

МУРАШКИН ВАСИЛИЙ ГЕННАДЬЕВИЧ

**ДЕФОРМАЦИОННАЯ МОДЕЛЬ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

АВТОРЕФЕРАТ

**диссертации на соискание ученой степени
доктора технических наук**

Москва 2025

Работа выполнена в Федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования «Самарский государственный технический университет» (СамГТУ).

Научный консультант – **Травуш Владимир Ильич**
академик РААСН, доктор технических наук, профессор,
заместитель генерального директора по научной работе
АО «ГОРПРОЕКТ», Адрес: 105064, Москва, Нижний Сусальный
переулок, д. 5, стр. 5А. Тел.: +7 (495) 775-75-65
E-mail: travush@mail.ru

Официальные оппоненты – **Кодыш Эмиль Наумович**
доктор технических наук, профессор, главный научный сотрудник,
АО «ЦНИИПРОМЗДАНИЙ», 127238, г. Москва, Дмитровское
шоссе, дом 46, корп.2. Тел.: +7 495 482-45-06,
E-mail: cniipz@cniipz.ru

– **Меркулов Сергей Иванович**
член-кор. РААСН, доктор технических наук, профессор,
заведующий кафедрой промышленного и гражданского
строительства, ФГБОУ ВО «Курский государственный
университет», 305000 Курск, улица Радищева, 33.
Тел.: +7 4712 52-09-04, E-mail: mersi.dom@yandex.ru

– **Галяутдинов Заур Рашидович**
доктор технических наук, доцент, заведующий кафедрой
железобетонных и каменных конструкций, ФГБОУ ВО «Томский
государственный архитектурно-строительный университет»,
634003, Томская область, г. Томск, пл. Соляная, д. 2,
Тел.: +7 3822 65-39-30, E-mail: gazr@yandex.ru.

Ведущая организация – ФГБОУ ВО «Национальный исследовательский Московский
государственный строительный университет».
129337, г. Москва, Ярославское шоссе, д. 26.
Тел.: +7 (495) 781-80-07 Факс: +7 (495) 781-80-07
E-mail: kanz@mgsu.ru

Защита состоится «__» _____ 2025 года в __: __ на заседании диссертационного совета
39.1.001.01, созданного на базе Научно-исследовательского института строительной физики
Российской академии архитектуры и строительных наук (ФГБУ «НИИСФ РААСН»), по адресу:
127238, г. Москва, Локомотивный проезд, д. 21.

С диссертацией можно ознакомиться в научно-технической библиотеке Научно-
исследовательского института строительной физики Российской академии архитектуры и
строительных наук (ФГБУ «НИИСФ РААСН») и на сайте <https://niisf.ru/>.

Автореферат разослан «__» _____ 2025 года.

Ученый секретарь
диссертационного совета

Шмаров Игорь Александрович

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы исследования. Железобетон – относительно молодой строительный материал, но доступность, технологическая простота и надежность сделали его самым распространенным конструкционным материалом. Бетон является вторым после воды наиболее употребляемым ресурсом на земле.

Так как число эксплуатируемых сооружений постоянно растет, то с каждым годом все большее их количество достигает предельных сроков эксплуатации. Кроме того, по тем или иным причинам может возникнуть необходимость реконструкции объектов. Как известно, со временем, при нормальных условиях эксплуатации, прочность бетона может существенно возрасти, и эксплуатационная надежность сооружений не уменьшится. Но если конструкция подвергалась высокотемпературному или агрессивному воздействию, то прочность бетона может значительно снизиться. Во всех этих случаях для конструкций, прошедших значительный период эксплуатации, соотношение между прочностью и модулем упругости бетона не будет соответствовать параметрам, заложенным в нормативные материалы.

Поэтому построение деформационных моделей для длительно эксплуатируемых конструкций является актуальной задачей.

Степень разработанности темы исследования. На основе теоретических и экспериментальных исследований отечественных ученых – А.А. Гвоздева, Н.Н. Лессига, К.З. Галустова, В.Н. Байкова, О.Я. Берга, В.М. Бондаренко, Ю.М. Баженова, А.С. Залесова, Ю.В. Зайцева, А.Р. Ржаницына, П.И. Васильева, Г.А. Гениева, А.Б. Голышева, Н.И. Карпенко, В.И. Мурашева, В.В. Петрова, В.И. Травуша, С.В. Александровского, В.И. Колчунова, В.П. Селяева, А.Г. Тамразяна, В.С. Федорова, Л.Р. Маиляна, Д.Р. Маиляна, Э.Н. Кодыша, Н.Н. Трекина, А.И. Звездова, Т.А. Мухамедиева и др. были созданы основы современных методов расчетов железобетонных конструкций, вошедшие в действующие нормативные документы.

Разработанная Н.И. Карпенко модель, отражающая зависимость деформаций и напряжений ($\sigma - \varepsilon$), получена на статистическом анализе многочисленных экспериментов и с высокой точностью корректирует все полученные ранее модели.

Нормативные документы, касающиеся расчетов обследованных конструкций, не учитывают изменения прочности и модуля упругости бетона, происшедшие в результате длительного периода их эксплуатации.

Цель и задачи исследования

Целью диссертационного исследования является разработка обобщенной деформационной модели бетона и диаграммного метода расчета эксплуатируемых железобетонных конструкций.

Для достижения указанной цели в диссертации необходимо было решить следующие задачи:

- 1) выполнить краткий обзор развития теории нелинейного деформирования бетона и провести анализ применения общепринятых деформационных моделей для бетонов с измененными характеристиками;
- 2) разработать модель деформирования бетона, с возможностью ее построения на основе прочностных и деформационных характеристик бетона, получаемых при обследовании зданий и сооружений, для расчета железобетонных конструкций;
- 3) сопоставить предложенную деформационную модель с моделями по нормам РФ и Еврокодов;
- 4) разработать методику определения несущей способности железобетонных конструкций на любом этапе эксплуатации, основанную на предложенной модели деформирования;
- 5) разработать методику расчета деформаций железобетонных конструкций на любом этапе загрузки, на основе деформационной модели;
- 6) определить влияние ползучести при расчете кривизны и прогибов на распределение деформаций в сжатой зоне изгибаемого железобетонного элемента, на основе предложенной деформационной модели бетона;
- 7) сопоставить результаты расчета прогибов по предложенной методике с результатами экспериментальных исследований;
- 8) разработать методику определения остаточного ресурса на примере плит покрытия железобетонного резервуара для хранения нефти;
- 9) разработать расчетную зависимость, позволяющую учитывать нарастание прочности бетона при длительной эксплуатации сооружений по предложенной деформационной модели.

Научная новизна исследования:

- Разработана нелинейная модель деформирования бетона с учётом времени эксплуатации и сокращения исходных данных для ее построения;
- Получен секущий модуль деформирования бетона и обосновано его определение по двум характерным точкам диаграммы сжатия бетона, соответствующим наибольшей величине напряжений в бетоне и точке ниже границы нарушения сплошности бетона;
- выявлена зависимость трансформирования нелинейной модели деформирования бетона от реальных условий эксплуатации;

– разработана методика расчета остаточного ресурса на основе предложенной модели нелинейного деформирования бетона с учетом упрочнения и деградации бетона при эксплуатации на примере плит покрытия железобетонного резервуара.

Теоретическая значимость работы

На основании анализа существующих моделей деформирования бетона, учитывающих фактор нелинейности, раскрыта новая научная проблема, связанная с получением некорректных результатов при применении этих моделей в расчетах эксплуатируемых железобетонных конструкций.

Получено и обосновано напряженно-деформированное состояния сечения изгибаемых железобетонных элементов, деформационные и прочностные характеристики бетона которых могут выходить за рамки нормативных величин в результате длительной эксплуатации или в результате внешних воздействий, а также в случае применения разных видов бетонов.

Получено и обосновано изменение напряженно-деформированного состояния бетона в результате перераспределения деформаций в железобетонных изгибаемых элементах от влияния длительной ползучести.

Разработаны методики расчета прочности и прогибов нормально армированных и перearмированных изгибаемых железобетонных конструкций на основе предложенной модели нелинейного деформирования бетона.

Разработана методика определения коэффициента секущего модуля на основе предложенной модели нелинейного деформирования бетона.

Разработана методика расчета остаточного ресурса плит покрытия железобетонного резервуара, которая позволяет определять сроки выхода конструкций из строя или необходимости их ремонта, в том числе при агрессивном воздействии среды.

Практическая значимость работы

Предложенная модель деформирования бетона ориентирована на практические расчеты прочности и прогибов железобетонных конструкций и определения их напряженного состояния, с учетом нелинейной связи напряжений и деформаций.

Предложенная модель деформирования бетона повышает точность расчетных моделей бетона за счет их приближения к реальному физическому состоянию материала в процессе эксплуатации. Предложенная модель деформирования бетона носит универсальный характер и может использоваться в решении практических задач, при расчете длительно эксплуатируемых и новых конструкций.

Представлены методические рекомендации для расчета прочности и прогибов железобетонных конструкций на основе предложенной модели деформирования бетона.

Создана система практических рекомендаций по определению деформационных свойств бетона при обследовании железобетонных конструкций.

На основе анализа экспериментальных и теоретических исследований отечественных и зарубежных ученых предложена функция роста прочности бетона. Определение функции роста прочности бетона и изменение его деформативных свойств со временем позволяет более точно определить ресурс эксплуатируемой конструкции.

Предложенная методика расчета остаточного ресурса безопасной эксплуатации для плит покрытия железобетонного резервуара позволяет определять сроки выхода конструкций из строя или необходимости их ремонта, в том числе при агрессивном воздействии среды.

Методология и методы диссертационного исследования

Методология основана на анализе проведенных экспериментальных и теоретических исследований, использования методов теории железобетона, теории упругости и строительной механики, анализе исследований отечественных и зарубежных авторов на темы, связанные с диссертационной работой, а также на анализе Российских и зарубежных нормативных документов.

На защиту выносятся:

- 1) деформационная модель бетона, построение которой выполнено на основании фактических деформационных характеристик материала, получаемых при обследовании железобетонных конструкций зданий и сооружений;
- 2) сопоставление и сравнение предложенной модели деформирования с моделями по нормам РФ и Еврокодов;
- 3) методика расчета несущей способности железобетонных конструкций на основе предложенной деформационной модели с нелинейным деформированием бетона при силовом воздействии;
- 4) методика расчета деформаций на любом этапе загрузки изгибаемых железобетонных конструкций, на основе предложенной деформационной модели, получаемой при испытании образцов бетона в процессе обследования эксплуатируемых зданий и сооружений;
- 5) методика определения влияния ползучести при длительном нагружении на распределение деформаций в сечении изгибаемого элемента для ее учета в расчете кривизны и прогибов на основании предложенной деформационной модели бетона;
- 6) сопоставление результатов расчета прогибов изгибаемого элемента по предложенной методике с результатами расчета по нормативным документам, а также с результатами проведенных экспериментальных исследований;

7) методика определения, в рамках обследования, остаточного ресурса безопасной эксплуатации конструкций, на примере плит покрытия железобетонного резервуара для хранения нефти;

8) расчетная зависимость роста прочности бетона во времени, при длительной эксплуатации сооружений, позволяющая выполнить аппроксимацию роста прочности бетона в процессе обследования, для расчетов по предложенной деформационной модели.

Степень достоверности

Достоверность научных положений и результатов подтверждается использованием основных положений теории железобетона, теории упругости и строительной механики, норм по расчету железобетонных конструкций, совпадением с результатами собственных экспериментальных исследований, а также анализом экспериментальных и теоретических исследований, отечественных и зарубежных авторов на темы, связанные с диссертационной работой.

Апробация результатов

Основные результаты научных исследований докладывались на Международных, Всероссийских и Межвузовских научно-технических конференциях: «Состояние и перспективы развития предварительно напряженных железобетонных конструкций: Материалы 7-й конференции Межрегиональной Ассоциации «Железобетон» (Москва, 2000 г.); «Актуальные проблемы современного строительства: Всероссийской XXXI научно-техническая конференция» (г. Пенза, 2001 г.); «Эффективные строительные конструкции: теория и практика. Международная научно-техническая конференция» (г. Пенза, Россия, 2002 г.); «Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии. III Международная научно-техническая конференция» (г. Тула, Россия, 2002 г.); «Градостроительство, реконструкция и инженерное обеспечение устойчивого развития городов Поволжья. Всероссийская научно-практическая конференция» (г. Тольятти, 2004 г.); «Актуальные проблемы в строительстве и архитектуре. Образование. Наука. Практика. 63-я Всероссийская научно-техническая конференция» (г. Самара, 2006 г.); «Актуальные проблемы в строительстве и архитектуре. Образование. Наука. Практика. 65-я Всероссийская научно-техническая конференция» (г. Самара, 2008 г.); «Высшее профессиональное образование в Самарской области. Архитектура и строительство. Региональная межвузовская научно-практическая конференция» (г. Самара, 2011 г.); «Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. 70-я юбилейная Всероссийская научно-техническая конференция» (г. Самара, 2013 г.); «International conference for Computational Civil and Structural Engineering» (Moscow, 2015); «Традиции и инновации в строительстве и архитектуре» 81-я Всероссийская научно-техническая конференция (г. Самара, 2024 г.).

Область исследования соответствует паспорту научной специальности

2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения: п. 1 «Построение и развитие теории, разработка аналитических и вычислительных методов расчёта механической безопасности и огнестойкости, рационального проектирования и оптимизации конструкций и конструктивных систем зданий и сооружений»; п. 3 «Развитие теории и методов оценки напряжённого состояния, живучести, риска, надёжности, остаточного ресурса и сроков службы строительных конструкций, зданий и сооружений, в том числе при чрезвычайных ситуациях, особых и запроектных воздействиях, обоснование критериев приемлемого уровня безопасности».

Публикации. Основные результаты и выводы диссертационного исследования изложены в 18 научных публикациях, в том числе в рецензируемых научных изданиях, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук, – 16 статей, 1 статья в издании, индексируемом в международной базе данных Web of Science, 1 статья в издании, индексируемом в базе данных Russian Science Citation Index (RSCI). По материалам, связанным с диссертационной работой, зарегистрированы 14 результатов интеллектуальной деятельности, в том числе 8 патентов на изобретение, 5 патентов на полезную модель и 1 патент на промышленный образец.

Структура и объем работы. Диссертация изложена на 275 страницах, состоит из введения, шести глав, заключения, списка литературы, включающего 237 наименований (в том числе 41 зарубежный источник), четырех приложений (изложены на 12 страницах), содержит 121 рисунок и 28 таблиц.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Во введении обосновывается актуальность проведенных научных исследований, формулируются цели и задачи научной работы, отмечается научное и практическое значение полученных результатов.

В первой главе представлен краткий обзор развития теории нелинейного деформирования бетона. Проведен анализ применения общепринятых деформационных моделей в России и других странах, который выявил, что наибольший интерес представляют модели деформирования бетона, ставшие основой для Европейских норм, и модель Н.И. Карпенко, используемая в СП 63.13330.2018.

Приведено сравнение построенной модели деформирования бетона на основе СП63.13330.2018 с экспериментально полученным графиком деформирования мелкозернистого фибробетона со значительно меньшим начальным модулем упругости по сравнению с бетонами, характеристики которых совпадают с установленными в нормах, в соответствии с их классами

по прочности. Экспериментально полученная кривая деформирования имеет в начале вогнутый характер, рисунок 1. Для примера использованы прочностные и деформационные характеристики одного из образцов (таблица 1).

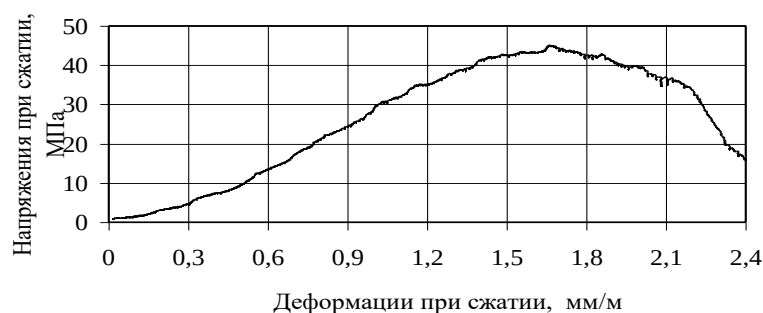


Рисунок 1 – Экспериментально полученные графики деформации при испытании образцов из мелкозернистого фибробетона

Таблица 1 – Характеристики образца из мелкозернистого фибробетона

Максимальное напряжение R_n , МПа (кг/см ²)	Относительная деформация сжатия при максимальном напряжении ε	Напряжение в образце при определении модуля упругости σ_0 , МПа (кг/см ²)	Относительная деформация ε_0 при напряжении σ_0	Модуль деформативности бетона, МПа (кг/см ²)
45 (442)	0,0016	8,8 (112)	0,00052	21150 (207400)

График кривой деформирования для фибробетона на основе СП 63.13330.2018 представлен на рисунке 2, не отвечает экспериментальному графику деформирования (рисунок 1).

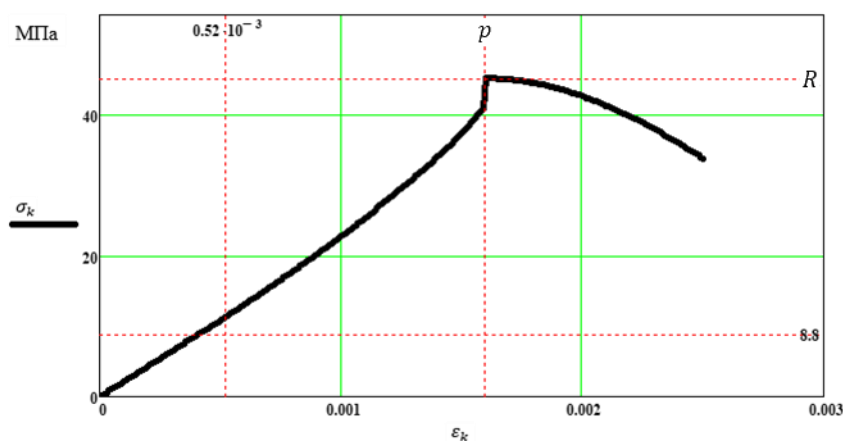


Рисунок 2 – Диаграмма моделей нелинейного деформирования бетона, построенная по СП 63.13330.2018 для фибробетона

Анализ возможности применения модели деформирования, рекомендованной нормами Евросоюза для фибробетона показал, что модель Евросоюза не соответствует экспериментальным данным для фибробетона (рисунок 3).

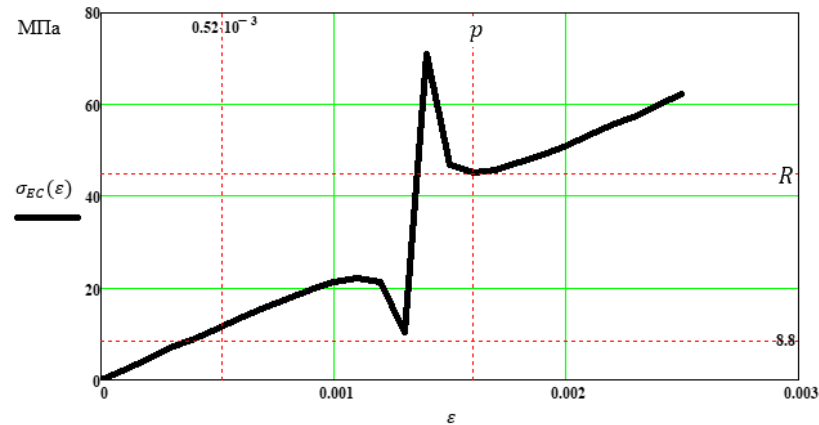


Рисунок 3 – Диаграмма модели деформирования, предложенной в нормах ЕС, применительно к фибробетону

Проблема разрушения бетона в процессе длительной эксплуатации под воздействием атмосферных влияний, физического, химического, биологического или другого воздействия, а также экономические последствия технического обслуживания и ремонта бетонных конструкций является актуальной.

В процессе длительной эксплуатации, в особенности под воздействием на железобетонные конструкции агрессивной среды, сокращается предельная деформативность бетона, что может привести к переходу конструкции из нормально армированной, в разряд перearмированных. Поэтому для обеспечения надежности производимых расчетов железобетонных конструкций после длительного срока эксплуатации необходимо в процессе обследования определять не только прочностные, но и деформативные характеристики бетона.

Для учета высокотемпературного воздействия на бетон, в 1992 году в нормы Евросоюза была включена специальная деформационная модель для бетона. Принципиальное отличие этой деформационной модели от ранее использованной в нормах ЕС заключается в отсутствии в явном виде связи прочности и модуля упругости.

Проведенные исследования в РФ во ВНИИПО показали, что бетон при нагревании до 200 °С повышает свою прочность, при этом начальный модуль деформаций изменяется незначительно.

О том, что твердение бетона под давлением приводит к улучшению его характеристик, было известно еще в 30-х годах XX века в результате исследований Э. Фрейсине. В Массачусетском и Йельском университетах на образцах цилиндрической формы

была получена прочность обработанного давлением бетона на сжатие 600 МПа и на растяжение 60 МПа при использовании обычного цемента без химических добавок.

В России в результате исследований в АСА СамГТУ (КуИСИ) в 70-х годах прошлого века были изготовлены, впервые в мировой практике, железобетонные колонны под давлением 2,5 МПа. Испытание опытной партии колонн из БТД, были осуществлены в НИИЖБе. Испытания показали, что прочность бетона в колоннах возросла до момента испытания (от 3 до 4 месяцев) от 1,8 до 2 раз, и достигала 60 МПа, а разрушение колонн не было хрупким, как это случалось ранее с высокопрочным бетоном, изготовленным по обычной технологии.

В результате дальнейших исследований в АСА СамГТУ, в которых принимал участие и автор, были получены новые данные о физико-механических свойствах бетона, твердеющего под давлением (БТД), при загрузении, его внешней кратковременной и длительной нагрузках и др. В частности, установлена связь прочностных характеристик, модуля упругости, мер ползучести с опрессовочным давлением. Показано увеличение предельной деформативности БТД по сравнению с исходным бетоном.

Во второй главе предложена деформационная модель бетона при сжатии. Основой для которой является уравнение шведского ученого С. Аррениуса, полученное для описания кинетических процессов, происходящих в газах:

$$k = A \cdot e^{-E_a/R \cdot T}, \quad (1)$$

где k – константа скорости химической реакции;

$A = (a \cdot T^{1/2})$ – общее число взаимодействий молекул;

e – основание натурального логарифма;

E_a – энергия активации, Дж/моль;

R – газовая постоянная, равная 8,31 Дж/(моль·К);

T – температура, К.

Разработки С. Аррениуса применяются не только в физической химии, но и в механике твердого тела (А. Зегер, Ж. Виола, В.З. Партон, А.С. Букатый, Е. Voce, В. Faucher, А. Krausz и др.). А. Зегер предложил логарифмическую зависимость связи между напряжениями, температурой и скоростью деформаций металла. Н.Н. Давиденков, применяя уравнение С. Аррениуса, получил зависимость между пределом текучести металла и скоростью деформирования. П.И. Полухин предложил использовать уравнения Аррениуса для получения зависимости между температурой, напряжениями и деформациями в металлах. Кроме того, он использовал аналогичное уравнение для определения числа равновесных точечных дефектов в металле, что дает возможность учета микродефектов материала.

Для бетона, который представляет собой более сложный многокомпонентный и неоднородный материал, имеющий гораздо больше дефектов структуры по сравнению с

металлами, учитывая наличие дефектов и микротрещин в бетоне, которые смыкаются при увеличении деформаций под нагрузкой, и вовлекают в работу все большее количество связей, коэффициент A , из уравнения Аррениуса, должен являться функцией деформаций. Для бетона его можно принять в виде:

$$A = (a \cdot T^{1/2}) = a \cdot \varepsilon^b,$$

где a и b – коэффициенты, определяемые из граничных условий;

ε – текущая относительная деформация.

Коэффициент a , как и в выражении (1), отражает количество задействованных связей, т.е. фактически отражает прочностную характеристику. В уравнении Аррениуса общее количество задействованных связей изменяется с температурой, что характерно для газа. Для бетона, где нет зависимости деформаций от температуры, аналогично допущениям А. Зегера осуществлена замена переменной T на переменную ε . Таким образом, для бетона зависимость напряжений от деформаций может быть представлена в виде:

$$\sigma(\varepsilon) = a \cdot \varepsilon^b \cdot e^{\frac{-b \cdot \varepsilon}{p}}, \quad (2)$$

где $\sigma(\varepsilon)$ – напряжения;

a , b и p – коэффициенты, определяемые на основании данных из эксперимента.

На рисунке 4 представлен график нелинейного деформирования бетона ($R_b = 25$ МПа), построенный на основе выражения (2), которое рекомендуется использовать для описания зависимости $(\sigma - \varepsilon)$ бетона, после его длительной эксплуатации, получив значения коэффициентов a и b при испытании образцов. На графике отмечены характерные точки для определения коэффициентов. Точка А соответствует напряжениям $\sigma = 0,3 \cdot R_b$ и относительным деформациям $\varepsilon = 2,027 \cdot 10^{-4}$. Точка В соответствует $\sigma = R_b$ и относительным деформациям $p = 0,002$.

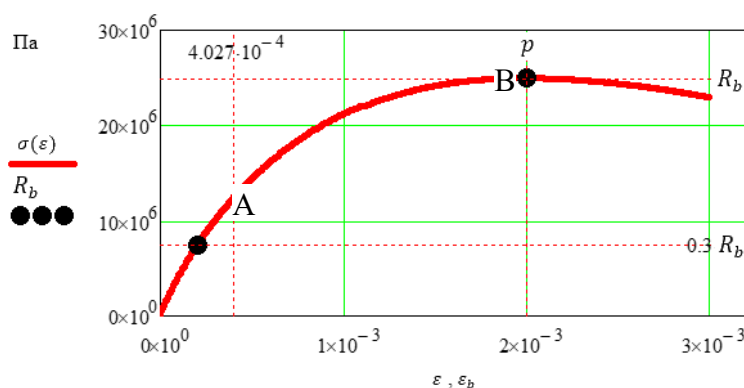


Рисунок 4 – График нелинейного деформирования бетона по выражению (2), с указанием характерных точек

Построение деформационной модели бетона по выражению (2) для бетона с прочностью $R_b = 45$ МПа и модулем упругости $E_b = 37000$ МПа проиллюстрирован на примере (рисунок 5).

Модель деформирования бетона на сжимающую нагрузку по нормам Евросоюза построена по выражению:

$$\sigma_{EC1}(\varepsilon) = f(\varepsilon) \cdot R_b,$$

$$\text{где } f(\varepsilon) = \frac{k \cdot \frac{\varepsilon}{p} - \left(\frac{\varepsilon}{p}\right)^2}{1 + (k - 2) \cdot \frac{\varepsilon}{p}};$$

$$k = 1,05 \cdot E \cdot \frac{p}{R_b}.$$

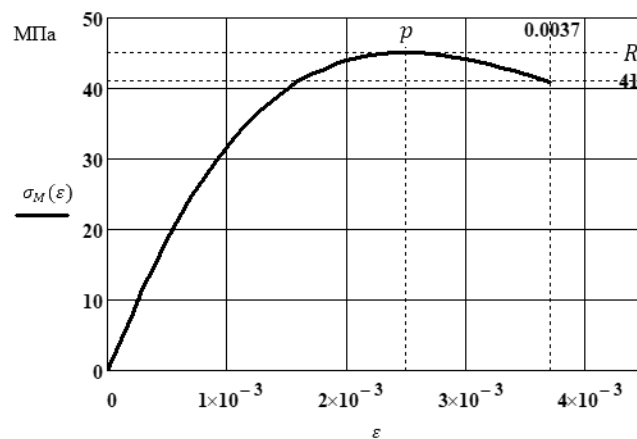


Рисунок 5 – Деформационная модель для бетона ($R_b = 45$ МПа; $E_b = 37000$ МПа) по выражению (2)

Расхождение модели по выражению (2) – $\sigma_M(\varepsilon)$ и модели по нормам Евросоюза – $\sigma_{EC1}(\varepsilon)$ по разности занимаемых площадей составляет 1,9 % (рисунок 6).

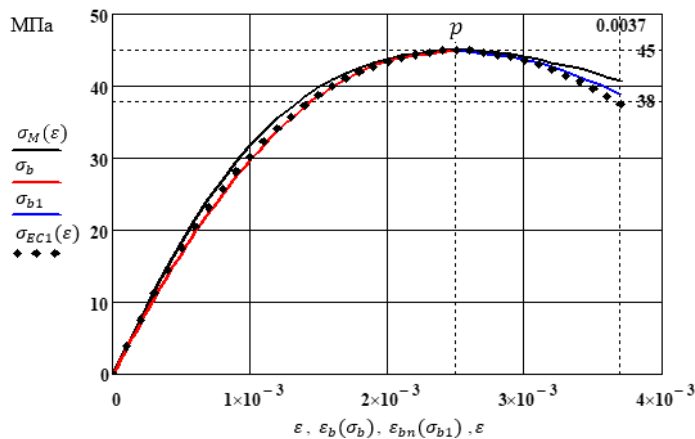


Рисунок 6 – Модель деформирования бетона, построенная по СП 63.13330.2018 – σ_b и σ_{b1} ; по Model Code 2010 – $\sigma_{EC1}(\varepsilon)$ и по выражению (2) – $\sigma_M(\varepsilon)$

При построении модели деформирования бетона по СП 63.13330.2018 восходящая ветвь обозначена $\varepsilon_b(\sigma_b)$, а нисходящая – $\varepsilon_{bn}(\sigma_{b1})$.

Как видно из рисунка 6, деформационная модель по СП 63.13330.2018 находится практически между $\sigma_M(\varepsilon)$ по предлагаемой модели (2) и $\sigma_{EC1}(\varepsilon)$ по модели Model Code 2010, и расхождение с этими моделям будет меньше 2 %.

Аналогичную картину можно видеть и для других классов бетона по прочности, чьи деформационные характеристики соответствуют нормативным значениям. Следовательно, при проектировании конструкций из бетонов, значения модулей упругости которых совпадают с установленными в нормах, для их класса по прочности – применение моделей, рекомендованных СП 63.13330.2018, Model Code 2010 и по выражению (2) приведет к близким результатам.

Для сопоставления построены деформационные модели для бетонов с прочностью $R_b = 18,5$ МПа и $R_b = 71$ МПа (нормативная прочность бетонов класса В25 и В100 соответственно) и модулями упругости $E_b = 30000$ МПа и $E_b = 43000$ МПа с помощью трех различных методик: модели Н.И. Карпенко, модели деформирования по нормам Евросоюза и предлагаемой методике на основании выражения (2).

Сопоставление полученных выражений для моделей нелинейного деформирования по нормам ЕС, Н.И. Карпенко и автора показано на рисунке 7, из которого видно, что кривые практически не отличаются друг от друга.

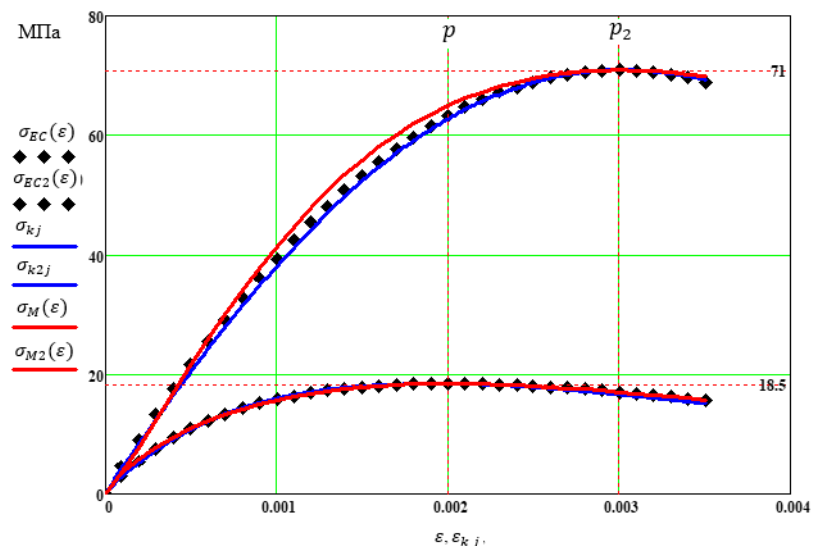


Рисунок 7 – Графики нелинейного деформирования бетона на сжатие

для бетона $R_b = 18,5$ МПа ($E_b = 30000$ МПа):

$\sigma_{EC}(\varepsilon)$ – по нормам Евросоюза; σ_{kj} – по нормам РФ; $\sigma_M(\varepsilon)$ – по выражению (2);

для бетона $R_b = 71,0$ МПа ($E_b = 43000$ МПа):

$\sigma_{EC2}(\varepsilon)$ – по нормам Евросоюза; σ_{k2j} – по нормам РФ; $\sigma_{M2}(\varepsilon)$ – по выражению (2)

В обобщенном виде для всего рассмотренного диапазона прочностей и деформаций бетонов, значения модулей упругости которых совпадают с установленными в нормах, для их класса по прочности отклонение модели ЕС от модели (2) не превышает 1,83 %.

Отклонение деформационных моделей по Н.И. Карпенко от модели ЕС и предложенной автором составляет также не более 2 % для конструкций из бетона, характеристики которого соответствуют нормам РФ.

Дополнительно приведено сравнение диаграмм состояния бетона по нелинейной деформационной модели, представленной в СП 63.13330.2018, и предлагаемой модели на основе выражения (2) для различных классов бетона (В15, В20, В30, В40, В60 и В100).

Диаграммы, построенные по предлагаемой методике на основе выражения (2), практически совпадают с диаграммами, построенными по методике СП 63.13330.2018 для бетонов классов В15, В20, В30, В40 и В60. Кривые для бетона класса В100, при значении $\varepsilon_{b0} = 0,002$ имеют различия в отдельных областях при напряжениях σ_b от 40 до 65 МПа до 15,8 %.

В том случае, когда при проектировании нового сооружения или по результатам обследования прочностные и деформационные характеристики расходятся с нормативными значениями, расчеты могут иметь серьезные погрешности.

Если прочность бетона останется $R_b = 45$ МПа, а модуль деформаций по каким-либо причинам (новый вид бетона, эксплуатационные воздействия и т.д.) снизился до $E_b = 19000$ МПа, то модель деформирования по формулам норм, но с уменьшенным значением модуля упругости примет форму, представленную на рисунке 8, в сравнении с моделью деформирования с нормативными значениями характеристик бетона.

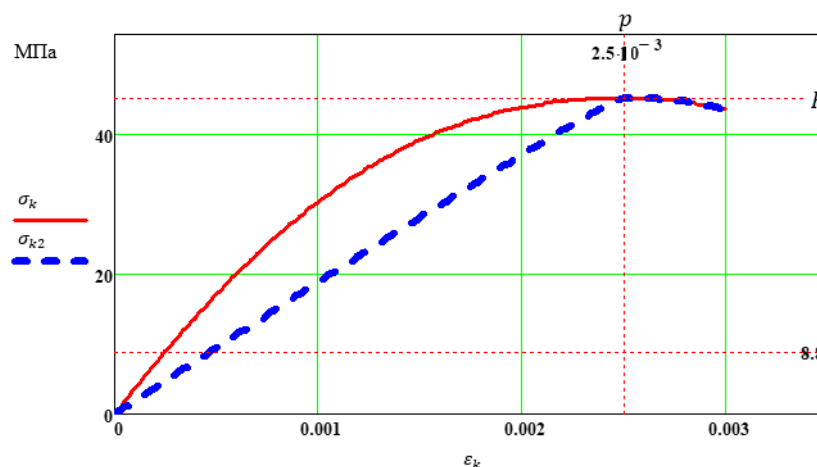


Рисунок 8 – Модели деформирования бетона, построенные по формулам СП 63.13330.2018 с прочностью $R_b = 45$ МПа и значениями модуля упругости:

σ_k для $E_b = 37000$ МПа; σ_{k2} для $E_b = 19000$ МПа

В работе рассмотрено, как реагирует деформационная модель Евросоюза на снижение модуля упругости ниже нормативного значения. В выражение деформационной модели Евросоюза входит коэффициент k (число пластичности), зависящий от модуля упругости бетона. Снижение модуля упругости приводит к снижению числа пластичности бетона и построению неадекватного графика деформационной кривой по формуле Евросоюза (рисунок 9).

Очевидно, что расчет конструкции по такой деформационной модели как $\sigma_{EC}(\varepsilon)$ приведет к неверному результату.

В работе проиллюстрирована возможность применения экспоненциальных моделей к бетонам, значения модулей упругости которых не совпадают с установленными в нормах, для их класса по прочности.

Предлагаемая зависимость может быть применена как для традиционных бетонов, так и для фибробетона, экспериментально исследованного в Мордовском государственном университете им. Н.П. Огарёва (МГУ им. Н.П. Огарёва) (рисунок 1, таблица 1).

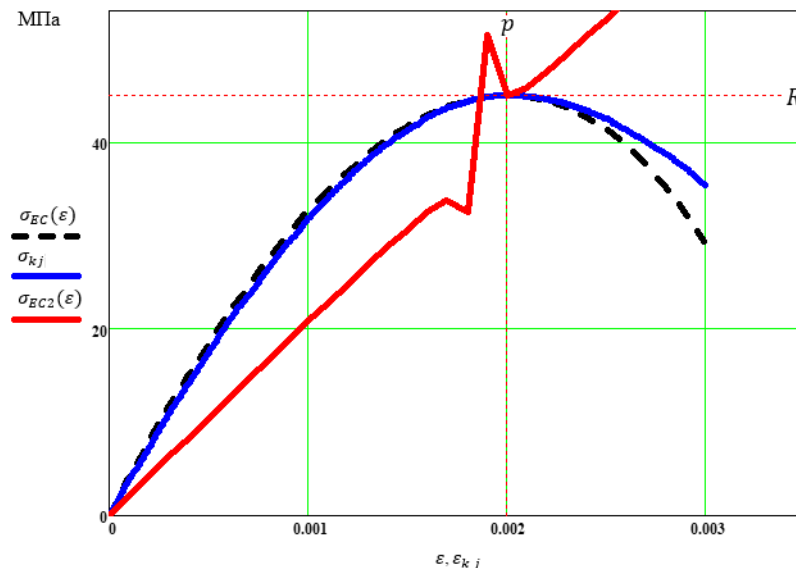


Рисунок 9 – Деформационные модели, построенные для бетона с прочностью $R_b = 45$ МПа,

модулем упругости $E_b = 37000$ МПа: $\sigma_{EC}(\varepsilon)$ – по нормам ЕС и σ_{kj} – по нормам РФ;

$\sigma_{EC2}(\varepsilon)$ – по нормам ЕС ($R_b = 45$ МПа, $E_b = 19000$ МПа)

Модель нелинейного деформирования фибробетона, построенная с помощью выражения (2), показана на рисунке 10.

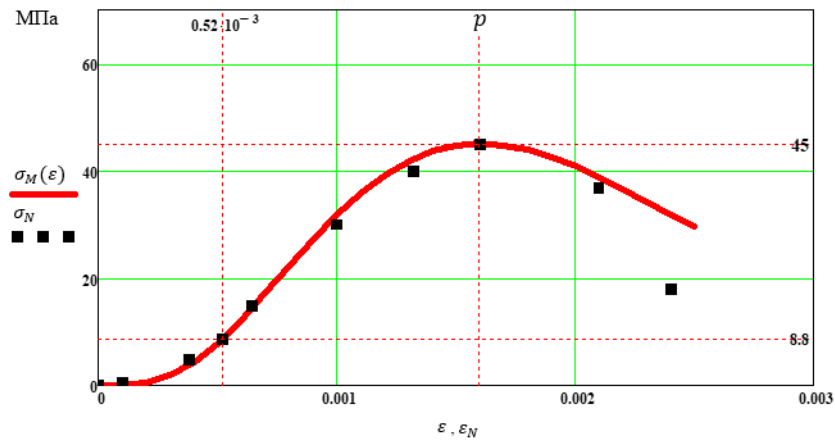


Рисунок 10 – График деформационной модели по (2):

$\sigma_M(\varepsilon)$ и экспериментальные данные, полученные в МГУ им. Н.П. Огарёва – σ_N (точки – ■)

Суммарное отклонение экспоненциальной модели от экспериментальной кривой составляет не более 1.5 %, и в основном за счет погрешности на ниспадающей ветви – в неустойчивой зоне разрушения.

В работе проиллюстрирована возможность построения деформационной модели по предложенному выражению (2) для бетонов, эксплуатирувавшихся длительный период. За длительный период время и среда существенно влияют на состояния бетона этих конструкций. В нормальных условиях, без агрессивного воздействия, прочность бетона может возрасти до двух раз по сравнению прочностью бетона на 28-е сутки. В то же время модуль упругости бетона, при отсутствии агрессивного воздействия среды, увеличивается со временем не так значительно, как прочность.

На рисунке 11 представлено сопоставление диаграмм деформирования бетона по выражению (2), полученных на основании результатов испытания одного и того же бетона, выполненных с разницей в семь лет – кубов в 2010 году в АСА СамГТУ и цилиндров в 2017 году в МГУ им. Н. П. Огарёва (таблица 2).

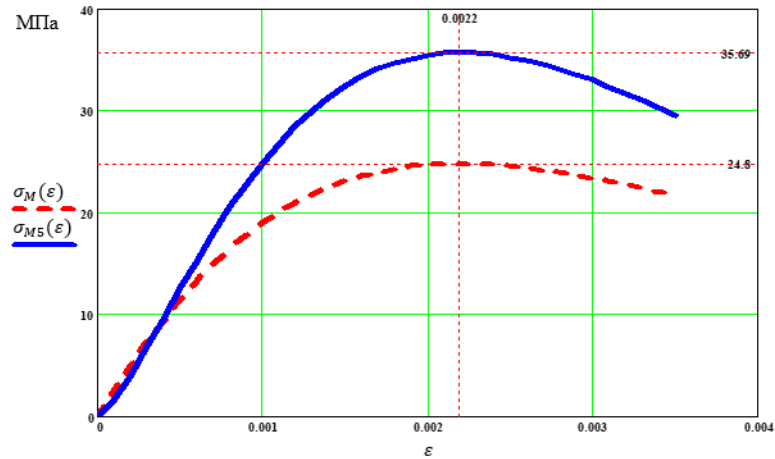


Рисунок 11 – Сопоставление диаграмм деформирования бетона по (2)

$\sigma_M(\varepsilon)$ для $R_b = 24,8$ МПа, и $\sigma_{M5}(\varepsilon)$ для $R_b = 35,69$ МПа

Таблица 2 – Результаты испытания кубов и цилиндров

№ п/п	Прочность, МПа (кг/см ²)	Модуль упругости, МПа (кг/см ²)	Относительная деформация p	Источник
1	Результаты испытаний кубов 100×100×100 мм на 28 суток			
	24,80 (243)	23962 (235000)	0,0022	А.А. Пишулев
2	Результаты испытаний цилиндров 80×160 мм через семь лет			
	35,69 (350)	24472 (240000)	0,0022	Испытания в МГУ им. Н.П. Огарёва

Как видно из данных таблицы 2 и рисунка 11, прочность бетона возросла на 30 %, в то время как модуль упругости увеличился всего на 10 %.

Воздействие огневой нагрузки на бетон приводит к существенному повышению предельной деформативности. Проведенные экспериментальные работы с образцами из бетона и с железобетонными конструкциями после пожара показали, что температурное воздействие влияет на прочность материала и его деформативные свойства. Применение к бетону, испытывавшему температурную нагрузку, разработанных ранее деформационных моделей показало некорректные результаты, что потребовало разработки специальных моделей деформирования.

На базе структурного подхода В.С. Федоровым была предложена новая модель деформирования бетона при огневом воздействии, записанная выражением:

$$\sigma_f(\varepsilon) = \varepsilon \cdot E_b \cdot e^{-k \cdot (\eta(\varepsilon))^{\frac{1}{k}}}. \quad (3)$$

Сравнение деформационной модели на основе выражения (2) с моделью по выражению (3) и специальной деформационной модели по Еврокоду для бетона после нагрева до температуры 400 °С и 600 °С представлено на рисунке 12.

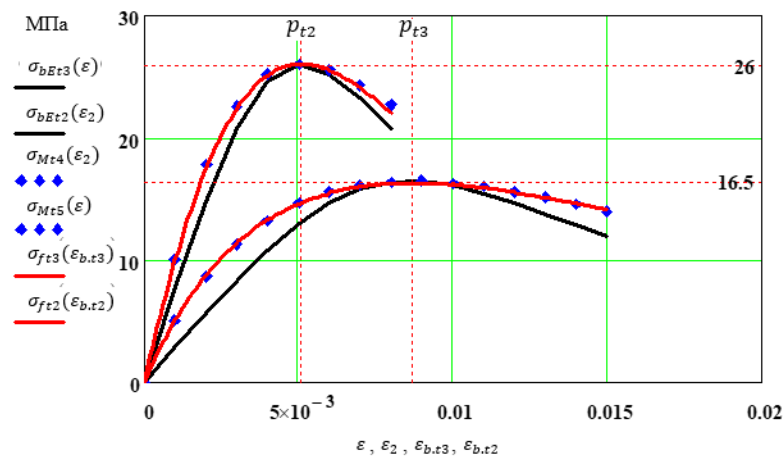


Рисунок 12 – Графики деформационных моделей:

- для бетона после нагрева до температуры 400 °С ($R_b = 26$ МПа)

$\sigma_{bEt2}(\varepsilon_2)$ – по модели Еврокода; $\sigma_{Mt4}(\varepsilon_2)$ – по выражению (2); $\sigma_{ft2}(\varepsilon_{b,t2})$ – по выражению (3);

- для бетона после нагрева до температуры 600 °С ($R_b = 16,5$ МПа)

$\sigma_{bEt3}(\varepsilon)$ – по модели Еврокода; $\sigma_{Mt5}(\varepsilon)$ – по выражению (2); $\sigma_{ft3}(\varepsilon_{b,t3})$ – по выражению (3)

В третьей главе разработана методика определения коэффициента секущего модуля ν_b для бетонов с характеристиками, отличающимися от принятых в нормах.

Выражение, описывающее коэффициент секущего модуля ν_b , имеет следующий вид:

$$\nu_b(\varepsilon_b) = \frac{a}{E_b} \cdot \varepsilon_b^{(b-1)} \cdot e^{\frac{-b \cdot \varepsilon_b}{p}}, \quad (4)$$

где a и b – коэффициенты, из выражения (2), которые для любого бетона могут быть получены по методике, предложенной во второй главе на основании стандартных испытаний образцов бетона.

График коэффициента секущего модуля ν_b по выражению (4) для бетона В40 представлен на рисунке 13.

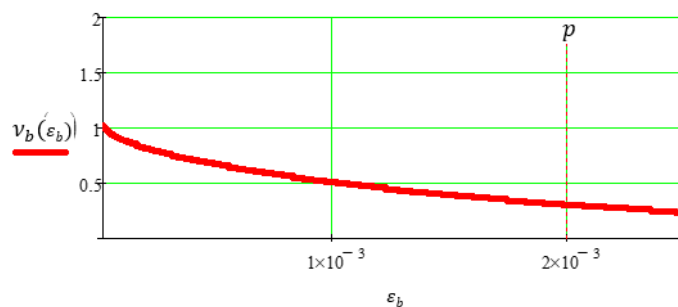


Рисунок 13 – График коэффициента секущего модуля ν_b для бетона В40

Представлена методика расчета изгибаемого и внецентренно-сжатого железобетонного элемента на основе предложенной модели деформирования бетона. В качестве переменной величины приняты относительные деформации, что позволяет при построении напряженно-деформированного состояния учитывать нисходящую ветвь одним выражением. Эпюра напряжений в сжатой зоне сечения описана по высоте в соответствии с предлагаемой диаграммой деформирования бетона на основе выражения (2). В случае решения задачи с послойным изменением характеристик бетона, для каждого слоя строятся индивидуальные деформационные модели бетона в зависимости от его параметров, полученных при обследовании. В результате интегрирования эпюр получена равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона. В предложенной методике рассмотрено сечение над трещиной, а растянутый бетон не учитывается, считая вызванную этим погрешность незначительной. При этом указанная погрешность частично нивелируется учетом усреднения напряжений в арматуре, для которой принята диаграмма Прандтля. При определении средней кривизны элемента используется принцип усреднения деформаций В.И. Мурашева.

Учитывая расположение и характеристики арматуры, определена равнодействующая растягивающих усилий в арматуре. Наличие сжатой арматуры не влияет на принцип и методику расчета, поэтому в примерах рассмотрено сечение без сжатой арматуры.

Статические соотношения – уравнения равновесия между внутренними усилиями в нормальном сечении и внешними силами:

$$N = \int_0^k (\sigma_b(\varepsilon) \cdot b \cdot x) dx - \sum \sigma_s \cdot A_s,$$

$$M = Z \cdot \left[\int_0^k (\sigma_b(\varepsilon) \cdot b \cdot x) dx \right],$$

где k – высота сжатой зоны бетона;

$\sigma_b(\varepsilon)$, σ_s – напряжения в бетоне и арматуре соответственно;

b – ширина сечения бетона;

A_s – площадь арматуры;

Z – плечи внутренней пары сил.

Геометрические соотношения. Плечи внутренней пары сил $Z(\varepsilon_b)$, определяются через отношение статического момента S фигуры образованной кривой функции напряжений $\sigma_b(\varepsilon_b)$ по высоте сжатой зоны к площади A этой фигуры:

$$Z(\varepsilon_b) = \frac{S}{A} + (h_0 - L(\varepsilon_b)),$$

где h_0 – расчетная высота сечения.

Уравнение распределения деформаций бетона и арматуры по высоте:

$$\varepsilon_b = \frac{\varepsilon}{k} \cdot x,$$

$$\varepsilon_s = \frac{\varepsilon}{k} \cdot x \cdot (h_0 - k),$$

где ε_b и ε_s – относительные деформации бетона и арматуры соответственно;

ε – относительные деформации крайних сжатых волокон бетона.

Физические соотношения описаны выражением (2), связывающим относительные деформации бетона с напряжениями.

Использование приведенной расчетной модели в совокупности с применением предлагаемой диаграммы по выражению (2) и методикой расчета позволяет решить задачу в замкнутом виде.

Методика вычисления несущей способности и определения напряженно-деформированного состояния сечения с использованием деформационной модели на основе выражения (2) проиллюстрирована на примере расчета несущей способности изгибаемой балки таврового сечения, условно разделенного на 10 слоев (рисунок 14). Характеристики бетона $R_b = 32$ МПа, предельная деформативность бетона $p = 0,004$. Начальный модуль упругости бетона $E_b = 35560$ МПа был установлен в процессе испытания образца исходя из того, что при нагрузке, соответствующей напряжениям в сжатой зоне бетона 64 МПа (или $0,2 \cdot R_b$), относительные деформации бетона составили 0,00018. Балка армирована двумя стержнями диаметром 28 мм. $R_s = 400$ МПа.

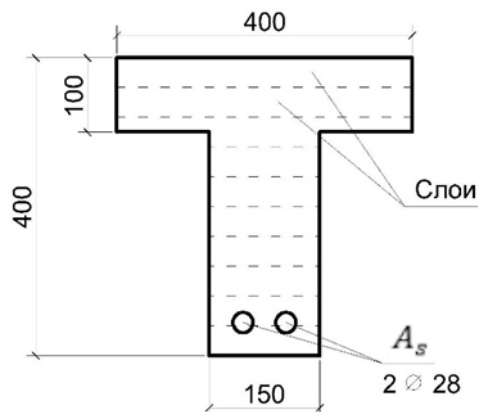


Рисунок 14 – Схема для послойного расчета таврового сечения

Прочность и начальный модуль упругости бетона в верхних слоях снизились и распределились по слоям в соответствии с коэффициентами, представленными в таблице 3 (коэффициент 1 означает, что характеристики бетона не изменились). В соответствии с характеристиками бетона для каждого слоя строится деформационная модель на основе выражения (2). Коэффициенты a и b для каждого слоя имеют значения, представленные в таблице 3.

Таблица 3 – Значения коэффициентов для слоев сечения

	Значения коэффициентов для слоев									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Для R_b	0,662	0,821	0,903	0,956	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
Для E_b	0,841	0,932	0,967	0,985	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
$a \cdot 10^{-10}$	1,278	1,129	1,109	1,110	1,110	1,110	1,110	1,110	1,110	1,110
b	0,940	0,890	0,874	0,866	0,859	0,859	0,859	0,859	0,859	0,859

Диаграммы деформирования на основе выражения (2) для первого, третьего и десятого слоев представлены на рисунке 15.

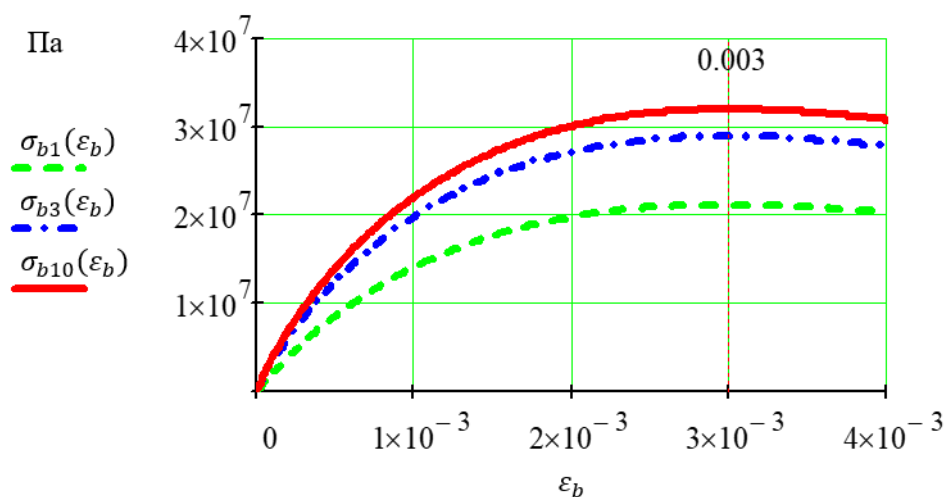


Рисунок 15 – Диаграммы деформирования бетона для первого $\sigma_{b1}(\varepsilon_b)$, третьего $\sigma_{b3}(\varepsilon_b)$ и десятого $\sigma_{b10}(\varepsilon_b)$ слоев сечения

Равнодействующая усилий в бетоне D_b определяется как сумма интегралов для каждого слоя попадающего в сжатую зону бетона:

$$D_b = \sum_{i=1}^{n-1} \int_0^l \sigma_b \left(\frac{\varepsilon_b}{l} \cdot x \right) \cdot b \cdot dx + \int_{(n-1) \cdot l}^L \sigma_b \left(\frac{\varepsilon_b}{l} \cdot x \right) \cdot b \cdot dx,$$

где n – число слоев, попавших в сжатую зону;

l – высота (толщина слоя);

L – функция высоты сжатой зоны k ;

b – ширина слоя.

Усилие в слое, на который приходится граница полки и стенки, разбивается на два интеграла, в одном из которых ширина b будет равна ширине полки b_p , а во втором ширине стенки b_s .

Равнодействующая усилий D_s в арматуре определяется по диаграмме Прандтля, для напряжений, не достигающих площадки текучести, $D_s = \frac{\varepsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \cdot A_s$ и как $(R_s \cdot A_s)$ на площадке текучести.

Величина высоты сжатой зоны определяется из условия равенства $D_b = D_s$. График высоты сжатой зоны в тавровом сечении от относительных деформаций крайних сжатых волокон бетона представлен на рисунке 16.

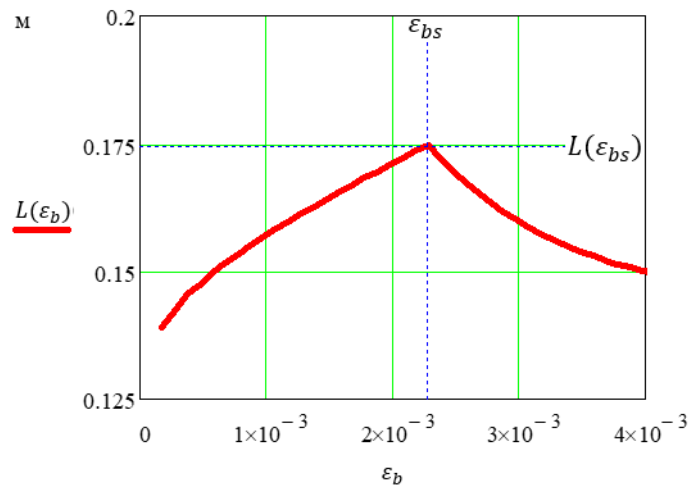


Рисунок 16 – График функции высоты сжатой зоны $L(\varepsilon_b)$

Зная функцию высоту сжатой зоны $L(\varepsilon_b)$, определяем плечи пары сил между равнодействующими усилий в сжатой зоне бетона и арматуры через отношение статического момента S фигуры, образованной кривой функции напряжений $\sigma_b(\varepsilon)$ по высоте сжатой зоны, к площади A этой фигуры:

$$Z = \frac{\int_0^k (\sigma_b(\varepsilon) \cdot b \cdot x) \cdot dx}{\int_0^k (\sigma_b(\varepsilon) \cdot b) \cdot dx} + (h_0 - k).$$

Величина изгибающего момента $M(\varepsilon_b)$ для рассчитываемого таврового сечения определяется из выражения:

$$M(\varepsilon_b) = Z(\varepsilon_b) \cdot N_s(\varepsilon_b).$$

Максимальное значение изгибаемого момента для рассчитываемого таврового сечения составляет 130,5 кН·м. График изгибающего момента от величины относительной деформации крайних сжатых волокон бетона представлен на рисунке 17.

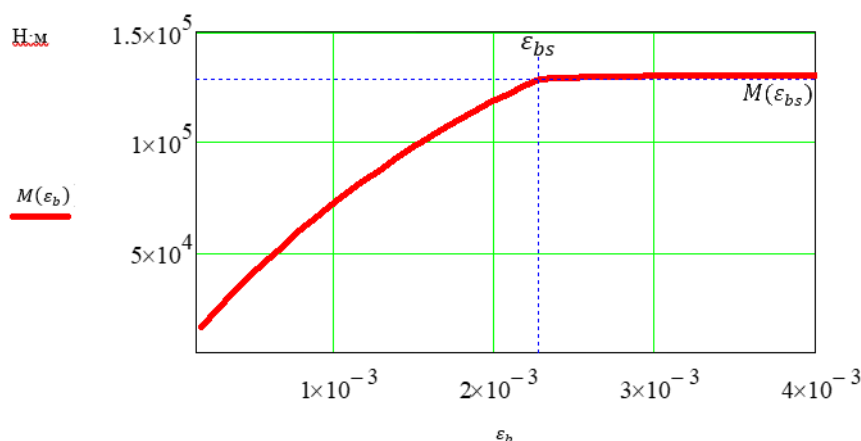


Рисунок 17 – График изгибающего момента в расчетном сечении

Приведено сопоставление и расчеты несущей способности для двух балок: нормально армированной и переармированной. Характеристики бетона и армирования балок представлены в таблице 4. Первая балка изготовлена из бетона класса В25, значение модуля упругости бетона совпадает с установленным в нормах для его класса по прочности.

Таблица 4 – Параметры конструкции балок

№ п/п	Прочность бетона R_b , МПа	Модуль упругости по СП, МПа	H , м	B , м	A_s (3Ø36), $\text{м}^2 \cdot 10^{-4}$	R_s , МПа	E_s , МПа	Тип конструкции
1	18,5	30000	0,4	0,2	30,536	400	$210 \cdot 10^3$	Пере- армированная
2	71,0	43000	0,4	0,2	30,536	400	$210 \cdot 10^3$	Нормально армированная

Вторая балка выполнена из высокопрочного бетона класса В100, значение модуля упругости которого тоже совпадает с установленным в нормах для его класса по прочности. Расчетная схема балок и принятые обозначения показаны на рисунке 18.

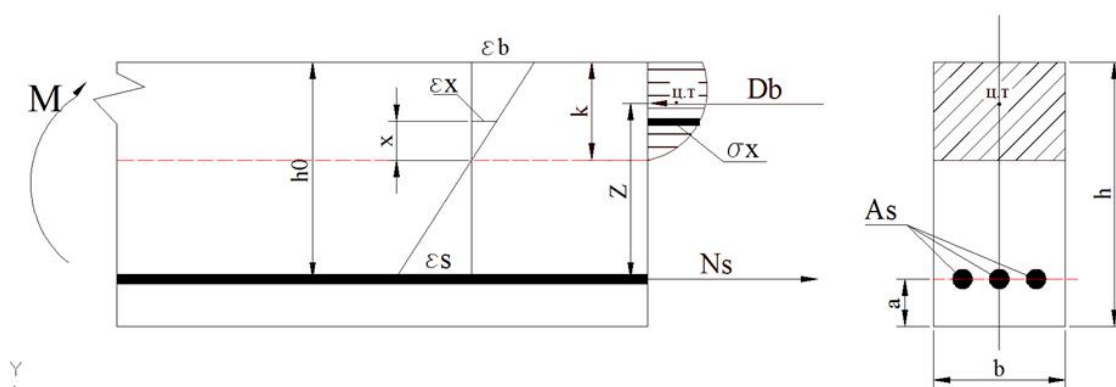
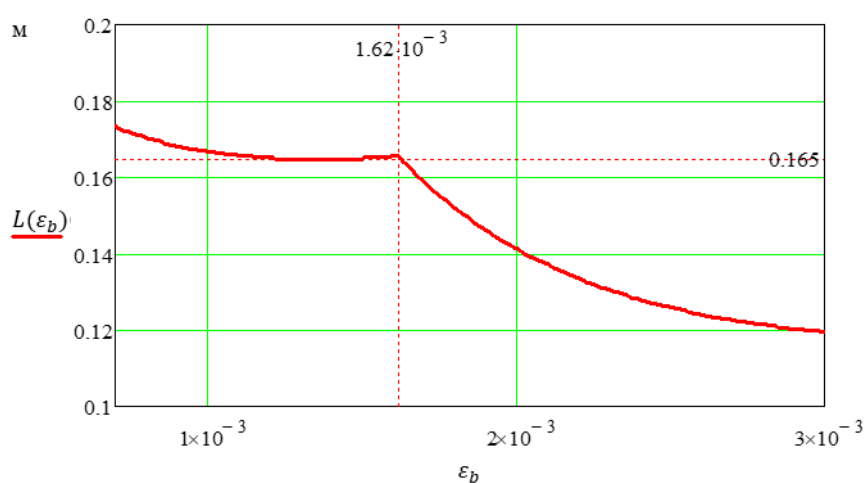


Рисунок 18 – Схема для расчета прочности балки

Для нормально армированной (второй) балки представлены графики функции высоты сжатой зоны (рисунок 19), где деформация $\varepsilon_b = 1,62 \cdot 10^{-3}$ соответствует началу текучести арматуры.

График изменение плеч внутренней пары сил носит сложный характер и представлен на рисунке 20. С момента, когда арматура достигает текучести (R_s) при $\varepsilon_b = 0,00162$, плечи внутренней пары сил начинают плавно расти.

Зависимость воспринимаемого сечением момента $M(\varepsilon_b)$ и относительной деформации крайних сжатых волокон бетона сжатой зоны ε_b графически представлена на рисунке 21.

Рисунок 19 – График зависимости высоты сжатой зоны $L(\varepsilon_b)$ и деформаций ε_b с ростом нагрузки

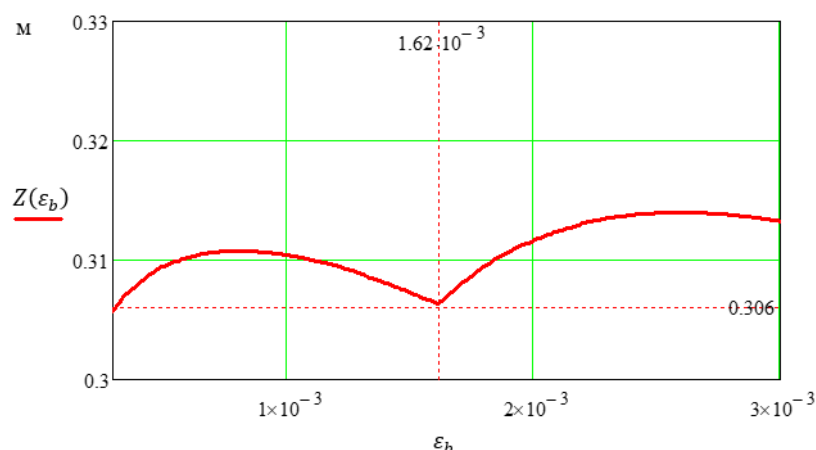


Рисунок 20 – Зависимость плеч внутренней пары сил и относительных деформаций при увеличении нагрузки на конструкцию

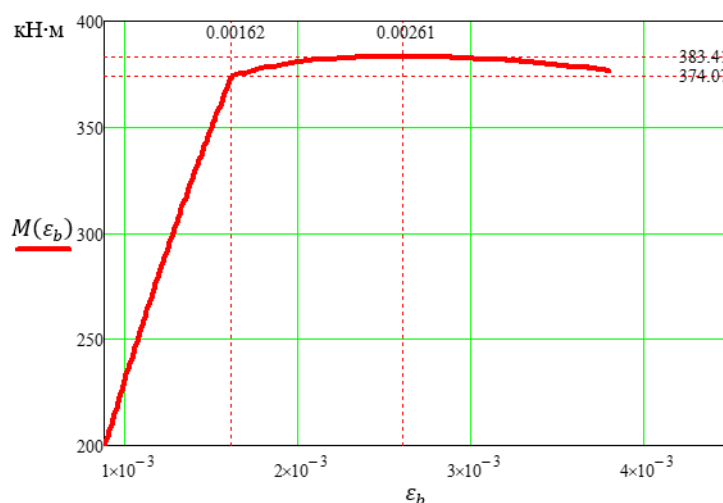


Рисунок 21 – Зависимость воспринимаемого сечением момента $M(\varepsilon_b)$ и относительных деформаций крайних сжатых волокон бетона сжатой зоны ε_b

При $\varepsilon_b = 0,00162$ напряжения в растянутой арматуре достигают предельных значений R_s (рисунок 21). В то же время при этих деформациях изгибающий момент $M(0,00162) = 374,07 \text{ кН} \cdot \text{м}$ не является максимальным. С увеличением относительных деформаций сжатой зоны до предельных $\varepsilon_b = 0,00261$ момент медленно вырастает до максимального значения $383,41 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Этот момент, очевидно, и следует принимать в качестве расчетного для определения несущей способности железобетонной балки при расчете прочности с учетом нелинейности деформирования бетона.

По СП 63.13330.2018 прочность на действие изгибающего момента определится по упрощенной формуле на основе принципа А.Ф. Лойейта при прямоугольной форме эпюры напряжений в сжатой зоне:

$$M_{norm} = R_s \cdot A_s \left(h_0 - \frac{\frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}}{2} \right) = 387,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сопоставление момента M_{norm} и полученного по СП 63.13330.2018 с максимальным моментом $M(\varepsilon_b)$, полученным на основании предлагаемой модели деформирования, показывает, что их расхождение не превышает в данном случае 1 %.

Получены практически равные значения несущей способности при расчете по нормам РФ и с применением деформационной модели. Для нормально армированных изгибаемых балок при разных геометрических характеристиках балок, характеристиках бетона и стали, соответствующих нормативным значениям, отклонения по расчетам с применением деформационной модели и по СП 63.13330.2018 будут также близки между собой. Но в отличие от норм, применение выражения (2) позволяет определить схему напряжений по всей высоте слоев сжатой зоны, близкую к фактической.

Приведены иллюстрации схемы напряженного состояния в нормальном сечении рассчитанной изгибаемой балки на разных этапах нагружения. При относительных деформациях сжатой грани балки $\varepsilon_b = 0,00022$ (образование трещины в растянутой зоне), высота сжатой зоны составит $k = 0,215$ м. Нейтральная ось будет находиться на уровне $H - k = 0,185$ м от растянутой грани балки (рисунок 22), а напряжения на сжатой грани балки составят $\sigma_b = 6,034$ МПа. Выражение для напряжений в сжатой зоне бетона в зависимости от переменной высоты балки в точке с координатой x будет иметь вид $\sigma_b \left(\frac{\varepsilon_b}{k} \cdot x \right)$.

При деформациях на сжатой грани балки $\varepsilon_b = 0,00162$, напряжения в бетоне на грани балки достигают $\sigma_b(0,00162) = 68,299$ МПа, а в растянутой арматуре $\sigma_s = 400$ МПа, и достигают предела текучести. Эпюра напряжений и ее расположение по высоте сечения в сжатой зоне бетона балки при таком нагружении показана на рисунке 23.

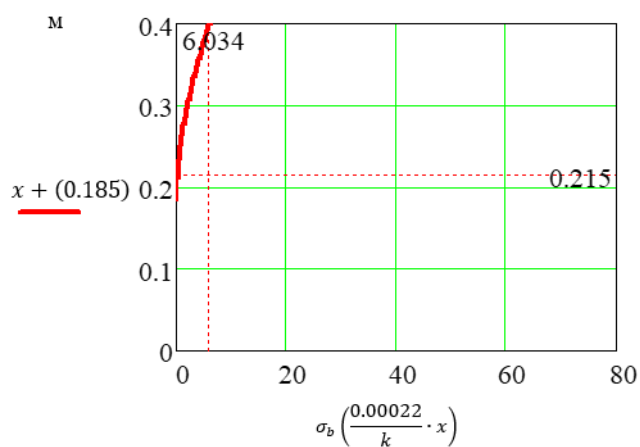


Рисунок 22 – Эпюра напряжений в сжатой зоне балки при $\varepsilon_b = 0,00022$

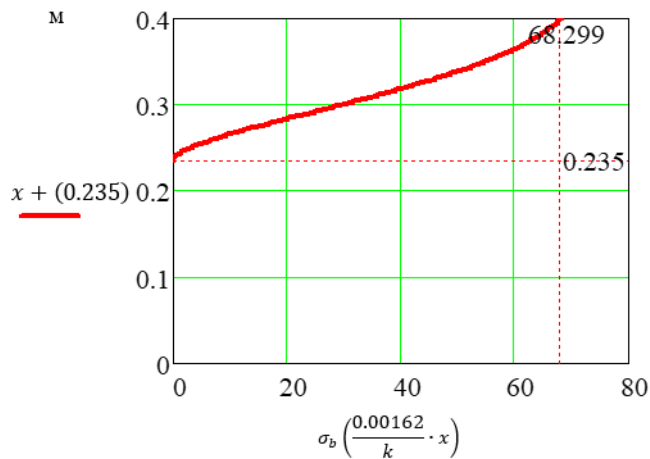


Рисунок 23 – Эпюра напряжений в сжатой зоне балки при достижении растянутой арматуры предела текучести

При деформациях бетона $\varepsilon_b = 0,00262$ несущая способность сечения исчерпана, и изгибающий момент достигает предельного значения, напряжения в бетоне на сжатой грани перешли в зону ниспадающей ветви и имеют форму, изображенную на рисунке 24. Высота сжатой зоны в этот момент составляет 0,124 м, а напряжения на сжатой грани бетона $\sigma_b(0,00262) = 66,027$ МПа.

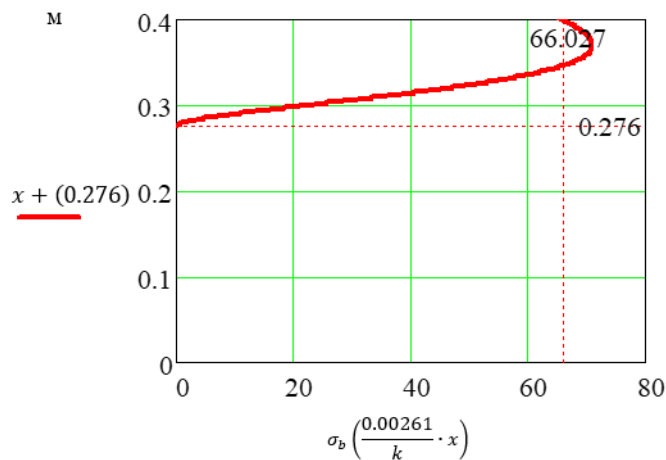


Рисунок 24 – Эпюра напряжений в сжатой зоне балки при достижении несущей способности

В связи с достижением максимального значения площади эпюры сжатой зоны дальнейшее нагружение (увеличение деформаций в конструкции) приводит к разрушению.

Из рассмотренного примера следует, что для нормально армированных железобетонных конструкций из бетона, значение модуля упругости которого совпадает с установленным в нормах для его класса по прочности, – несущая способность по предлагаемой в диссертационной работе деформационной модели практически совпадает с расчетом по СП 63.13330.2018. Но и

в этом случае, при проектировании предоставляется возможность рассмотреть и оценить визуализированные стадии напряженного состояния железобетонной изгибаемой конструкции.

В то же время, при обследовании эксплуатируемых длительное время конструкций, применение прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне бетона балки даст неверный результат, так как форма эпюры напряжений в сжатом бетоне с уменьшением предельной деформативности будет приближаться к треугольной, а не прямоугольной. В этом случае следует использовать предлагаемую деформационную модель.

Приведен расчет по предложенной методике несущей способности перearмированной железобетонной балки. Для сопоставления приведены графики изменения высоты сжатой зоны в перearмированной конструкции – $L_p(\varepsilon_b)$ и конструкции с нормальным армированием – $L(\varepsilon_b)$ (рисунок 25).

Сопоставление кривых $L(\varepsilon_b)$ и $L_p(\varepsilon_b)$ показывает, что для нормально армированных конструкций кривая $L(\varepsilon_b)$ имеет перелом при достижении арматурой предела текучести, в то время как в перearмированных конструкциях арматура не достигает предела текучести до разрушения и кривая высоты сжатой зоны $L_p(\varepsilon_b)$ плавно возрастает с 0,185 м (момент образования трещины в растянутой зоне бетона при $\varepsilon = 0,00022$) до 0,266 м в предельном значении.

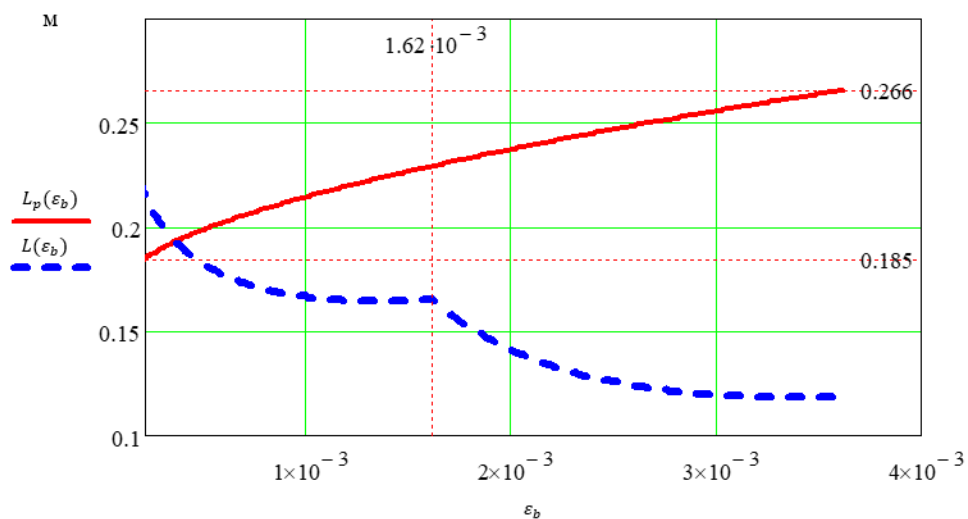


Рисунок 25 – Сопоставление изменения высоты сжатой зоны в перearмированной конструкции $L_p(\varepsilon_b)$ и конструкции с нормальным армированием $L(\varepsilon_b)$

Графически изменение плеч пары сил, действующих в арматуре и сжатой зоне бетона, представлено на рисунке 26, в сопоставлении с обычно армированной балкой.

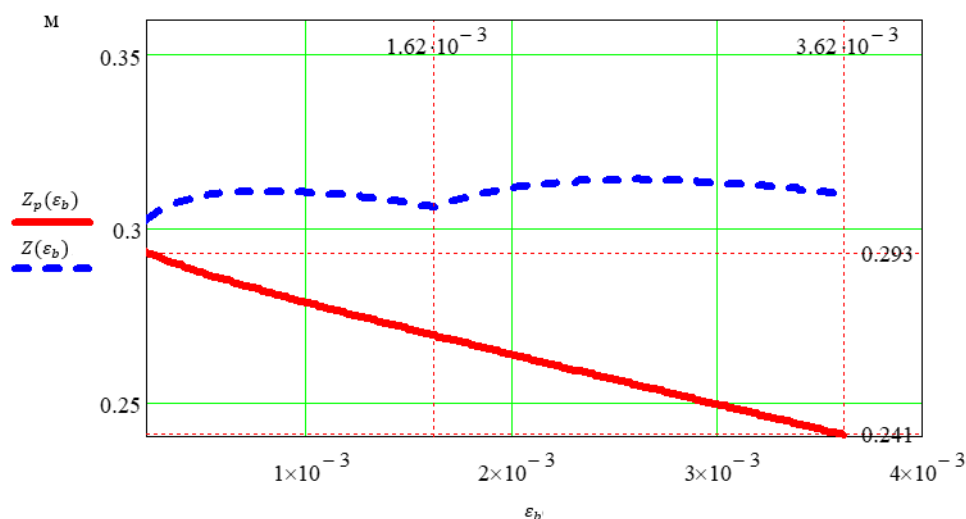


Рисунок 26 – Сопоставление расстояния между равнодействующими усилиями для нормально армированной конструкции $Z(\varepsilon_b)$ и конструкции перearмированной $Z_p(\varepsilon_b)$

Из рисунка 26 видно, что в перearмированной конструкции после образования трещины при $\varepsilon_b = 0,00022$ наблюдается постоянное сокращение плеч внутренней пары сил с $Z_p(0,00022) = 0,293$ м до $Z_p(0,00362) = 0,241$ м.

Совершенно иная картина наблюдается в нормально армированной конструкции, где имеет место перелом кривой в связи с началом текучести арматуры, а с ростом деформаций с 0,00022 до предельных 0,0035 наблюдаются колебания внутренней пары сил в пределах 10 мм – от $Z(0,00022) = 0,303$ м, до $Z(0,0025) = 0,314$ м.

Зависимости действующего момента M_p от изменения относительных деформаций ε_b для нормально армированной и перearмированных балок представлены на рисунке 27.

Несмотря на то, что предельная деформация бетона данной перearмированной конструкции установлена на уровне $\varepsilon_{b2} = 0,004$, максимальное значение момента оказалось при деформации $\varepsilon_b = 3,62 \cdot 10^{-3}$ и составило 198,36 кН·м.

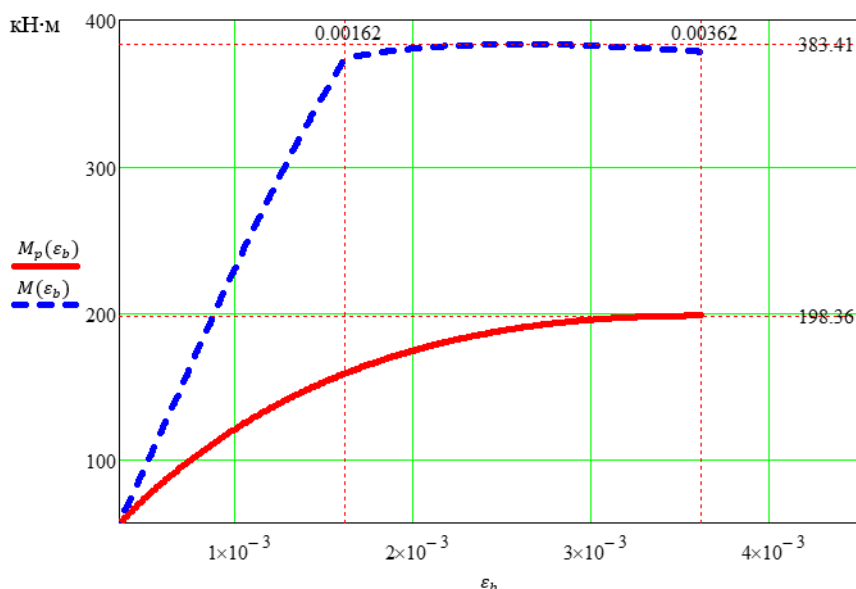


Рисунок 27 – Сопоставление зависимостей изгибающих моментов переармированного сечения $M_p(\varepsilon_b)$, нормально армированного сечения $M(\varepsilon_b)$ и относительных деформаций

Для подтверждения адекватности результатов расчета по предложенной методике приведены сравнения расчетов с экспериментальными исследованиями А.А. Гвоздева и специальными экспериментами Г.И. Мельникова.

В работе А.А. Гвоздева рассмотрена часть балок с прочностью бетона до 150 кг/см^2 , а часть балок имела процент армирования, характерный для слабо армированных конструкций. Учитывая это, для анализа испытанных конструкций были отобраны образцы, соответствующие современному СП 63.13330.2018. Проведенное сопоставление с результатами экспериментов показало, что СП 63.13330.2018 занижает прочность образцов, особенно, если они были переармированы. Среднее квадратическое отклонение по всем отобранным образцам при расчетах по СП 63.13330.2018 составило 18,58 %, в то время как при расчетах по предложенной модели (2) составило 11,98 %.

Среднее квадратическое отклонение экспериментальных данных Г.И. Мельникова с расчетами по его формулам составило 9,6 %, по СП 63.13330.2018 – 9,8 %, а с использованием деформационной модели (2) – 11,6 %, что говорит о том, что расхождение практически малозначимо.

Сравнение расчета $M_{\text{теор}}$ по предложенной методике с собственными экспериментальными данными $M_{\text{эксп}}$, полученными на кафедре «Железобетонных конструкций» АСА СамГТУ совместно с А.В. Козловым приведено в таблице 5.

Таблица 5 – Результаты экспериментальных исследований в СамГТУ

Номер серии	R_b , МПа	A_s , см ²	R_s , МПа	$M_{сп}$, кН·м	$M_{теор}$, кН·м	$M_{эксп}$, кН·м	$\frac{(7)-(5)}{(5)}$, %	$\frac{(7)-(6)}{(6)}$, %
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	19,91	0,503	380	1,756	1,740	1,742	-0,84	0,11
2	20,51	0,503	380	1,762	1,754	1,762	0,00	0,45
3	20,30	0,503	380	1,760	1,753	1,753	-0,45	0,00
						Среднее	-0,43	0,19

Критерий Фишера показал адекватность полученных на основании предложенной методики теоретических и экспериментальных значений для каждой серии при уровне доверительности $\alpha = 0,05$, так как полученные значения критерия меньше критического значения в таблице квантилей F -распределения: $f_1 = 1,057 < F_1 = 3,18$; $f_2 = 1,078 < F_2 = 2,69$; $f_3 = 1,11 < F_3 = 5,96$.

Проведенные при участии автора диссертации эксперименты, результаты которых использованы в работах Д.А. Панфилова, С.С. Мордовского, А.В. Козлова, показали, что применение модели деформирования (2) дает положительные результаты. В этих работах демонстрируются не только результаты, совпадающие с решением по нормативным документам для нормально армированных конструкций, но и то, что предложенная деформационная модель позволяет определять несущую способность внецентренно сжатых элементов, изгибаемых элементов, испытавших коррозионное воздействие, а также более точно вычислять прогибы конструкций.

Примеры расчета по предложенной методике изгибаемых железобетонных элементов из мелкозернистого фибробетона, бетона, твердеющего под давлением, бетона, прошедшего длительную эксплуатацию, показали адекватность использования предложенной модели для элементов из таких бетонов.

При наличии арматуры в сжатой зоне бетона усилия, возникающие в сжатой арматуре, необходимо учесть в уравнениях равновесия.

Для расчета создается модель сопротивления сечения балки изгибающему моменту в соответствии с методикой, приведенной выше. При этом в уравнения равновесия включаются усилия в сжатой арматуре $N'_s(\epsilon_b)$, определяемые по выражению:

$$\begin{cases} N'_s(\epsilon_b) = \frac{\epsilon_b}{k} \cdot (k - a') \cdot E'_s \cdot A'_s & \text{если } \left(\frac{\epsilon_b}{k} \cdot (k - a') \cdot E'_s \right) \in [0; R_s], \\ N'_s(\epsilon_b) = R'_s \cdot A'_s & \text{если } \left(\frac{\epsilon_b}{k} \cdot (k - a') \cdot E'_s \right) \notin [0; R_s]. \end{cases}$$

В четвертой главе исследуется влияние ползучести на распределение напряжений и деформаций в изгибаемых элементах. Проследить за процессом изменения деформаций и напряжений можно условно, разделив на элементарные слои сечение сжатой зоны по высоте. Применяв пошаговый метод, становится видно, что если позволить бетону свободно «ползти» под действием напряжений от изгиба, действующих в этом слое, – деформации ε_{bc} в крайних слоях будут больше фактических, а вблизи нейтральной оси свободные деформации ползучести будут ниже фактических (рисунок 28).

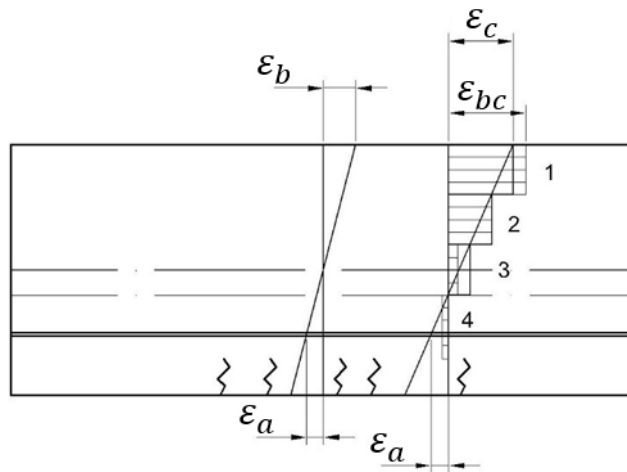


Рисунок 28 – Схема изменения деформаций в изгибаемом элементе в процессе ползучести

Таким образом, слои вблизи нейтральной оси (зона 3, рисунок 28) сдерживают деформации слоев с максимальными напряжениями (зона 1, рисунок 28). Кроме того, сдерживают деформации слоев с максимальным напряжением и растянутый бетон от нейтральной оси до устья трещины (зона 4, рисунок 28). В зоне 2 условно можно принять, что фактические и свободные деформации ползучести равны. Точность решения зависит от принятого размера этой зоны.

Чтобы определить, насколько сопротивление зоны 3 и зоны 4, указанных на рисунке 28, снизят общие свободные деформации крайних сжатых волокон ε_{bc} , необходимо определить расстояние зоны 2 до нейтральной оси. Учет в расчетах производится путем введения коэффициента k_b , отражающего изменение ползучести бетона при изгибе относительно ползучести при сжатии:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{bc} \cdot k_b. \quad (5)$$

Для практического решения такой задачи необходимо дополнительно ввести еще одно допущение.

Если условно принять значение деформаций в арматуре с течением времени постоянной величиной равной ε_a , то можно установить связь между величиной деформации крайних сжатых волокон бетона ε_{bc} и высотой сжатой зоны бетона.

Обозначив высоту сжатой зоны x , а увеличение высоты сжатой зоны вследствие процесса ползучести $\Delta x(t)$, получаем из подобия треугольников на рисунке 28:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_b \cdot \frac{h_0 - x}{h_0 - (x + \Delta x(t))} \cdot \frac{x + \Delta x(t)}{x}. \quad (6)$$

Зная значение ε_c из выражение (5), получаем:

$$\varepsilon_{bc} \cdot k_b = \varepsilon_b \cdot \frac{h_0 - x}{h_0 - (x + \Delta x(t))} \cdot \frac{x + \Delta x(t)}{x}. \quad (7)$$

При этом ε_{bc} – тоже известная величина:

$$\varepsilon_{bc} = \sigma_b(\varepsilon_b, t) \cdot C(t, t_0),$$

или:

$$\varepsilon_{bc} = \varepsilon_b \cdot E_b(\varepsilon_b, t) \cdot C(t, t_0). \quad (8)$$

где $E_b(\varepsilon_b, t)$ – касательный модуль упругости в нелинейной диаграмме деформирования, соответствующий деформациям бетона ε_b ;

$C(t, t_0)$ – функция меры ползучести.

Тогда учитывая выражения (7) и (8), становится очевидным, что коэффициент трансформации после нескольких преобразований можно представить в виде:

$$E_b(\varepsilon_b, t) \cdot C(t, t_0) \cdot k_b = \frac{h_0 - x}{h_0 - (x + \Delta x(t))} \cdot \frac{x + \Delta x(t)}{x},$$

$$k_b = \frac{h_0 - x}{h_0 - (x + \Delta x(t))} \cdot \frac{x + \Delta x(t)}{x} \cdot \frac{1}{E_b(\varepsilon_b, t) \cdot C(t, t_0)}.$$

Соотношение $\frac{h_0 - x}{h_0 - (x + \Delta x(t))} \cdot \frac{x + \Delta x(t)}{x}$ напрямую зависит от ползучести бетона, численно отражаемой мерой ползучести.

Если разделить его на меру ползучести, то при определенном напряжении бетона у нас получится квазипостоянная величина для заданных геометрических характеристик изгибаемого элемента и его процента армирования. Обозначим эту величину B :

$$k_b = \frac{B}{E_b(\varepsilon_b, t)}.$$

Данное предположение подтверждается тем, что соотношение между свободными деформациями ползучести бетона и деформациями ползучести бетона при изгибе на протяжении всего периода исследования остается постоянным, что хорошо видно из графика (рисунок 29) и для исследуемых моделей, описанных ниже, составляет $k_b = 0,72$. На рисунке 29 синяя (темная) линия отражает величину свободных деформаций бетона при сжатии в результате ползучести при напряжениях, эквивалентных напряжениям в крайних сжатых волокнах бетона. Величина свободных деформаций бетона выше, чем при изгибе. Красной (серой) линией отображены деформации крайних сжатых волокон изгибаемого элемента. Соотношение величины свободных деформаций и деформаций при изгибе остается практически одинаковым на всем периоде наблюдений.

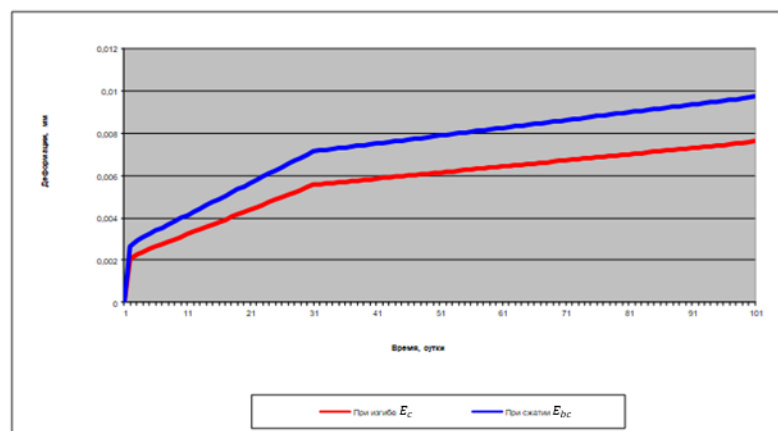


Рисунок 29 – Графики деформаций бетона с учетом ползучести при сжатии и при изгибе

Вопрос изменения напряжений в сжатой зоне и ее высоты был смоделирован в ПК «Ли́ра». В результате было получено удовлетворительное согласование расчетных параметров с данными эксперимента. Моделирование также подтвердило ранее высказанное предположение о незначительности влияния на величину изменения напряжений в растянутой арматуре изгибаемого элемента с течением времени.

В пятой главе приводится методика и пример расчетов прогибов железобетонных конструкций, основанный на предложенной деформационной модели бетона. При рассмотрении прогибов ограничимся следующими допущениями:

- 1) кривизна в сечении с трещиной определяется на основании условия равновесия усилий в сжатом бетоне и растянутой арматуре;
- 2) средняя кривизна в сечении определяется исходя из средних напряжений в растянутой арматуре;
- 3) для получения средних напряжений σ_{sm} по длине балки используем выражение:

$$\sigma_{sm} = \sigma_{smax} \cdot \psi_s,$$

где $\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_f}$;

M_{crc} – момент образования трещины в бетоне растянутой зоны;

M_f – действующий момент при расчете прогибов;

4) в случае необходимости учета кривизны, возникшей от деформаций ползучести (например, если ведется расчет конструкции, не находившейся в эксплуатации), относительные деформации бетона от ползучести определяются с учетом коэффициента трансформации при переходе от сжатия к изгибу, вычисленному в главе 4.

С помощью изложенной ранее методики определяется зависимость изгибающего момента от относительных деформаций.

Для определения средних напряжений в арматуре необходимо установить величину момента трещинообразования M_{crc} . Исходя из расчетной схемы изгибаемого элемента, представленной на рисунке 18, значения относительных деформаций крайних растянутых волокон бетона ε_{br} соответствуют определённым относительным деформациям крайних сжатых волокон бетона ε_b . Из подобия треугольников величина ε_b , соответствующая относительным деформациям бетона на нижней растянутой грани бетона ε_{br} :

$$\varepsilon_b = \frac{L(\varepsilon_b)}{H - L(\varepsilon_b)} \cdot \varepsilon_{bt}.$$

Зная величину предельных относительных деформаций бетона при растяжении, определяем ε_b и соответствующее значение изгибающего момента, вызывающего указанные деформации, который является моментом трещинообразования M_{crc} :

$$M_{crc} = M \cdot \left(\frac{L(\varepsilon_b)}{H - L(\varepsilon_b)} \cdot \varepsilon_{bt2} \right),$$

где ε_{bt2} – величина предельных относительных деформаций бетона на растяжение.

Расчет прогиба производим от продолжительного действие нагрузок. От постоянной нагрузки в сечении возникает изгибающий момент, значение которого соответствует M_f . Из соотношения $M_f = N_s(\varepsilon_b) \cdot Z(\varepsilon_b)$ получаем величину относительных деформаций ε_b в крайних сжатых волокнах бетона и соответствующую высоту сжатой зоны $L(\varepsilon_b)$.

Исходя из расчетной схемы (рисунок 18) кривизна балки при кратковременной нагрузке в сечении с трещиной составит:

$$\frac{1}{r_k} = \frac{\varepsilon_b}{L(\varepsilon_b)}.$$

Учитывая, что кривизна балки в сечении между трещинами меньше кривизны сечения с трещиной, усредним значение кривизны, используя усреднение напряжений в арматуре по предложению Мурашева:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \cdot \frac{M_{crc}}{M_f}.$$

Перейдем от деформаций в растянутой арматуре к деформациям в сжатом бетоне, используя подобие треугольников. Тогда средняя кривизна сечения балки от кратковременной нагрузки составит:

$$\frac{1}{r_k} = \frac{\varepsilon_b \cdot \psi_s}{L(\varepsilon_b)}.$$

Прогиб железобетонного элемента, обусловленный деформацией изгиба, определяется по формуле:

$$f = \int_0^l \frac{1}{r}(x) \cdot M1(x) dx,$$

где $\frac{1}{r}(x)$ – функция кривизны по длине балки;

$M1(x)$ – функция момента от единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяется прогиб;

l – пролет балки.

Принимая во внимание, что рассматривается конструкция после длительной эксплуатации, в которой деформации ползучести в основном реализовались, учета кривизны от деформаций ползучести не требуется.

Однако при необходимости учета деформаций ползучести от длительного действия нагрузки, которые приводят к дополнительному прогибу, в расчет добавляется кривизна от деформаций длительной ползучести, с коэффициентом трансформации при переходе к ползучести при изгибе. Методика определения коэффициента трансформации изложена в главе 4.

Предложенная методика проиллюстрирована на примере. Расхождение в значениях максимальной кривизны между расчетом по предложенной методике и по нормативным документам составляет 11 %.

В таблице 6 представлено сравнение расчетов по различным методикам, в т.ч. и предложенной, с результатами экспериментальных данных Д.А. Панфилова, полученных при участии автора.

Таблица 6 – Результаты экспериментальных исследований прогибов

Маркировка серии	Отклонение прогиба по указанной методике от экспериментального значения, %				
	Нормативный документ				Предложенная методика
	СП 63.13330.2012	СП 52-101-2003	ACI 435R-95	Eurocode 2	
Об 1.1-1.3	-4,81	40,84	-15,47	-6,90	-4,72
Об 2.1-2.3	-1,54	35,53	-19,52	-9,75	-5,47
Об 3.1-3.3	-5,20	30,81	-28,49	-14,29	-6,97
Об 4.1-4.3	-6,00	20,98	-19,46	-12,91	-5,62
Об 5.1-5.3	-2,38	23,91	-21,69	-8,52	-6,19
Об 6.1-6.3	-5,10	-0,81	-33,40	1,32	-2,87
Среднее значение	-4,17	25,21	-23,01	-8,50	-5,30

Из данных таблицы видно, что отклонения результатов расчета по предложенной методике от экспериментальных значений не превышают 7%. В тоже время, как показано выше, если соотношение модуля упругости и прочности не соответствует нормам, то необходимо использовать предложенную модель деформирования бетона.

В шестой главе проанализирован учет нарастания прочности бетона со временем различными авторами. Учитывая, что используемые ранее выражения для учета нарастания прочности со временем рассчитаны на более короткие сроки, чем сроки эксплуатации зданий, предложено новое выражение для аппроксимации нарастания прочности бетона:

$$R_M(t) = \left(a + b \cdot \frac{e^{\frac{t}{365}} - e^{\frac{-t}{365}}}{e^{\frac{t}{365}} + e^{\frac{-t}{365}}} \right) \cdot R_{28}, \quad (9)$$

где a и b – определяются на основе экспериментальных замеров и данных проектной прочности бетона;

R_{28} – прочность бетона на 28-е сутки.

Для определения значений параметров a и b необходимо решить систему из двух уравнений, используя значения: R_1 – прочность бетона при испытаниях в момент времени t_1 ; R_2 – прочность бетона при испытании в момент времени t_2 ; t_1 и t_2 – возраст бетона в годах в момент первоначальных контрольных замеров и в момент обследования соответственно.

При этом если известна проектная прочность бетона, то за R_1 можно принять проектную прочность бетона, а $t_1 = 28/365$.

Приведены сравнения предложенного выражения с выражением Ю.М. Баженова для роста прочности бетона со временем и экспериментальными данными С.А. Миронова, которые показали завышение значения прироста прочности бетона по сравнению с экспериментальными данными при сроке эксплуатации более 10 лет.

На примере плит покрытия железобетонного резервуара изложена методика расчета срока безопасной эксплуатации для определения остаточного ресурса конструкции. В 1996–1998 годах с участием автора проводилось обследование парков железобетонных резервуаров нефтепровода «Дружба», эксплуатируемых без капитального ремонта более 30 лет. При изготовлении резервуаров для конструкций был использован бетон марки М300. При испытаниях методом выбуривания бетонных цилиндров и ультразвуковым методом большого количества плит было установлено, что средняя прочность бетона в них близка к проектной (на нефтяной базе в г. Брянске – 32 МПа, в г. Самаре – 28 МПа). Но плиты подвергались воздействию газовой среды изнутри резервуара и атмосферному воздействию снаружи. Прочность бетона плит изнутри резервуаров оказалась существенно меньшей, чем снаружи. Несмотря на удовлетворительные средние показатели прочности, большая часть плит уже находилась в аварийном состоянии и нуждалась в замене.

Одновременно с этим на территории нефтебазы были обнаружены плиты, закопанные в грунт в период строительства резервуаров, которые были отбракованы из-за повреждений при транспортировке. Эти плиты не подвергались агрессивному воздействию и находились в благоприятных условиях в толще грунта. Прочность бетона составила около 58 МПа при значительно меньшем разбросе результатов. На основе проектной прочности и прочности бетона после 30 лет эксплуатации, равной 58 МПа, используя выражение (9) получена аппроксимация закона упрочнения бетона $R_3(t)$ (рисунок 30).

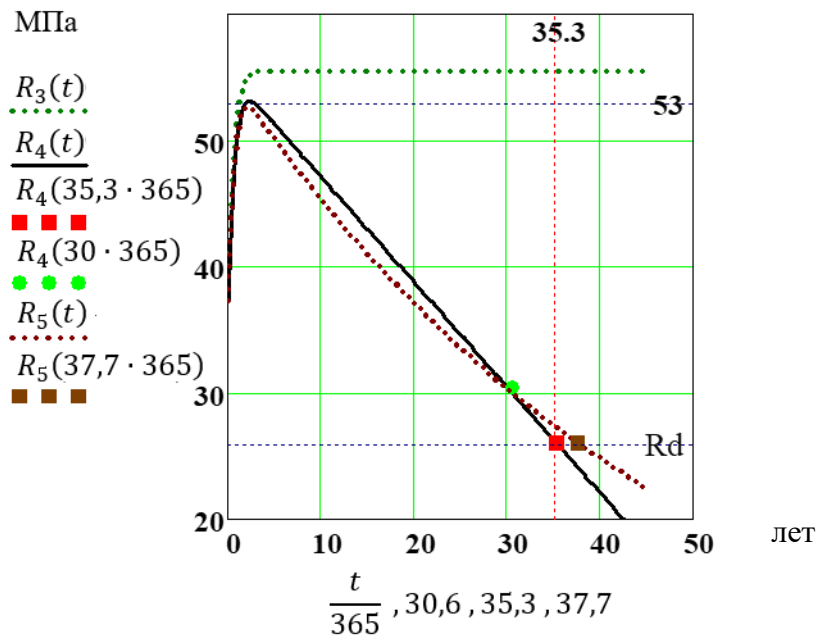


Рисунок 30 – Изменение прочности бетона:

$R_3(t)$ – работающего в нормальных условиях без деградационных эффектов;

$R_4(t)$ – с деградацией по линейному закону;

$R_5(t)$ – с деградацией по экспоненциальному закону

Сопоставление прочностей плит, подвергшихся агрессивной коррозии и атмосферному воздействию, с прочностью плит, находящихся в грунте, позволило установить скорость деградации бетона.

Определение срока дальнейшей безопасной эксплуатации с учетом деградации по экспоненте дает более длительный срок возможности эксплуатации, а следовательно, и более высокие риски начала массового разрушения конструкций, поэтому в ПАО «Транснефть» было принято решение рассчитывать срок дальнейшей безопасной эксплуатации по линейному закону деградации.

Произведен расчет минимальной прочности бетона, при которой будет обеспечена несущая способность конструкции плиты по предложенной методике на основе выражения (2).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Итоги выполненного исследования

Результатом проведенного исследования является решение научной проблемы, заключающееся в разработке деформационной модели бетона и диаграммного метода расчета длительно эксплуатируемых железобетонных конструкций, а также методики определения их остаточного ресурса.

Основные выводы:

1. Выполнен краткий обзор развития теории нелинейного деформирования бетона и анализ применения современных деформационных моделей, который показал необходимость разработки новой модели деформирования бетона для длительно эксплуатируемых железобетонных конструкций.
2. Разработана деформационная модель бетона, построение которой выполнено на основании деформационно-прочностных характеристиках материала, получаемых при обследовании железобетонных конструкций зданий и сооружений.
3. Выполнено сопоставление деформационных кривых, полученных по нормам РФ и Евросоюза, с разработанной моделью. Сопоставление показало их практическую идентичность по нормативным данным. Это позволяет, при необходимости, использовать разработанную деформационную модель при проектировании конструкций.
4. Разработана методика расчета несущей способности железобетонных конструкций на основе предложенной деформационной модели с нелинейным деформированием бетона при силовом воздействии.
5. Разработана методика расчета деформаций на любом этапе загрузки железобетонных конструкций на основе предложенной деформационной модели, получаемой при испытании образцов бетона в процессе обследования эксплуатируемых зданий и сооружений.
6. Для учета ползучести в расчете кривизны и прогибов на основании предложенной деформационной модели бетона разработана методика определения влияния ползучести при длительном нагружении на распределение деформаций в сечении изгибаемого железобетонного элемента. Проведен численный эксперимент, который подтвердил возможность применения допущений, принятых при разработке алгоритма.
7. Проведенные экспериментальные исследования показали удовлетворительную сходимость результатов эксперимента с расчетом на основе разработанной деформационной модели.
8. На примере плит покрытия железобетонного резервуара для хранения нефти разработана методика определения остаточного ресурса конструкций, основанная на новом подходе, с использованием сохранившихся данных о начальной прочности бетона и расчета критического значения несущей способности с помощью предложенной модели деформирования бетона.
9. В диссертационной работе разработана расчетная зависимость роста прочности бетона со временем, при длительной эксплуатации сооружений, позволяющая выполнить аппроксимацию роста прочности бетона в процессе обследования, для расчетов по предложенной деформационной модели.

Рекомендации по использованию результатов диссертации

Предложенную деформационную модель бетона и диаграммный метод расчета длительно эксплуатируемых железобетонных конструкций рекомендуется применять для железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений при проверке их несущей способности или реконструкции и реновации.

Перспективы дальнейшей разработки темы

Перспективами разработки темы является применение предложенной деформационной модели бетона и диаграммного метода расчета длительно эксплуатируемых железобетонных конструкций для различных бетонов.

Основные положения и результаты диссертационной работы опубликованы в следующих научных изданиях:

в рецензируемых научных изданиях, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание учёной степени кандидата наук, на соискание учёной степени доктора наук:

1. Мурашкин, Г. В. Моделирование диаграммы деформирования бетона / Г. В. Мурашкин, В. Г. Мурашкин // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2007. – № 2-14. – С. 86-88.
2. Панфилов, Д. А. Усовершенствованная методика расчета общих прогибов изгибаемых железобетонных элементов с учетом дискретного трещинообразования применительно к обычным и высокопрочным бетонам / Д. А. Панфилов, В. Г. Мурашкин // Строительство и реконструкция. – 2011. – № 6(38). – С. 30-42.
3. Мурашкин, Г. В. Применение программных комплексов для уточненного расчета прогибов железобетонных элементов / Г. В. Мурашкин, В. Г. Мурашкин, Д. А. Панфилов // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. – 2012. – Т. 8, № 4. – С. 89-95.
4. Мурашкин, Г. В. Исследование влияния расстояния между трещинами на прогибы изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном нагружении / Г. В. Мурашкин, Д. А. Панфилов, В. Г. Мурашкин // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2013. – № 31-2(50). – С. 388-391.

5. Мурашкин, В. Г. Методика учета роста прочности бетона при прогнозировании ресурса железобетонных конструкций / В. Г. Мурашкин // Региональная архитектура и строительство. – 2015. – № 4(25). – С. 74-81.
6. Мурашкин, Г. В. Остаточный ресурс эксплуатируемых сооружений и конструкций из бетона и железобетона / Г. В. Мурашкин, В. Г. Мурашкин // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. – 2015. – Т. 11, № 2. – С. 154-159.
7. Мурашкин, В. Г. Деформационные характеристики высокопрочных бетонов при одноосном сжатии / В. Г. Мурашкин // Приволжский научный журнал. – 2016. – № 1(37). – С. 17-25.
8. Травуш, В. И. Влияние ползучести на распределение деформаций и напряжений в изгибаемом элементе / В. И. Травуш, В. Г. Мурашкин // Строительство и реконструкция. – 2017. – № 2(70). – С. 57-70.
9. Мурашкин, В. Г. Особенности нелинейного деформирования бетона / В. Г. Мурашкин // Academia. Архитектура и строительство. – 2019. – № 1. – С. 128-132. – DOI 10.22337/2077-9038-2019-1-128-132.
10. Мурашкин, В. Г. «Стандартный» и «нестандартный» бетон: моделирование деформаций / В. Г. Мурашкин, Г. В. Мурашкин // Эксперт: теория и практика. – 2019. – № 3(3). – С. 7-12. – DOI 10.24411/2686-7818-2019-00001.
11. Снегирева, А. И. К вопросу обследования строительных конструкций, зданий и сооружений / А. И. Снегирева, В. Г. Мурашкин // Эксперт: теория и практика. – 2021. – № 6(15). – С. 45-51. – DOI 10.51608/26867818_2021_6_45.
12. Travush, V. I. Concrete Deformation Model for Reconstructed Reinforced Concrete / V. I. Travush, V. G. Murashkin // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2022. – Vol. 18, No. 4. – P. 132-137. – DOI 10.22337/2587-9618-2022-18-4-132-137.
13. Мурашкин, В. Г. К вопросу применения моделей деформирования бетона при реконструкции / В. Г. Мурашкин // Эксперт: теория и практика. – 2022. – № 4(19). – С. 41-44. – DOI 10.51608/26867818_2022_4_41.
14. Мурашкин, В. Г. Коэффициент секущего модуля для реконструируемого железобетона / В. Г. Мурашкин // Строительство и реконструкция. – 2022. – № 6(104). – С. 50-55. – DOI 10.33979/2073-7416-2022-104-6-50-55.
15. Мурашкин, В. Г. Результаты испытания образцов железобетонных балок / В. Г. Мурашкин, А. В. Козлов // Эксперт: теория и практика. – 2024. – № 3(26). – С. 71-74. – DOI 10.51608/26867818_2024_3_71.

16. Мурашкин, В. Г. Модель деформирования бетона прошедшего длительный срок эксплуатации / В. Г. Мурашкин // Строительство и реконструкция. – 2024. – № 5(115). – С. 61-69. – DOI: 10.33979/2073-7416-2024-115-5-61-69.

В научных изданиях, индексируемых в международной базе данных Web of Science:

17. Murashkin, V. Application of concrete deformation model for calculation of bearing capacity of reinforced concrete structures / V. Murashkin, G. Murashkin // MATEC Web of Conferences, Rostov-on-Don, 17–21 September 2018. – Rostov-on-Don: EDP Sciences, 2018. – P. 04008. – DOI 10.1051/matecconf/201819604008.

В научных изданиях, индексируемых в наукометрической базе данных RSCI:

18. Мурашкин, В. Г. Расчет несущей способности конструкций зданий текстильной промышленности / В. Г. Мурашкин, Г. В. Мурашкин, В. И. Травуш // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. – 2019. – № 5(383). – С. 222-228.

Патенты на изобретения, полезные модели и промышленные образцы, свидетельства о государственной регистрации программы для ЭВМ:

19. Патент № 2298790 С2 Российская Федерация, МПК G01N 33/38. Способ определения показателей структуры затвердевшего бетона : № 2005125010/03 : заявл. 05.08.2005 : опубл. 10.05.2007 / Г. В. Мурашкин, А. А. Стрельцын, А. Г. Чикноворьян, В. Г. Мурашкин ; заявитель Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Самарский государственный архитектурно-строительный университет» (СГАСУ).

20. Патент № 2441234 С1 Российская Федерация, МПК G01N 33/38, G01N 3/00. Способ анализа структуры и контроля прочности бетона строительных конструкций и устройство для его осуществления : № 2010119593/15 : заявл. 18.05.2010 : опубл. 27.01.2012 / С. М. Анпилов, Ю. В. Волков, Г. В. Мурашкин [и др.].

21. Патент на полезную модель № 106747 U1 Российская Федерация, МПК G01N 3/00, G01N 33/38. Устройство для анализа структуры и контроля прочности бетона строительных конструкций : № 2010151574/15 : заявл. 15.12.2010 : опубл. 20.07.2011 / С. М. Анпилов, М. С. Анпилов, А. С. Рыжков [и др.].

22. Патент на промышленный образец № 79984 Российская Федерация. Комплекс для проведения анализа структуры и контроля прочности бетона строительных конструкций : № 2011500052 : заявл. 12.01.2011 : опубл. 16.10.2011 / С. М. Анпилов, Ю. В. Волков, А. С. Рыжков [и др.].

23. Патент № 2523769 С1 Российская Федерация, МПК G01N 3/10. Установка для испытания образцов на длительную и кратковременную нагрузки : № 2012151761/28; заявл.

03.12.2012 : опубл. 20.07.2014 / Г. В. Мурашкин, В. Г. Мурашкин ; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Самарский государственный архитектурно-строительный университет» (СГАСУ).

24. Патент на полезную модель № 127921 U1 Российская Федерация, МПК G01N 3/00. Установка для испытания образцов при сжатии на длительную и кратковременную нагрузку : № 2012152626/28 : заявл. 06.12.2012 : опубл. 10.05.2013 / Г. В. Мурашкин, В. Г. Мурашкин ; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Самарский государственный архитектурно-строительный университет» (СГАСУ).

25. Патент № 2529653 C2 Российская Федерация, МПК G01N 3/10. Способ испытания образцов при сжатии на длительную и кратковременную нагрузку : № 2012153041/28 : заявл. 07.12.2012 : опубл. 27.09.2014 / Г. В. Мурашкин, В. Г. Мурашкин ; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Самарский государственный архитектурно-строительный университет» (СГАСУ).

26. Патент № 2523074 C1 Российская Федерация, МПК G01N 3/08. Способ испытания конструкций при осевом и внецентренном приложении знакопеременных нагрузок и стенд для его осуществления : № 2013100505/28 : заявл. 09.01.2013 : опубл. 20.07.2014 / С. М. Анпилов, В. А. Ерышев, А. С. Рыжков [и др.]; заявитель С. М. Анпилов.

27. Патент № 2530470 C2 Российская Федерация, МПК G01N 3/20, G01N 3/32. Способ испытания конструкций и установка для его осуществления : № 2013100372/28 : заявл. 09.01.2013 : опубл. 10.10.2014 / С. М. Анпилов, В. А. Ерышев, А. С. Рыжков [и др.]; заявитель С. М. Анпилов.

28. Патент на полезную модель № 131182 U1 Российская Федерация, МПК G01N 19/00. Установка для испытания конструкций : № 2013107278/28 : заявл. 19.02.2013 : опубл. 10.08.2013 / С. М. Анпилов, В. А. Ерышев, А. С. Рыжков [и др.]; заявитель С. М. Анпилов.

29. Патент № 2527263 C1 Российская Федерация, МПК G01N 3/20. Устройство для контроля прочности железобетонных конструкций : № 2013118056/28 : заявл. 18.04.2013 : опубл. 27.08.2014 / Г. В. Мурашкин, В. Г. Мурашкин, С. М. Анпилов ; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Самарский государственный архитектурно-строительный университет» (СГАСУ).

30. Патент на полезную модель № 135804 U1 Российская Федерация, МПК G01N 3/00. Установка для испытания строительных конструкций : № 2013127460/28 : заявл. 17.06.2013 : опубл. 20.12.2013 / С. М. Анпилов, В. А. Ерышев, А. С. Рыжков [и др.]; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Тольяттинский государственный университет».

31. Патент на полезную модель № 135805 U1 Российская Федерация, МПК G01N 3/08. Стенд для испытания строительных конструкций при осевом и внецентренном приложении знакопеременных нагрузок : 2013127500/28 : заявл. 17.06.2013 : опубл. 20.12.2013 / С. М. Анпилов, В. А. Ерышев, А. С. Рыжков [и др.]; заявитель Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Тольяттинский государственный университет».

32. Патент № 2641363 C1 Российская Федерация, МПК B28B 3/00, B28B 11/24, C04B 40/00, C04B 20/00. Способ изготовления изделий под давлением из высокопрочного фибробетона : № 2016139834 : заявл. 10.10.2016 : опубл. 17.01.2018 / С. М. Анпилов, Г. В. Мурашкин, В. Г. Мурашкин; заявитель С. М. Анпилов.