Условие выполняется.

4. Расчет прочности железобетонного элемента с композитной арматурой по трехлинейной диаграмме

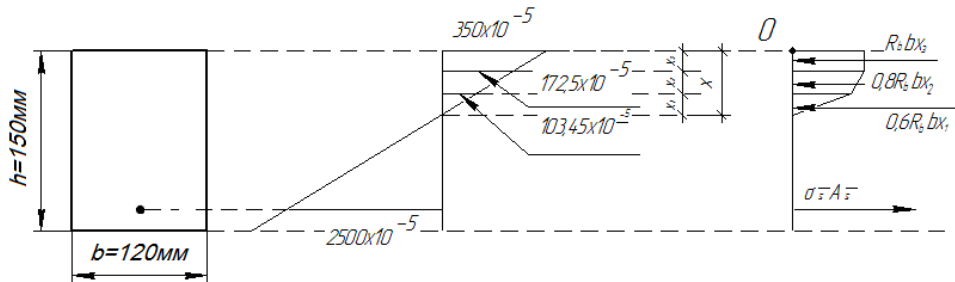


Рисунок 3.12 – Эпюра деформаций и расчетных усилий (трехлинейная)

Рассчитаем значения x_1 , x_2 и x_3 , согласно теореме о подобии треугольников.

Найдем расстояние x_1 .

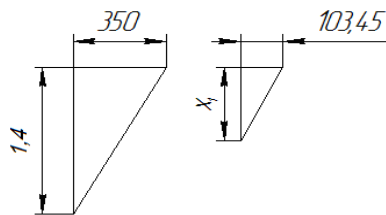


Рисунок 3.13 – Подобие треугольников

$$\frac{x_1}{1} = \frac{103,45}{350} \Rightarrow x_1 = \frac{1 \cdot 103,45}{350} = 0,3 \text{ см}$$

Найдем расстояние x_2 :

$$x_2 = x - x_1 - x_3 = 1 - 0,3 - 0,51 = 0,19 \text{ см}$$

$$x_3 = 0,51 \text{ см}$$

Условие равновесия для трехлинейной диаграммы рассчитываем по формуле (3.15):

$$\frac{345 \cdot 12}{250 \cdot 10^{-5}} \cdot \left(50 \cdot 10^{-5} - 0,2 \cdot 172,5 \cdot 10^{-5} - 0,5 \cdot 103,45 \cdot 10^{-5} \right) - 0,503 \cdot 8000 = 344,11 \text{ кг/см}^2$$

Левая часть уравнения больше 0, что свидетельствует, что сечение недостаточно армировано.

Проверку уравнения осуществляем методом простых итераций. Для реализации случая недостаточного армирования, необходимо выполнить следующие операции:

1. Определить новую величину R_s .

$$\Delta R_s = 0,1 \cdot 8000 = 800 \text{ кг/см}^2$$

2. Проверить уравнение, если левая часть больше 0, то следует снова уменьшить ΔR_s .

3. Последовательно уменьшают до тех пор, пока левая часть не изменит знак.

Потребуется 1 итерация (приближение).

В конечном итоге получим:

$$R_s = 8000 + 800 = 8800 \text{ кг/см}^2$$

В итоге, по формуле (3.15) получаем:

$$\frac{12 \cdot 345}{250 \cdot 10^{-5}} \cdot \left(50 \cdot 10^{-5} - 0,2 \cdot 172,5 \cdot 10^{-5} - 0,5 \cdot 103,45 \cdot 10^{-5} \right) \\ 1 \cdot 0,503 \cdot 8800 = -58,29 \text{ кг/см}^2$$

Условие прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов записывается в виде $M \leq M_{ult}$.

Составим уравнение моментов относительно точки О по формуле (3.17):

$$M = 345 \cdot \left(2 \cdot 0,51 \right) \cdot \left(\frac{0,51}{2} \right) + \frac{345 + 0,6 \cdot 345}{2} \cdot 12 \cdot 0,19 \cdot \left(0,51 + \frac{0,19}{2} \right) + 0,6 \cdot 345 \cdot \\ \cdot \left(\frac{12 \cdot 0,3}{2} \right) \cdot \left(0,51 + 0,19 + \frac{0,3}{3} \right) - 0,503 \cdot 8800 \cdot 11,4 = 23843,76 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 2,38 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{ult} = \frac{345 \cdot 12}{\left(50 \cdot 10^{-5} \right) \cdot 10} \cdot \left(5 \cdot \left(50 \cdot 10^{-5} \right) - \left(103,45 \cdot 10^{-5} \right) - 2 \cdot \left(172,5 \cdot 10^{-5} \right) \right) + \\ + 8800 \cdot 0,503 \cdot 11,4 = 44053,06 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 4,41 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$2,38 < 4,41$. Условие выполняется.

3.3 Результаты расчета. Сравнительный анализ опытных и расчетных данных

Результаты расчетов были наложены на диаграммы зависимости прогибов балок от изгибающих моментов. Точки пересечения показывают, в какой момент начинается трещинообразование на каждой балке.

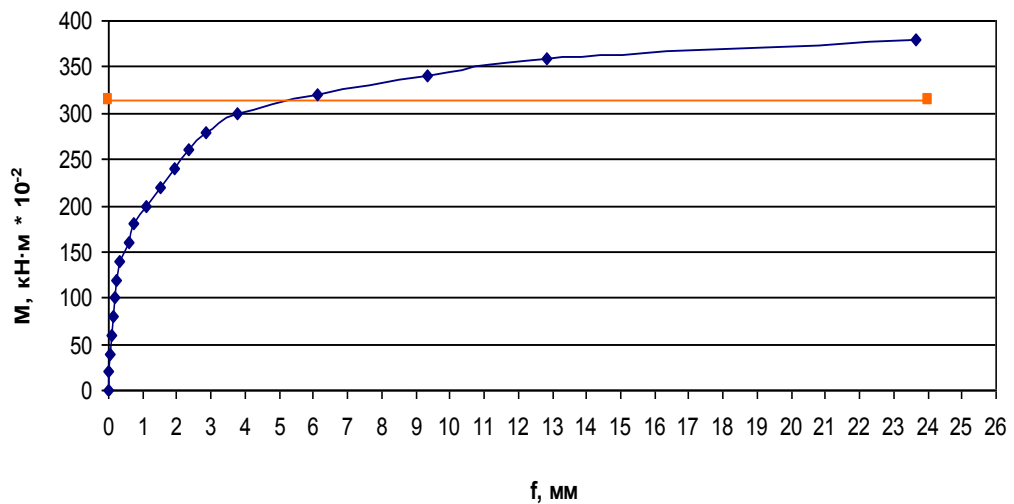


Рисунок 3.14 – Сравнение результатов для балки Б-1-1

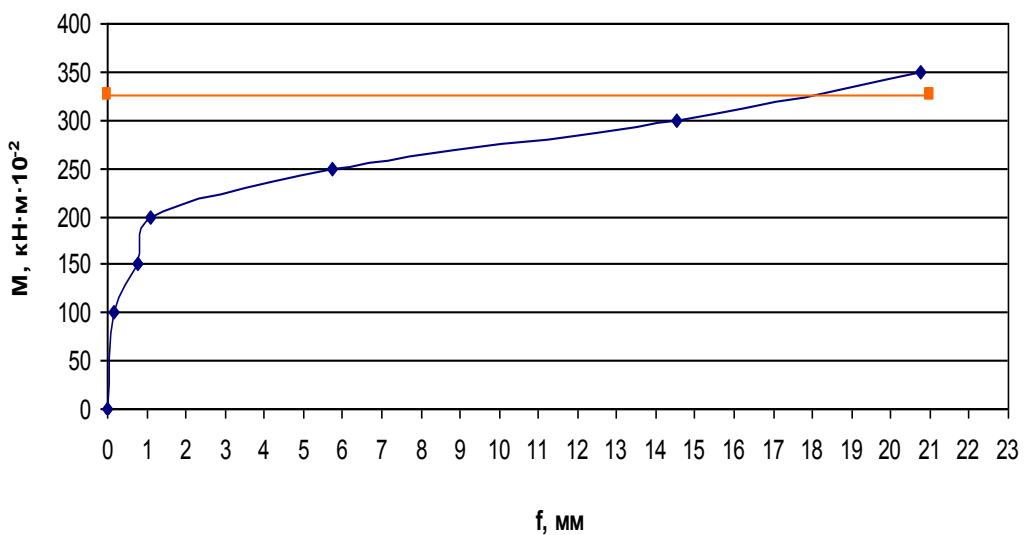


Рисунок 3.15 – Сравнение результатов для балки Б-1-2

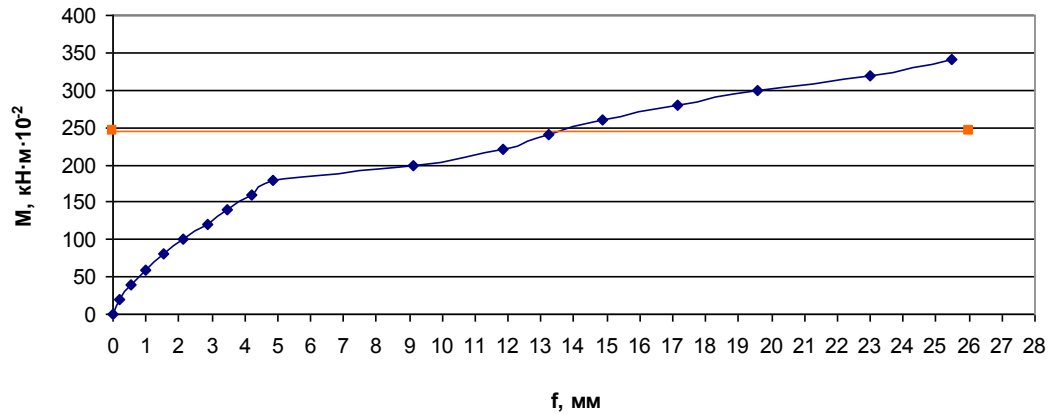


Рисунок 3.16 – Сравнение результатов для балки Б-2-1

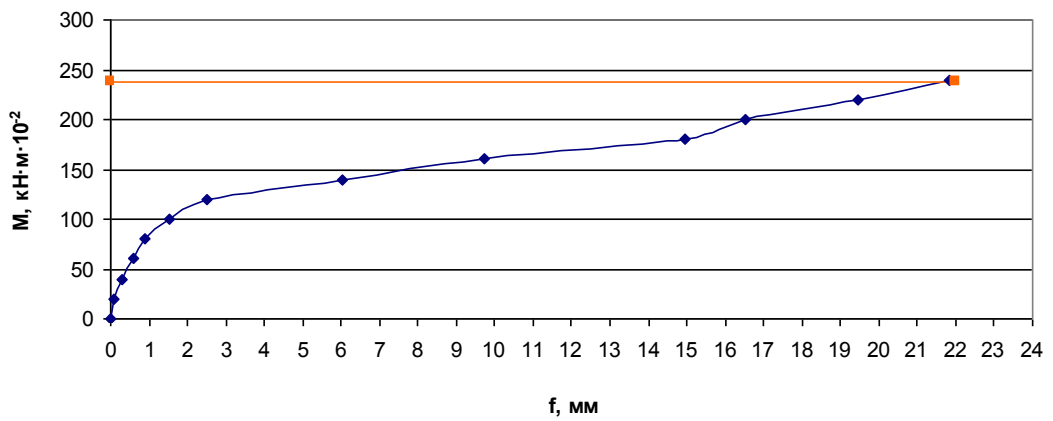


Рисунок 3.17 – Сравнение результатов для балки Б-2-2

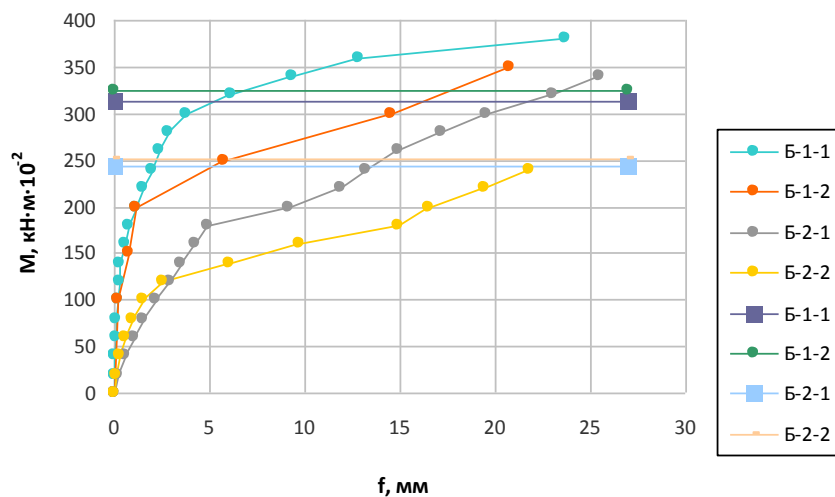


Рисунок 3.18 – Сравнение результатов всех испытываемых балок

Вывод по главе 3

1. Исходя из расчетов получаем, что все четыре испытуемых бетонных балки недостаточно армированы. Согласно представленной методике основным действием в процессе определения прочности сечения изгибаемого элемента является проверка равновесия. Если в результате расчетов получаем величину меньше 0, то вывод однозначен – балки имеют избыточное армирование. Если эта величина больше 0, то балки – недостаточно армированы. В нашем случае наблюдалось последнее.

2. При армировании бетонной балки единичными стержнями большой разницы в результатах испытаний не наблюдается.

3. Из полученных расчетов видно, что стальная арматура работает лучше в изгибающих балках, несмотря на то, что прочность на растяжение у композитной арматуры в несколько раз больше, чем у стальной. Это объясняется тем, что модуль упругости у стальной арматуры в 4 раза больше, чем у композитной.

4. Количество стержней композитной арматуры должно быть больше, по сравнению со стальной, по причине меньшего модуля упругости.

5. Выполнен расчет изгибаемых бетонных элементов балочного типа по нормальному сечению при постоянном нагружении, включающий в себе методику диаграммного метода.

6. Сравнительный анализ опытных и расчетных значений деформаций в арматуре и бетона дает удовлетворительное соответствие.

Заключение

1. Проведены теоретические исследования по композиционным материалам, применяемым в строительстве и выявлено, что наибольшее распространение получила композитная стеклопластиковая арматура, благодаря своим характеристикам:

- долговечность – составляет не менее 50 лет;
- температурный диапазон эксплуатации – -60 до $+90^{\circ}\text{C}$;
- стойкость к воздействию электромагнитных волн;
- меньший вес по сравнению с другими материалами;
- простота установки и перемещения;
- коэффициент теплового расширения бетона с композитной арматуры практически идентичен, из-за чего при изменении температуры не образуется трещин.

2. Проведены экспериментальные исследования 4 балок, 2 из которых армированы стальной арматурой и 2 – композитной стеклопластиковой.

3. Разрушение балок происходило по нормальному сечению вследствие раздробления бетона сжатой зоны.

4. Теоретические расчеты по предлагаемой методике подтверждаются результатами численного и физического экспериментов. Значения несущей способности балок, полученные в результате предложенной методики, ниже экспериментальных в среднем на 4%.

5. Армирование балок из тяжелого бетона класса В25 стеклопластиковой арматурой, которая по сравнению со сталью в два раза прочнее, но имеет меньший модуль упругости, приводит к снижению несущей способности нормальных сечений изгибаемых элементов.

6. Существующий расчетный аппарат требует серьезной корректировки, так как завышает теоретическую прочность нормальных

сечений прямо пропорционально проценту замещения стальной арматуры на стеклопластиковую. При полном отсутствии стальной арматуры расчетная прочность превышает экспериментальную.

7. Прогибы опытных образцов при замене стальной арматуры на стеклопластиковую, более чем в 2,4 раза превышает прогибы эталонных железобетонных балок во всем диапазоне нагрузок.

8. Деформации балок с композитным армированием находится в прямой зависимости от процента композитной арматуры. стеклопластиковая арматура сечением менее трети от общей ее площади, незначительно влияет на приращение прогибов. При росте процента композитного армирования прогибы балок резко увеличиваются.

9. Доминирующим фактором при определении несущей способности нормальных сечений балок является не прочность стеклопластиковой арматуры, а более низкий, чем у стали модуль упругости, что должно найти отражение при расчете балок армированных композитной арматурой по второй группе предельных состояний.

10. Для получения максимального эффекта от использования композитной арматуры, следует либо увеличить количество прутков армирования, либо использовать комбинированную арматуру.

11. Поставленные в данной диссертации задачи и цели достигнуты, однако требуется дальнейшее исследование несущей способности бетонных элементов, армированных большим количеством стальных и стеклопластиковых прутков, а также их комбинации.

Список используемых источников

1. Испытание сооружений / Н. Н. Аистов. - Изд. 2-е, испр. и доп. - Москва ; Ленинград : Госстройиздат, 1960. - 315 с. - Библиогр.: с. 310-313.
2. Модельное исследование влияния организованных трещин на напряженное состояние балок / Г. Н. Албаут, В. М. Митасов, Н. С. Пичкурова, М. В. Табанюхова. - Известия вузов. Строительство, 2009. № 6. С. 119 – 127.
3. Дефекты и повреждения строительных конструкций / Р. Альбрехт ; пер. с нем. Е. Ш. Фельдмана. - Москва : Стройиздат, 1979. - 207 с. : ил. - Библиогр.: с. 205-206.
4. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В. Н. Байков, С. В. Горбатов, З. А. Дмитриев. - Известия ВУЗов. Строительство и архитектура. 1977. № 6. с. 15-18.
5. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений / А. И. Бедов, В. Ф. Сапрыкин. - М., 1995. с. 192.
6. Жесткость и отпорность поврежденного коррозией железобетона, оцениваемые с учетом диссипации энергии / В. М. Бондаренко. - Бетон и железобетон. 2008. № 6. с. 24-28.
7. К расчету сооружений, меняющих расчетную схему вследствие коррозионных повреждений / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов, Н. В. Ключева. - Известия ВУЗов. Строительство. 2008. № 1. с. 4-12.
8. Некоторые результаты исследований живучести пространственных железобетонных рамно-стержневых систем / А. С. Бухтиярова. - Известия Юго-Западного государственного университета. 2011. № 5-2 (38). с. 243-246.

9. Оценка физического износа жилых, общественных и промышленных зданий : практ. пособие / А. А. Васильев, С. В. Дзирко, К. Н. Пироговский; под общ. ред. А. А. Васильева. – Гомель : БелГУТ, 2008. – с. 207.

10. Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии / А. А. Гвоздев, Н. И. Карпенко. - Строительная механика и расчет сооружений. 1965. № 2. с.20-23.

11. Оценка влияния локальных дефектов перекрытия на основе учета поэтапного изменения расчетной схемы под нагрузкой / О. В. Кабанцев, С. В. Горбатов, К. О. Песин. - Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2015. № 2 (49). с. 89-108.

12. Конструктивное армирование железобетонных конструкций гидросооружений / А. П. Кириллов, С. Е. Лисичкин. - Строительство гидроэлектростанций и монтаж оборудования. Информэнерго, 1983. Вып.2. с.15-18.

13. Численные исследования прочности, трещиностойкости и деформаций изгибаемых и внецентренно сжатых элементов / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, Д. Н. Трекин. - Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2014. № 11 (190). с. 33-35.

14. Совершенствование нормативной базы по проектированию железобетонных конструкций / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, И. К. Никитин, Д. Н. Трекин. - Железобетонные конструкции: исследования, проектирование, методика преподавания: сборник докладов международной научно-методической конференции, посвященной 100-летию со дня рождения В. Н. Байкова. М.: МГСУ, 2012. с. 143-153.

15. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям / Э. Н. Кодыш, И. К. Никитин, Н. Н. Трекин. - М.: Издательство АСВ, 2010. с. 352.

16. Прочность корродирующего бетона при одновременном проявлении силовых и средовых воздействий / В. И. Колчунов, Н. Б. Андросова. - Строительство и реконструкция. 2013. № 5 (49). с. 3-9.
17. К вопросу конструктивной безопасности сооружений / Е. А. Ларионов, В. М. Бондаренко. - Труды конф. МИКХиС. М., 2005. с. 28 – 37.
18. Элементы теории хрупкого разрушения / М. Я. Леонов. - Журнал прикладной механики и технич. физики. 1961. № 3. с.85-92.
19. Исследование балок с концентраторами напряжений в сжатой зоне при высоких нагрузках / И. И. Лучко, В. В. Капелюжный. - Бетон и железобетон. 1989. № 4. с. 31 – 33.
20. Определение терциностойкости сталебетонных плит при кратковременном нагружении / И. И. Лучко, О. С. Мачуга. - ФХММ. 1987. №4 с. 62-66.
21. Расчет прочности нормальных сечений элементов с использованием диаграмм арматуры / Т. И. Мамедов. - Бетон и железобетон. 1988. №8.
22. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашев. - М.: Машстройиздат, 1950. с.268 .
23. Железобетонные конструкции / В. И. Мурашев, Э. Е. Сигалов, В. Н. Байков. - М.: Гос. изд. литерат. по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962. с.659.
24. Результаты экспериментальных исследований несущей способности железобетонных балок с трещинами / М. А. Орлова. - X российско-польский семинар: Теоретические Основы Строительства. Варшава. 2001. с. 269-272.
25. Графики деформирования изгибаемых железобетонных элементов с дефектами / М. А. Орлова. - МГСУ. XI польско-российский семинар: Теоретические основы

26. Определение критического коэффициента интенсивности напряжений бетона и железобетона при поперечном сдвиге / К. А. Пирадов, Е. А. Гузеев, Т. Л. Мамаев, К. У. Абдулаев. - Бетон и железобетон. 1995. № 5. с. 18-20.

27. Теоретические и экспериментальные основы механики разрушения бетона и железобетона / К. А. Пирадов. - Тбилиси: Энергия, 1998. с. 355.

28. Конечно-элементное исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных балок с нормальными трещинами / А. Г. Тамразян, М. А. Орлова. - Научное обозрение. 2016. № 2.

29. О некоторых проблемах теории и математического моделирования процессов коррозии бетона / С. В. Федосов. - Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. 2005. № 5. с. 20-21.

30. Дефекты в конструкциях, сооружениях и методы их устранения / Н. А. Физдель. - М.: Стройиздат, 1987. с.177.

31. Определение несущей способности и жесткости ребристых плит с дефектом нарушения сцепления арматуры с бетоном / А. Б. Чаганов. - Бетон и железобетон - взгляд в будущее научные труды III Всероссийской (II Международной) конференции по бетону и железобетону: в 7 томах. М.: НИУ МГСУ, 2014. с. 397-406.

32. Особенности деформирования тяжелого бетона при неоднородном кратковременном сжатии / В. П. Чайка. - Бетон и железобетон. 1987. № 1.

33. Общие проблемы технического обследования неметаллических строительных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений / В. Г. Штенгель. - Инженерно-строительный журнал. 2010. №7 (17). с. 4-9.

34. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры = CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITHOUT PRESTRESSING. - Введ. 01.03.2004. - Санкт-Петербург : ДЕАН, 2005. - 127 с. : ил. - (Безопасность труда России). - Прил.: с. 121-124. - ISBN 5-93630-489-2 : 276-56.

35. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003.

36. ГОСТ 31938-2012. Арматура композитная полимерная для армирования бетонных конструкций. Общие технические условия.