

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования «Самарский государственный технический университет»



На правах рукописи

Мурашкин Василий Геннадьевич

**ДЕФОРМАЦИОННАЯ МОДЕЛЬ ДЛЯ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

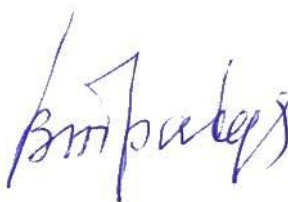
2.1.1. Строительные конструкции, здания и сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени

доктора технических наук

Научный консультант:
академик РААСН,
доктор технических наук,
профессор Травуш В.И.



Самара – 2025

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	6
1 ОБЗОР МЕТОДОВ ПОСТРОЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ МОДЕЛЕЙ БЕТОНА В СООРУЖЕНИЯХ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ СРОКЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ	17
1.1 Развитие предложений по учету особенностей деформирования бетона в расчетах прочности	18
1.2 Модели нелинейного деформирования бетона в отечественных и зарубежных нормативных материалах	26
1.3 Бетоны, у которых модуль упругости не соответствует прочности, установленной в СП 63.13330.2018	33
1.3.1 Мелкозернистый фибробетон.....	34
1.3.2 Бетоны длительно эксплуатируемых конструкций.....	38
1.3.3 Бетоны, испытывавшие высокотемпературное воздействие	40
1.3.4 Бетон, обработанный давлением в процессе твердения	44
1.4 Влияние ползучести на распределение деформаций и напряжений в изгибаемом элементе	55
1.5 Расчет прогибов изгибаемых железобетонных конструкций с учетом нелинейности деформирования бетона	56
1.6 Учет упрочнения бетона после 28 суток твердения при проектировании и при определении ресурса эксплуатируемых железобетонных конструкций.....	61
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1	62
2 ОБОБЩЕННАЯ ДЕФОРМАЦИОННАЯ МОДЕЛЬ НЕЛИНЕЙНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ РАЗЛИЧНЫХ БЕТОНОВ.....	64
2.1 Особенности диаграммы деформирования бетона.....	65
2.2 Деформационная модель бетона для расчета железобетонных конструкций в стадии эксплуатации	69
2.3 Сопоставление предложенной нелинейной модели деформирования бетонов с нормами РФ и Евросоюза	80

2.4 Применение экспоненциальных моделей к бетонам, прочностные и деформационные характеристики которых не совпадают с установленными в нормах, для их класса по прочности.....	92
2.4.1 Мелкозернистый фибробетон.....	92
2.4.2 Бетоны в конструкциях, эксплуатируемых длительный период	96
2.4.3 Бетоны, подвергнутые высокотемпературному воздействию	98
2.4.4 Бетоны, обработанные давлением в процессе твердения.....	104
2.5 Определение прочности бетона с использованием тензометрической трубы на примере стенки резервуара.....	110
2.6 Учет многократного нагружения бетона	113
2.7 Апроксимированная зависимость начального модуля упругости.....	116
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2	118
3 НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА	120
3.1 Деформационная модель в диаграммных методах расчета.....	121
3.2 Несущая способность сечения нормально армированных изгибаемых и внецентренно-сжатых железобетонных конструкций	126
3.3 Несущая способность нормально армированных железобетонных конструкций из бетона, значения модуля упругости которого соответствуют установленным в нормах для его класса по прочности	136
3.4 Расчет несущей способности перearмированных железобетонных конструкций.....	148
3.5 Экспоненциальная деформационная модель применительно к некоторым видам бетонов.....	159
3.5.1 Мелкозернистый фибробетон.....	159
3.5.2 Бетоны, твердеющие под давлением	165
3.5.3 Бетоны при длительных сроках эксплуатации	171
3.6 Расчет несущей способности изгибаемых железобетонных балок при наличии сжатой арматуры.....	178
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3	180

4 ВЛИЯНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ НА РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ И НАПРЯЖЕНИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННОМ ИЗГИБАЕМОМ ЭЛЕМЕНТЕ	182
4.1 Алгоритм учета влияния ползучести на характеристики бетона и распределения деформаций в сечении	182
4.2 Моделирование влияния ползучести бетона с использованием ПК «Ли́ра»	193
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4	200
5 РАСЧЕТ ПРОГИБОВ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА	202
5.1 Применение деформационной модели для расчета по второй группе предельных состояний	202
5.2 Методика расчета прогибов на основе разработанной модели с учетом нелинейности деформирования бетона	204
5.3 Результаты экспериментальных исследований прогибов	213
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 5	217
6 ОСТАТОЧНЫЙ РЕСУРС БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РЕЗЕРВУАРА.....	218
6.1 Учет изменения прочности бетона при проектировании железобетонных конструкций и их обследовании	218
6.2 Расчетная зависимость роста прочности бетона в процессе эксплуатации.....	222
6.3 Определение остаточного ресурса плит покрытия железобетонного резервуара после длительной эксплуатации	227
ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 6	233
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	234
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	237
Приложение А. Справки о внедрении результатов исследований	264
Приложение Б. Таблица сопоставление значений напряжений в бетоне по предложенной методике и нормативным документам	270
Приложение В. Экспериментальные данные Г.И. Мельникова.....	272

Приложение Г. Алгоритм расчета пошаговым методом деформаций ползучести в сжатом железобетонном элементе	274
---	-----

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования

Железобетон относительно молодой строительный материал, но доступность, технологическая простота и надежность сделали его самым распространенным конструкционным материалом. Производство бетонных и железобетонных изделий достигло в мире 2-х млрд м³ в год. Лидером производства является Китай – 430 млн м³ [5]. В России в 2023 году по данным BusinesStat [6] изготовлено 66,6 млн м³. 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. В последнее время возрастает активность подтопления территорий [60], приводящее к повреждению несущих конструкций защитных сооружений. Дополнительным фактором, увеличения числа объектов, требующих обследования – является снижение эксплуатационных качеств в результате агрессивного воздействия среды или воздействия техногенного характера [52]. 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. Поэтому наряду с ростом объемов возведения новых сооружений увеличивается и число сооружений, требующих проведение обследований их конструкций.

Во всех этих случаях для обследованных конструкций соотношение между прочностью и модулем упругости бетона не будет соответствовать параметрам, заложенным в нормативные материалы.

В настоящее время наряду с обеспечением надежности сооружений все большее внимание уделяется обеспечению ресурса нормальной эксплуатации

сооружений. А ремонт, реконструкция и реставрация зданий и сооружений требуют затрат, сопоставимых с новым строительством.

Поэтому исключительно важными становятся исследования по влиянию среды на конструкции сооружений и методика определения результатов этого влияния. При воздействии агрессивной среды сокращается предельная деформативность бетона и конструкция, которая вначале работала, как нормально армированная, может перейти в разряд перearмированных. Определение только прочности бетона при обследовании недостаточно для определения несущей способности. В настоящее время существует приборная техника и пресловое оборудование, которое может определить, наряду, с прочностью, извлеченных из конструкции бетонных образцов, и их модули деформаций. На этих данных может быть построена деформационная модель состояния бетона в любой момент эксплуатации, а затем произведен перерасчет железобетонных конструкций на основе этой диаграммы.

С другой стороны, в последние годы, в связи с усовершенствованием технологических процессов, растет применение различных новых видов бетона, в том числе и высокопрочного. Ряд новых видов бетона (бетоны на основе полимерных цементов; фибробетоны; бетоны, обработанные ультразвуком, давлением; подвергшиеся высокотемпературному воздействию и др.), по своим физико-механическим характеристикам не укладываются в рамки нормативных материалов. Так в нормативных материалах имеется таблица соответствия начального модуля упругости классам бетона по прочности. В реальности, для бетонов, прошедших значительный период эксплуатации и получивших различные воздействия, соотношение между прочностью и модулем упругости для бетонов определенных классов не будет соответствовать начальным прочностям и модулям упругости бетона. Полученные экспериментальные данные в результате испытания контрольных кубов на объектах ММДЦ «Москва-Сити» подтверждают, что временной фактор оказывает существенное влияние на изменение прочности и начального модуля упругости высокопрочного бетона, при этом изменения этих показателей не пропорционально, так прирост прочности бетонов класса В80–В90

в период до 570 суток составляет от 15 % до 17 %, прирост значений модуля упругости за тот же период – 9,8 % [62]. Поэтому в ряде случаев для расчета железобетонных конструкций сооружений, требующих реконструкции или анализа несущей способности после длительной эксплуатации актуальной задачей является необходимость построения моделей деформирования бетона, соответствующих произошедшим изменениям.

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.

Основополагающим инструментом для учета нелинейности деформирования железобетонных конструкций является диаграммная модель деформирования бетона. Развитие диаграммных методов расчета связано в той или иной степени с работами: В.М. Бондаренко, О.Я. Берга, В.Н. Байкова, В.Я. Бачинского, Е.А. Гузеева, А.Б. Голышева, Ю.П. Гущи, П.Ф. Дроздова, В.А. Ерышева, Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко, В.М. Круглова, С.Ф. Клованич, В.И. Мурашева, Н.М. Мулина, Т.А. Мухамедиева, С.А. Мадатяна, В.М. Митасова, Я.М. Немировского, В.Г. Назаренко, А.Н. Петрова, В.В. Петрова, А.Б. Пирадова, Н.Н. Трекина, Э.Н. Кодыша, А.И. Звездова, Е.Н. Щербакова и др.

Разработанная Н.И. Карпенко модель [64–72], отражающая зависимость деформаций от напряжений ($\varepsilon = f(\sigma)$), получена на статистическом анализе многочисленных экспериментов и с высокой точностью корректирует все полученные ранее модели, в том числе и имеющиеся в нормативных материалах других стран. Модель Н.И. Карпенко рекомендована для применения в

СП 63.13330.2018 [180] и более ранних нормативных документах [177, 179]. Модель рассчитана на использование в расчетах вновь проектируемых конструкций, соответственно рассчитана на диапазон характеристик бетонов, которые укладываются в рамки, установленные нормами. Применение этой модели нашло отражение в программных комплексах (ПК) по расчету новых конструкций – например, в ПК Ли́ра [86], SCAD и др.

Обследование эксплуатируемых железобетонных конструкций осуществляется в соответствии с СП 13-102-2003 [181], а определение прочности бетона проводится в соответствии с ГОСТ 22690–2015 [41]. Указанные нормативные документы для проведения поверочных расчетов конструкций отсылают к нормам по расчету и проектированию бетонных и железобетонных конструкций без учета изменения прочности и модуля упругости бетона за счет длительного периода эксплуатации или деструктивных воздействий на бетон, что, безусловно, приводит к погрешности расчетов. Кроме того, ни в нормах, ни в научных исследованиях, касающихся обследования зданий и сооружений, до настоящего времени не приведена методика создания так же как и использования модели деформирования для бетона с изменившимися физико-механическими характеристиками по истечению какого-либо значительного времени эксплуатации конструкции.

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 нагружения 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, квалифицированных 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.).

Возможность использования предложенной модели нелинейного деформирования бетона была рассмотрена в работах А.В. Козлова [77], А.А. Пищулева [152], Д.А. Панфилова [143], С.С. Мордовского [99].

В этих исследованиях подтверждалась целесообразность использования предложенной автором модели деформирования бетона при различных видах загрузки (изгиб, внецентренное сжатие) и для разных видов бетона.

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.

Внедрение результатов исследования

Результаты экспериментальных и теоретических исследований были приняты к использованию:

- в лекциях бакалаврам и магистрам на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет»;
- при расчёте, проектировании и определении остаточного ресурса железобетонных конструкций в ПАО «ОДК – Кузнецов», ООО «Новая Перспектива», ООО «Архив» и ООО «Листок».

Справки и акты о внедрении представлены в Приложении А.

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.

1 ОБЗОР МЕТОДОВ ПОСТРОЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ МОДЕЛЕЙ БЕТОНА В СООРУЖЕНИЯХ ПРИ ДЛИТЕЛЬНОМ СРОКЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ

В строительных конструкциях напряженно-деформированное состояние (НДС), возникшее под действием нагрузки, описывается фундаментальной системой статических, геометрических и физических уравнений. Эти уравнения могут быть линейными и нелинейными. Основными прочностными характеристиками бетона являются нормативные значения: сопротивления бетона осевому сжатию R_{bn} и сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bтп}$. Основными деформационными характеристиками бетона являются значения: предельных относительных деформаций бетона при осевом сжатии и растяжении, начального модуля упругости E_b , модуля сдвига G и меры ползучести C .

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b принимают в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие. Характеристики основных видов бетонов: тяжелого, легкого и ячеистого, содержатся в нормах [180], для других видов бетона: дисперсно-армированного фибробетона [167], бетона, твердеющего под давлением [133] и т.д., характеристики каждый раз необходимо определять отдельно.

Связь деформативных и прочностных свойств бетона можно получить, проводя испытания бетонных образцов при действии сжимающей или растягивающей нагрузок. В результате строится деформационная кривая зависимости напряжений σ и деформаций ϵ .

В начальной части этой диаграммы при напряжениях, составляющих до 30% от призмочной прочности, принимают линейную зависимость между напряжениями и деформациями. С ростом напряжений кривизна диаграммы увеличивается и связь между напряжениями и деформациями становится нелинейной.

Диаграммы состояния бетона применяют при расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели. В качестве расчетных диаграмм состояния бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, используют следующие виды диаграмм бетона: криволинейные, в том числе с ниспадающей ветвью, кусочно-линейные (двухлинейные и трехлинейные), соответствующие поведению бетона. При этом должны быть обозначены основные параметрические точки диаграмм (максимальные напряжения и соответствующие деформации, граничные значения и т.д.). В качестве рабочих диаграмм состояния тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, принимают упрощенные трехлинейную и двухлинейную диаграммы по типу диаграмм Прандтля [180].

1.1 Развитие предложений по учету особенностей деформирования бетона в расчетах прочности

Профессор Г. Бюльфингер предложил зависимость учета нелинейных деформаций материала в виде [149]:

$$\sigma_{\text{Bul}}(\varepsilon) = a_1 \cdot \varepsilon^{k_1}, \quad (1.1)$$

где $\sigma_{\text{Bul}}(\varepsilon)$ – напряжения;

ε – относительные деформации;

a_1 и k_1 – коэффициенты, зависящие от вида материала.

В конце XIX века К. Бах модифицировал зависимость (1.1), однако и его предложение предназначалось только для материалов невысокой прочности, что не давало возможности эффективно применить его к бетонным конструкциям [29; 163]:

$$\varepsilon_1(\sigma_{Bah}) = (\varepsilon)^m \cdot a. \quad (1.2)$$

Предложение С.П. Тимошенко позволяло в большей степени учесть нелинейность деформирования материалов, однако и оно не отражало поведение материала при нагрузках близких к разрушающей [149]:

$$\sigma_{Tim}(\varepsilon) = \frac{\varepsilon}{a2 + b2 \cdot \varepsilon}. \quad (1.3)$$

Одной из первых моделей деформирования, имеющей ниспадающую ветвь, была разработка немецких ученых [231]:

$$\sigma_{GBS}(\varepsilon) = a3 \cdot \varepsilon^{m3} - \beta \cdot \varepsilon^2. \quad (1.4)$$

Это выражение при параметрах, взятых для определения $a3$, β и $m3$ из экспериментальных данных, полученных в настоящее время, достаточно удовлетворительно обеспечивает совпадение с современными моделями деформирования бетона. Однако в начале XX века отсутствовала техника для экспериментального получения ниспадающей ветви, а отсутствие вычислительной техники не позволило применить полученное выражение для практических расчетов на этом этапе [65; 77].

Следующий этап характеризуется тем, что при расчетах надежности конструкций, в реальных условиях внешней нагрузки, используется метод допускаемых напряжений, иногда с использованием только законов упругости, а иногда с поправками на основе экспериментальных результатов. Ученые Л. Эйлер, Ш. Коши, А. Сен-Венан, А. Лежандр, Г. Ламе, К. Навье, Н.А. Белелюбский, К. Бах, Г. Бюльфингер и др. на этом этапе начинают применять вариационные и вероятностные методы вычисления прочностных характеристик конструкций. Тем не менее, от аппарата упругого деформирования конструкций, который к этому времени был разработан достаточно подробно, отойти не удастся. Камнем преткновения здесь являлся модуль деформирования материала, изменение которого наблюдается как при кратковременном загрузении, так и от временного

фактора (ползучесть, старение, упрочнение в результате физико-химических процессов, изменение характеристик под агрессивным воздействием среды и др.). Без знания математического выражения для модуля деформирования не удастся определить напряженное состояние за пределами упругой работы, которая может занимать слишком малый процент работы конструкции под реальной нагрузкой и временем. Картина поиска напряженного состояния на этапе эксплуатационной нагрузки оказалась настолько сложной, что от расчетов по допускаемым напряжениям на основе упругого расчета отказаться не смогли в СССР до 30 годов, а в других странах до 50–70 годов XX века.

Во второй половине XX века появившаяся техника для автоматизированного контроля за деформациями материала при испытаниях опытных образцов во время нагружения, позволила не только изучить работу материала при достижении максимума напряжений, но и получить характер изменения напряжений и деформаций уже за пределами максимума, т.е. получить так называемую ниспадающую ветвь (рисунок 1.1).

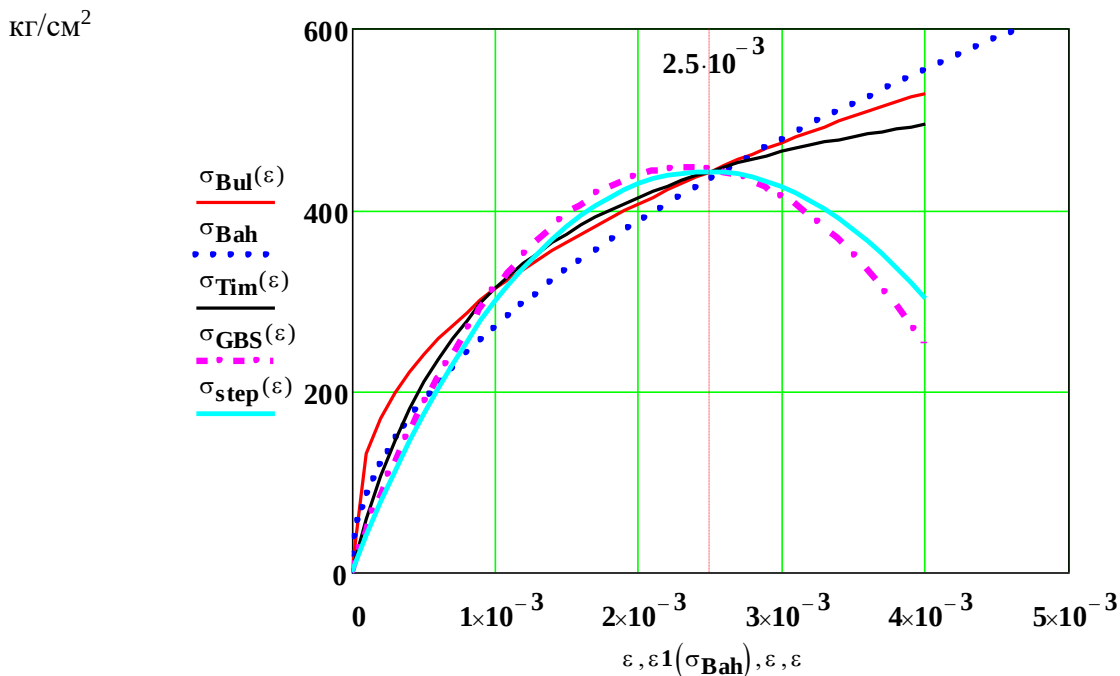


Рисунок 1.1 — Графическое изображение кривых деформирования бетона с прочностью 442 кг/см²: σ_{Bul} — по выражению (1.1); σ_{Bah} — по выражению (1.2); σ_{Tim} — по выражению (1.3); σ_{GBS} — по выражению (1.4); σ_{step} — по выражению (1.5)

В СГТУ имени Гагарина Ю.А. усовершенствовали выражение (1.4), вычитая из величины упругого напряжения той части, на которую напряжения ниже, при кратковременных испытаниях, обеспечивая тем самым получение характеристик нелинейности деформаций бетона в явном виде [149]:

$$\sigma_{\text{step}}(\varepsilon) = E \cdot \varepsilon - m_5 \cdot \varepsilon^{n_5}, \quad (1.5)$$

где E – модуль упругости;

ε – относительные деформации материала;

m_5 и n_5 – коэффициенты, зависящие от материала конструкции.

Однако и здесь, как и в зависимости (1.4), состоящей из двух частей, для расчетов напряженно-деформированного состояния необходимо использовать специальные программы и данные экспериментальных работ по определению конкретной кривой деформирования бетона. Приборная техника не позволяла при обследовании конструкций при эксплуатации сооружения определить фактическую кривую деформирования бетона или характерные точки этой кривой. Поэтому выражение (1.5) также не получило широкого распространения.

Исправляя недочеты предложенных ранее решений, появилось большое число более точных зависимостей для учета нелинейности деформирования, в том числе бетона и железобетона, но значительно более сложных для использования в нормативных документах и при проектировании конструкций:

- зависимость В.Н. Байкова [11–13]

$$\sigma_{\text{Baikov}}(\varepsilon) = A \cdot \varepsilon + B \cdot \varepsilon^2 + C \cdot \varepsilon^3 + D \cdot \varepsilon^4 + F \cdot \varepsilon^5,$$

- зависимость И.В. Кривошеина [149]:

$$\sigma_{\text{Kriv}} = a \cdot \varepsilon + b \cdot \varepsilon^3 + c \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\text{max}}}\right) + e \cdot \sin\left(\frac{3 \cdot \pi \cdot \varepsilon}{\varepsilon_{\text{max}}}\right),$$

и многих других исследователей, где коэффициенты определялись не из характеристик, установленных в нормативных материалах, а из эксперимента.

Необходимость проведения специальных экспериментов и усложненная форма выражений не привела к их применению в нормативных материалах.

Кроме представленных выше вариантов аналитических зависимостей существует большое количество других предложений [14; 19; 20; 23; 49; 88; 89; 142; 154; 163; 189; 202; 233; 215; 216; 219; 220; 227], также ряд ученых формулировали предпосылки, ставшие в дальнейшем основой при разработке аналитических зависимостей, отражающих связь напряжений и деформаций [11; 25; 54; 55; 56; 79; 80; 81; 96; 140; 146].

На 2-ой Всесоюзной конференции по бетону и железобетону в 1932 г. заведующий кафедрой Железобетонных конструкций МИСИ, профессор Военно-Инженерной академии А.Ф. Лолейт сделал доклад о принципиально новом подходе к определению прочности железобетонных конструкций на основе определения разрушающей нагрузки и едином коэффициенте запаса. Это было первое в мире оригинальное решение проблемы учета физической нелинейности бетона и стали при их совместной работе. Анализируя экспериментальные данные, А.Ф. Лолейт определил, что разрушение изгибаемой железобетонной конструкции – процесс достаточно длительный и начинается обычно с раскрытия трещин и текучести арматуры. При этом первоначальная высота сжатой зоны сокращается, и напряжения в сжатой зоне бетона растут и достигают предельных значений. Такое происходило в большинстве изгибаемых элементов и впоследствии их стали называть «нормально армированными», а сам метод стал началом новой эпохи в расчете железобетонных конструкций – расчете по разрушающим нагрузкам, а впоследствии – по предельным состояниям [145]. Проведя специальные экспериментальные работы, А.А. Гвоздев показал, что расчеты по А.Ф. Лолейту исключительно точны, не требуют знания деформационной кривой бетона, и при этом дают более точную картину запаса по сравнению с существовавшими методами расчета железобетонных изгибаемых конструкций. Это позволило создать принципиально новый в мировой практике нормативный документ по расчету железобетонных конструкций [39].

Метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям стал прорывом в понимании влияния пластических деформаций на работу конструкции в момент разрушения.

Однако расчеты по предельным состояниям не могут дать ответа на многие вопросы: о состоянии конструкции под эксплуатационной нагрузкой, об изменении прочностных и деформативных характеристик бетона со временем, о жизненном ресурсе сооружения и др. Поэтому исследования процессов нелинейного деформирования бетона продолжаются и особенно актуальны в связи с развитием новых технологий и созданием новых типов бетонов. Научный поиск в этом направлении базируется на определении более адекватных к эксперименту, но в то же время более простых моделей деформирования материалов.

Наиболее близко к теоретическому построению решения расчета конструкций, материал которых деформируется нелинейно под нагрузкой, подходит система фундаментальных инкрементальных уравнений [147–150]. Для конструкций, работающих без силовых трещин (купола, оболочки, предварительно напряженные конструкции), система фундаментальных инкрементальных уравнений позволяет решить основной спектр задач проектирования. Но для конструкций с трещинами и достаточно тяжело загруженных необходимо иметь аналитическое выражение зависимости напряжений от деформаций – диаграмму деформирования бетона и арматуры.

Благодаря быстрому в последнее время развитию мощности вычислительной техники, резко увеличившему скорость счета, в инженерную практику были широко внедрены методы расчета железобетонных конструкций, учитывающие нелинейность материалов. Лидирующие позиции заняли методы расчета с учетом нелинейности на основе диаграммы деформирования материала в прямом виде, которые получили название «Диаграммные методы расчета». Диаграммные методы и основы для них развивались в той или иной степени в работах: В.М. Бондаренко, О.Я. Берга, В.Н. Байкова, В.Я. Бачинского, Е.А. Гузеева, А.Б. Голышева, Ю.П. Гуци, П.Ф. Дроздова, В.А. Ерышева, Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко, В.М. Круглова, С.Ф. Клованича, В.И. Мурашева, Н.М. Мулина,

Т.А. Мухамедиева, С.А. Мадатяна, В.М. Митасова, Я.М. Немировского, В.Г. Назаренко, А.Н. Петрова, В.В. Петрова, А.Б. Пирадова, Н.Н. Попова, Б.С. Расторгуева, В.И. Римшина, В.И. Травуша, Е.Н. Щербакова и др.

В современных отечественных нормах СП 63.13330.2018 для расчетов железобетонных и бетонных конструкций с учетом нелинейности работы бетона под сжимающей нагрузкой рекомендуется деформационная модель, предложенная Н.И. Карпенко, на основе обобщенной зависимости для диаграммы деформирования бетона [66].

При использовании диаграммного метода железобетонные конструкции разбиваются на стержневые элементы: балки, колонны, решетчатые стропильные фермы и т.д. Далее в этих элементах выделяются нормальные и наклонные к продольной оси сечения, по которым ведется расчет. От требуемого напряженно-деформированного состояния, такого как сжатие-растяжение, изгиб, сдвиг и их комбинации, выполняются расчеты прочности, расчеты по деформациям, по трещиностойкости.

Кроме того, на современном этапе прорабатываются вопросы диаграммного расчета плоских конструкций, например, балок-стенок и оболочек.

Напряженно-деформированное состояние сечения конструкции описывается на основе диаграммы деформирования. Диаграмма деформирования, связывающая напряжения и деформации, зависит исключительно от характеристик материала и не связана с геометрическими или статическими характеристиками конструкции. Поэтому в силу своей универсальности основным подходом для описания напряженного состояния является использование зависимости напряжений и деформаций. Для учета деформаций от длительных процессов используются диаграммы-изохроны, отражающие влияние ползучести бетона.

Кроме того, существуют отдельные виды диаграммных методов расчета, в которых авторы используют зависимости (диаграммы), определяющие взаимосвязь внутренних усилий и перемещений, а также диаграммы «нагрузка-перемещение».

Диаграммный метод расчета учитывает влияние отдельно от растянутого и сжатого бетона, продольной и поперечной арматуры и т.д. на рассчитываемый параметр (несущую способность, величину деформаций и трещиностойкость). В основе этого метода лежит нелинейная деформационная модель нормального сечения. Модель включает в себя уравнения равновесия внешних и внутренних усилий, полученных на связи между напряжениями и деформациями, характер деформирования нормального расчетного сечения на основе гипотезы плоских сечений.

При этом напряженно-деформированное состояние может быть установлено на всех этапах нагружения, что позволяет произвести расчет при любом уровне нагрузки. Но в связи со сложностью решения задачи в общей постановке, расчет ведется численно, методом последовательных приближений [53]. Численными методами расчета посвящены работы П.А. Акимова, А.М. Белостоцкого, Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко, В.Н. Сидорова, и др. [2; 70; 71; 168; 185; 186; 188].

Сначала задается армирование элемента, исходя из конструктивных требований или предварительного расчета по первой группе предельных состояний.

После чего определяется напряженно-деформированное состояние элемента с помощью последовательных приближений. Определяются напряжения в бетоне и арматуре, вычисляются секущие модули деформаций в соответствии с диаграммами материалов. Выполняется расчет жесткости сечения и кривизны конструкции в сечении.

При каждой итерации проверяется соответствие деформаций бетона и арматуры сжатой и растянутой зоны предельным величинам деформируемости соответствующего материала. Достижение относительных деформаций бетона величины предельных деформаций на сжатие или относительных деформаций арматуры на растяжение является критерием прочности расчетного сечения. Достижение относительных деформаций бетона растянутой зоны предельным деформациям на растяжение служит условием образования трещин. Таким образом, в процессе итераций определяется момент трещинообразования, а на последней итерации – предельный несущий момент. На основании полученных диаграммным

методом результатов, с помощью формул строительной механики, определяют ширину раскрытия трещин и прогиб.

Обзор и история развития самих диаграмм деформирования и их аналитических зависимостей напряжений и деформаций, разработанных отечественными и зарубежными авторами, представлен в следующем параграфе.

1.2 Модели нелинейного деформирования бетона в отечественных и зарубежных нормативных материалах

Все рассмотренные модели, описанные в отечественных и зарубежных нормативных документах по проектированию железобетонных конструкций, можно подразделить на:

- основные – криволинейные модели, оценивающие НДС бетона максимально приближенно к реальной работе бетона;
- упрощенные параболически-линейные и билинейные модели, которые более просты и позволяют осуществлять расчет без применения ПК. В ряде стран – Австралии [201], Индонезии [230], Турции [234] и некоторых других, в нормативных документах не приводится описание модели деформирования бетона, и расчеты изгибаемых конструкций осуществляются с прямоугольной формой эпюры в сжатой зоне по предельной нагрузке [198–200].

В ряде стран СНГ до сих пор в силе СНиП 2.03.01-84* [175; 156]. Вьетнамский нормативный документ основан также на российских нормах [231]. Европейские страны используют единый нормативный документ [4] – EuroCode 2 [211] или подобные [203, 204, 206, 207, 218].

В республике Беларусь [174] также принята модель европейских стран.

В EuroCode 2 [211] для описания полной диаграммы деформирования бетона при кратковременном сжатии предлагается зависимость:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}, \quad (1.6)$$

где f_{cm} – прочность бетона на осевое сжатие, установленная для проектирования конструкций аналогично прочности бетона в возрасте 28 суток;

$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}};$$

ε – текущая относительная деформация в пределах $0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{\max}$;

ε_{c1} – относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования;

$$k = \frac{1,1 \cdot E_{cm,n} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}, \quad (1.7)$$

$E_{cm,n}$ – модуль упругости бетона.

Модуль упругости бетона $E_{cm,n}$ определяется по формуле:

$$E_{cm,n} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3}. \quad (1.8)$$

Выражение, используемое в ЕС, разработано в конце 80-х годов XX века и хорошо согласуется с применяемыми тогда бетонами без химических добавок. Выражение в ЕС предполагает «жесткое» соответствие модуля упругости $E_{cm,n}$ и прочности f_{cm} .

Деформационная модель Евросоюза получена более 30 лет тому назад, когда еще количество новых типов бетонов и новых технологий было относительно мало.

С применением новых видов бетонов с добавками, когда модуль снижается, а прочность растет, результаты экспериментальных и теоретических вычислений по нормам ЕС расходятся. Кроме того, выражение (1.6) не может быть применено для определения напряженного состояния эксплуатируемых конструкций, особенно испытывавших воздействие агрессивной среды или температурного воздействия.

В индийских нормах IS-456-2000 [217] – модель деформирования бетона при сжатии определяется выражением:

$$\begin{aligned}\sigma(\varepsilon_1) &= R \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_1}{p} \right)^n \right], \text{ при } \varepsilon_1 \leq p, \\ \sigma(\varepsilon_2) &= R, \text{ при } p \leq \varepsilon_2 \leq \varepsilon_{cu},\end{aligned}\tag{1.9}$$

где R – предельное сопротивление бетона сжатию.

Для графического сопоставления моделей деформирования ЕС и Индии используем бетон с расчетным сопротивлением $R=442 \text{ кг/см}^2$ и $\varepsilon_0=0,0025$, $n=2,5$.

Зависимость по индийским нормам имеет две ветви – восходящую до величины относительных деформаций p (на пике напряжений) и горизонтальную линию от p до $\varepsilon_{\max}$. Это значительно усложняет определение напряженного состояния конструкции и поэтому ограничивает практическое использование.

На рисунке 1.2 совмещены деформативные модели Еврокода (1.6) и нормативного документа Индии (1.9). Существенное расхождение этих моделей наблюдается на ниспадающем участке кривой. Аппроксимация по нормам Индии модели деформирования восходящего участка и нисходящего различными выражениями усложняет определение напряженного состояния. Нормы Евросоюза более точно отражают получаемые из эксперимента деформационные кривые и более просты для использования в расчетах напряженно-деформированного состояния.

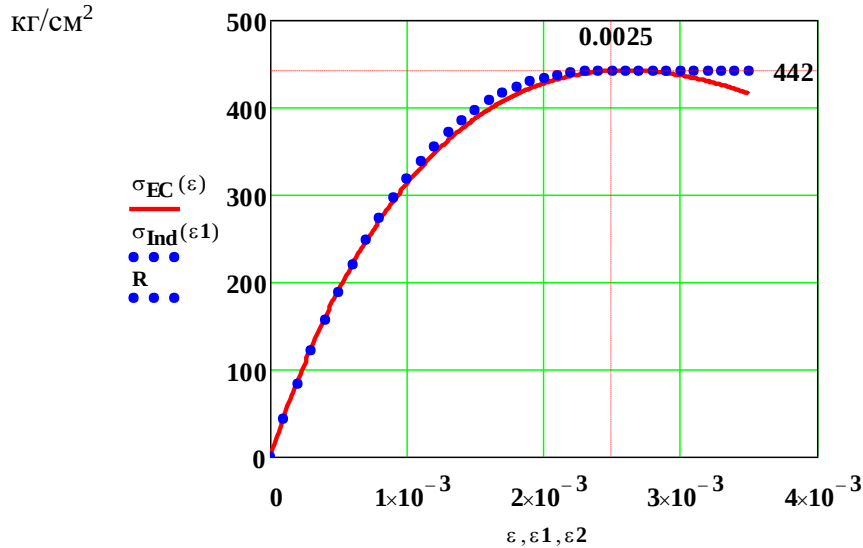


Рисунок 1.2 – Диаграмма зависимостей σ_{EC} – выражение (1.6) Еврокод,
и σ_{Ind} – выражение (1.9) нормативный документ Индии

В некоторых странах (в Китайской Народной Республике GB50010-2002 [212], в Бразилии ABNT NBR 6118–2003 [197] и др.) модели деформирования бетона на сжатие аналогичны индийской модели. Основное различие в этих нормах заключается в значениях коэффициентов n и величинах относительных деформаций на пике напряжений. Различие связано с особенностями материалов, применяемых для изготовления бетонов, и в самой технологии производства. Сопоставляя математические модели деформирования бетона при сжатии, рекомендуемые в зарубежных странах, следует отдать предпочтение зависимости (1.6), предлагаемой в нормах Евросоюза [211].

В СП 63.13330.2018 для расчетов железобетонных и бетонных конструкций с учетом нелинейной работы бетона под сжимающей нагрузкой рекомендуется деформационная модель в виде:

$$\varepsilon_b(\sigma_b) = \frac{\sigma_b}{E_b \nu_b}, \quad (1.10)$$

где $\varepsilon_b(\sigma_b)$ – относительные деформации;

σ_b – напряжения в бетоне;

E_b – модуль упругости бетона;

ν_b – коэффициент секущего модуля, на основе экспериментальных параметров.

Рассмотрим прочностные и деформационные характеристики бетона, соответствующие нормам РФ и близкие к тем, которые были приняты для сопоставления норм Евросоюза с индийскими нормами (таблица 1.1).

Таблица 1.1 – Прочностные и деформационные характеристики бетона

Прочность R, МПа	Модуль упругости E, МПа	Относительная деформация ε при $\sigma_b=R$	Предельная относительная деформация на нисходящей ветви при $\sigma_b=0,85R$	Коэффициент секущего модуля в вершине ν'_b
1	2	3	4	5
45	37000	0,0025	0,0037	0,486

В СП 63.13330.2018 напряжения сжатия принимаются со знаком минус. Для удобства сопоставления с деформационными моделями Евросоюза деформационная модель РФ представлена при сжатии со знаком плюс без изменения сущности построения.

В вершине диаграммы:

$$\nu'_b = \frac{\sigma_{max}}{p E_b} = 0,486,$$

$$\eta = \frac{\sigma_b}{\sigma_{max}}.$$

Восходящая ветвь, коэффициент секущего модуля:

$$\nu_b = \nu'_b + (\nu_0 - \nu'_b)\sqrt{1 - \omega_1\eta - (1 - \omega_2)\eta^2},$$

где $\nu_0 = 1$;

$$\omega_1 = 2 - 2,5 \nu'_b = 0,784;$$

$$\omega_2 = 1 - \omega_1 = 0,216.$$

Нисходящая ветвь, коэффициент секущего модуля:

$$\nu_b = \nu'_b - (\nu_0 - \nu'_b) \sqrt{1 - \omega_1 \eta - (1 - \omega_2) \eta^2},$$

где $\nu_0 = 2,05$; $\nu'_b = 0,997$;

$$\nu'_b = 0,997;$$

$$\omega_1 = 1,95 \nu'_b - 0,138 = 0,811;$$

$$\omega_2 = 1 - \omega_1 = 0,189.$$

Для построения кривой деформирования новых бетонов по СП 63.13330.2018 требуется определить большое количество параметров и характеристик, если они отличаются от описанных в нормах. Это затрудняет ее использование на практике. Модель в СП 63.13330.2018 получена на основе экспериментальных исследований бетонов, получаемых из отечественных материалов и с помощью отечественных технологий. Поэтому деформационная модель, разработанная на основе исследований Н.И. Карпенко, может служить эталоном для моделей, когда рассматриваются прочностные и деформативные характеристики бетонов, соответствующих СП 63.13330.2018. (рисунок 1.3).

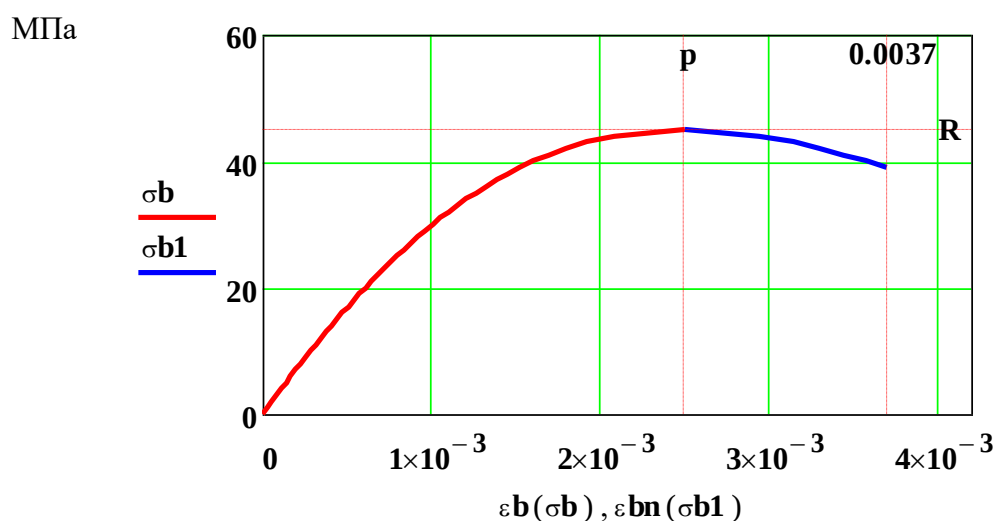


Рисунок 1.3 – Кривая деформирования бетона с $R=45$ МПа
и модулем упругости $E=37000$ МПа, построенная по СП 63.13330.2018
(σ_b – восходящая ветвь, σ_{b1} – нисходящая ветвь)

Представленное ранее выражение для деформационной модели Евросоюза – (1.6) запишем в виде:

$$\sigma_{EC1}(\varepsilon) = f(\varepsilon) \cdot R, \quad (1.11)$$

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

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

На рисунке 1.4 показано сопоставление деформационной модели норм РФ [180] и Евросоюза [211].

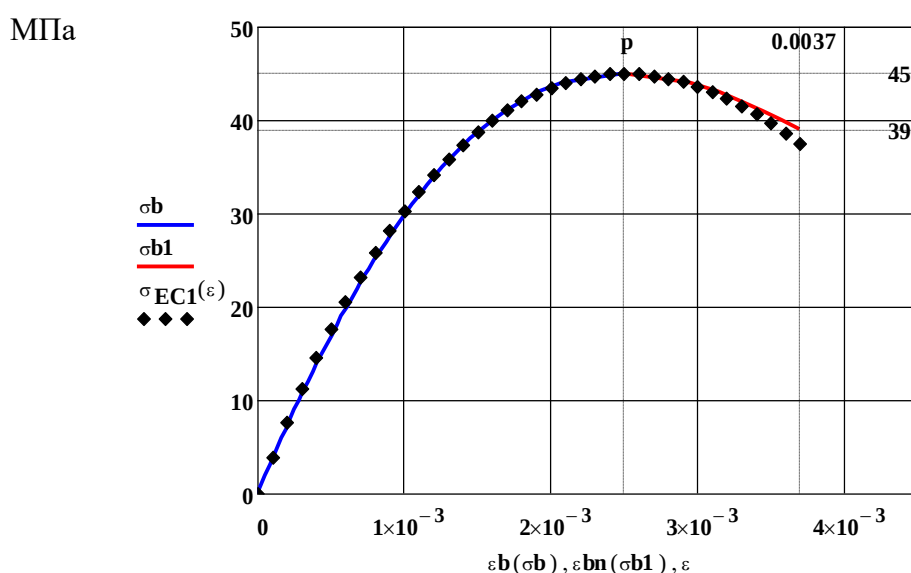


Рисунок 1.4 – Сопоставление графиков деформационных моделей по нормам РФ (σb и σb1) и нормам Евросоюза σEC1

Из рисунка 1.4 видно практически полное совпадение кривых на восходящем участке (расхождение меньше 0,5 %), и расхождение на ниспадающем участке в пределах точности измерений (до 3,92 %). Ниспадающая ветвь деформаций бетона является нестабильным участком, зависящим при одинаковом классе бетона от качества и вида цемента, заполнителей, технологии изготовления.

Деформационная модель в СП 63.13330.2018 является обобщенной моделью Н.И. Карпенко [69–71]. В отличие от модели Евросоюза [209–211], созданной

прямой аппроксимацией опытных деформационных кривых, модель Н.И. Карпенко базируется не только на экспериментальных данных, но и на особенностях структуры материала. Поэтому применение этой модели, предназначенной для проектирования новых конструкций, ближе к реальной деформационной кривой бетона, чем деформационная модель Евросоюза.

1.3 Бетоны, у которых модуль упругости не соответствует прочности, установленной в СП 63.13330.2018

Для бетонов, модуль упругости которых отклоняется от значения, указанного в нормах, в соответствии с его прочностью, необходимо создание модели с деформационными характеристиками материала и его прочностными свойствами, принятыми в соответствии с их реальными значениями. Это касается, прежде всего, конструкций, эксплуатируемых длительное время, из-за чего бетон в них за этот период поменял свои начальные характеристики [26; 37; 38; 9; 10; 166; 148; 183; 184; 221], а также конструкций, подвергавшихся воздействию агрессивной среды, высокой температуры или иному воздействию. В то же время многие виды бетонов с новыми эффективными добавками, фибробетоны или бетоны, получаемые с применением новых инновационных технологий или обработанные давлением, могут не вписываться в рамки характеристик, устанавливаемые нормативными материалами. Полученные экспериментальные данные контрольных кубов на объектах ММДЦ «Москва-Сити» подтверждают, что длительный срок эксплуатации оказывает существенное влияние на изменение прочности и начального модуля упругости высокопрочного бетона, при этом изменение этих показателей не пропорционально, так, прирост прочности бетонов класса В80–В90 в период до 570 суток составляет от 15 до 17 %, прирост значений модуля упругости за тот же период – 9,8 % [62]. Учитывая это многообразие деформационных моделей, актуально найти обобщающую форму математического

выражения, способного обеспечить точность расчетов конструкций из таких бетонов, модуль упругости которых отклоняется от значения, указанного в нормах в соответствии с его прочностью.

1.3.1 Мелкозернистый фибробетон

Фибробетон на основе мелкозернистого дисперсно-армированного бетона с применением полифункциональных модифицирующих добавок имеет начальный модуль упругости, значительно меньший по сравнению бетонами, характеристики и значения модулей упругости которых совпадают с установленными в нормах, в соответствии с их классами по прочности. В Мордовском государственном университете им. Н.П. Огарёва получены деформационные кривые с восходящей и нисходящей ветвями для мелкозернистого дисперсно-армированного бетона [138; 167].

Прочность исследуемых образцов достигала 60 МПа, но начальный модуль деформирования оказался у этих бетонов от 35 % до 40 % ниже по сравнению с бетонами, значения модулей упругости которых совпадают с установленными в нормах, в соответствии с их классами по прочности. В то же время и ордината точки p на кривой деформирования, соответствующая деформациям при максимальных напряжениях, оказалась от 40 % до 45 % меньше по сравнению с величиной для бетонов, значения модулей упругости которых совпадают с установленными в нормах.

Для описанного фибробетона экспериментально полученная кривая деформирования имеет вначале вогнутый характер (рисунок 1.5).

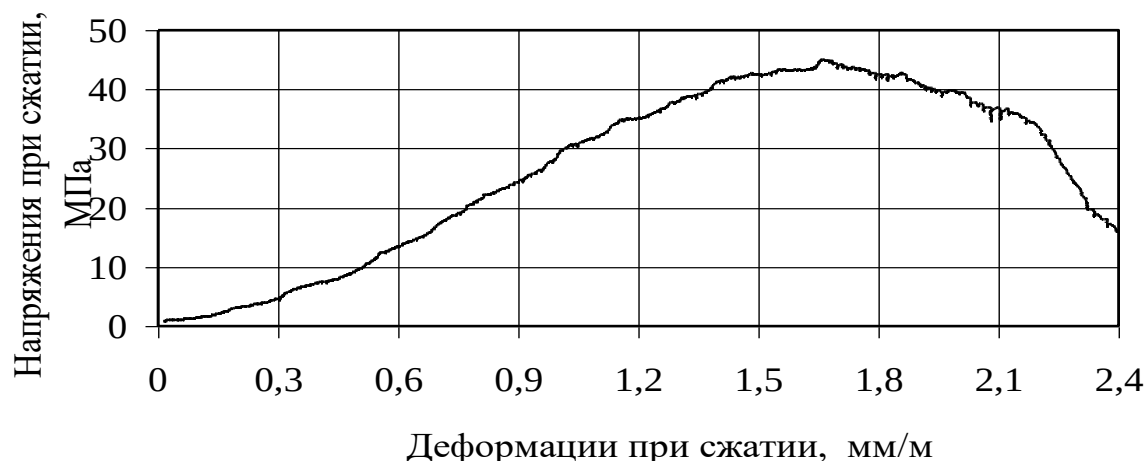


Рисунок 1.5 – Экспериментально полученные графики деформации при испытании образцов из фибробетона по [167]

Проверим, позволяет ли рекомендованная в СП 63.13330.2018 модель адекватно описать деформирование этого фибробетона.

Для примера используем прочностные и деформационные характеристики одного из образцов в [167] (таблица 1.2).

Таблица 1.2 – Характеристики образца из [167]

Максимальное напряжение R_n , МПа (кг/см ²)	Относительная деформация сжатия ϵ при максимальном напряжении	Напряжение в образце σ_0 при определении модуля упругости, МПа (кг/см ²)	Относительная деформация при напряжении σ_0	Модуль деформации бетона, МПа (кг/см ²)
45 (442)	0,0016	8,8 (112)	0,00052	21 150 (207 400)

Учитывая, что исходные результаты для фибробетона получены в кг/см², построим деформационную модель, предложенную Н.И. Карпенко с учетом коэффициентов, полученных в единицах для кг/см².

Построение модели Н.И. Карпенко для фибробетона – для обеих ветвей в вершине диаграммы:

$$v'_b = \frac{\sigma_{max}}{p E_b} = 1,332.$$

Восходящая ветвь:

$$v_b = v'_b + (v_0 - v'_b)\sqrt{1 - \omega_1\eta - (1 - \omega_2)\eta^2},$$

где $v_0 = 1$;

$$\omega_1 = 1,4 - 0,175 \frac{\sigma_{max}}{100};$$

$$\omega_2 = 1 - \omega_1.$$

Нисходящая ветвь:

$$v_b = v'_b - (v_0 - v'_b)\sqrt{1 - \omega_1\eta - (1 - \omega_2)\eta^2},$$

где $v_0 = 2,05 v'_b$;

$$\omega_1 = 0,2 + 0,188 \frac{\sigma_{max}}{100};$$

$$\omega_2 = 1 - \omega_1.$$

График кривой деформирования для фибробетона представлен на рисунке 1.6. Из рисунка 1.6 видно, что представленный на нем график не отвечает экспериментальному графику деформирования (рисунок 1.5).

Рассмотрим возможность применения модели деформирования, рекомендованной нормами Евросоюза [211]. Для этого подставим в зависимости (1.6), (1.7), и (1.8) данные таблицы 1.2.

Из рисунка 1.7 видно, что модель Еврокода также не соответствует экспериментальным данным для фибробетона.

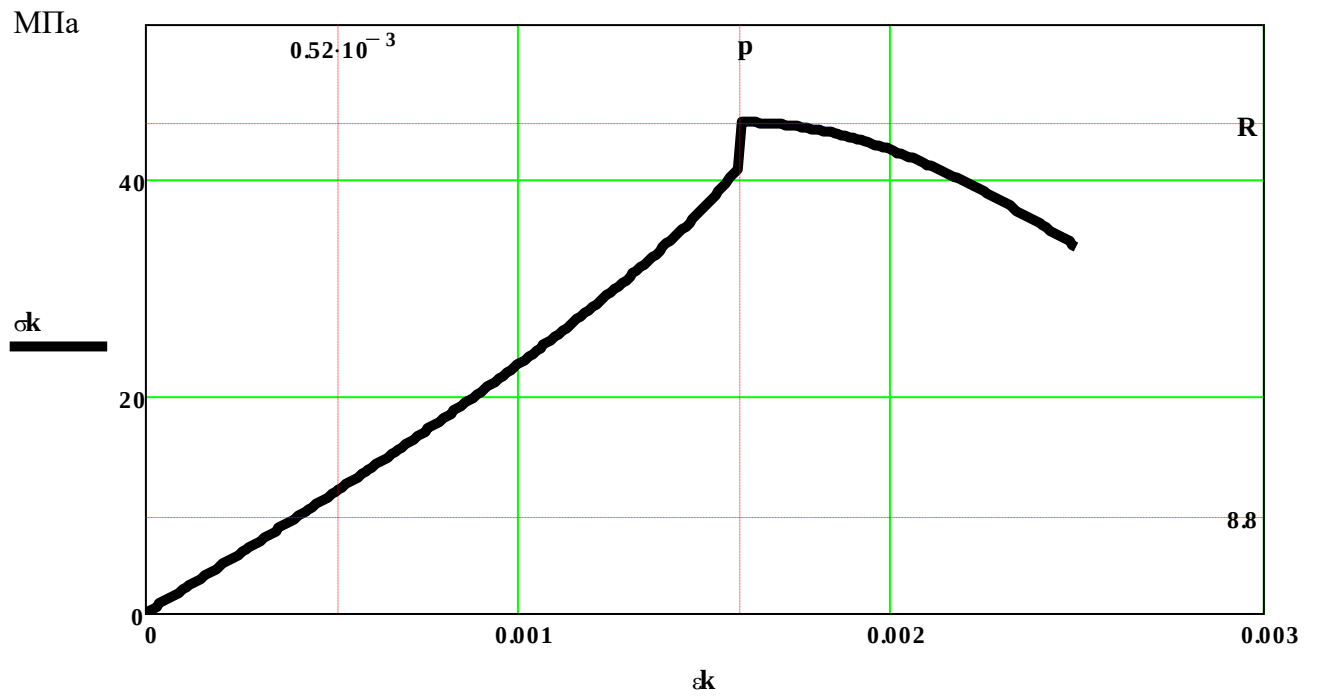


Рисунок 1.6 – Диаграмма моделей нелинейного деформирования бетона, построенная по СП 63.13330.2018 для фибробетона

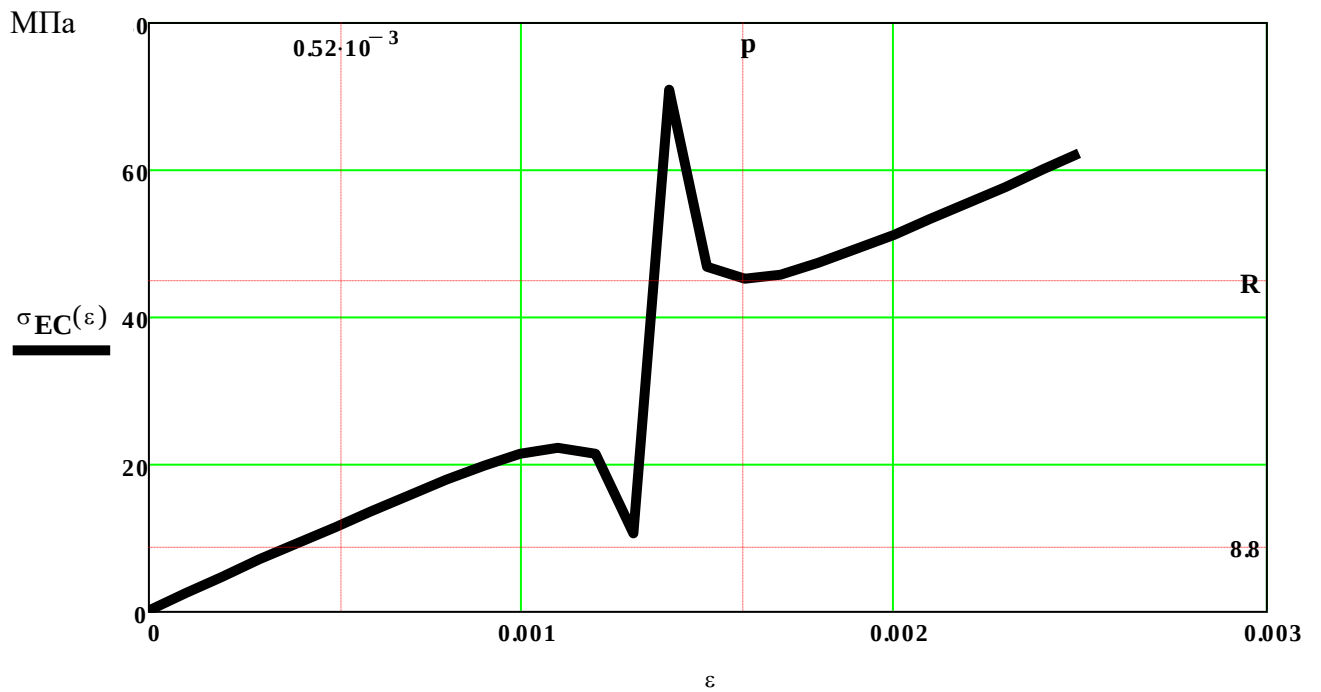


Рисунок 1.7 – Диаграмма модели деформирования, предложенной в нормах ЕС, применительно к фибробетону

Учитывая изложенное для фибробетонов – необходимо разрабатывать деформационные модели для каждого отдельного случая.

1.3.2 Бетоны длительно эксплуатируемых конструкций

Особенно актуальна методика построения моделей деформирования для бетонов в сооружениях, эксплуатируемых длительное время. Проблема разрушения бетона в процессе длительной эксплуатации под воздействием атмосферных влияний, физического, химического, биологического или другого воздействия, а также экономических последствий технического обслуживания и ремонта бетонных конструкций, сейчас является весьма актуальной [51]. На данный момент более 30 % многоэтажных зданий с применением железобетона в нашей стране построены более 50 лет тому назад и нуждаются в капитальном ремонте [162]. До проведения капитального ремонта необходимо провести обследование и установить необходимость усиления или замены отдельных элементов.

В 2007 году Правительством РФ был принят закон № 185-ФЗ «О фонде содействия реформирования жилищно-коммунального хозяйства». По заказу департамента городского хозяйства и экономики г. Самары (контракт № 266-Пр 108/4106 от 15 августа 2008 г.), кафедра Железобетонных и каменных конструкций СГАСУ (в настоящее время кафедра Железобетонные конструкции СамГТУ) разработала рекомендации по критериям отбора многоквартирных домов для включения в программу капитального ремонта. Экономическая эффективность является наиболее значимым критерием для капитального ремонта, но не менее острой остается оценка технического состояния железобетонных конструкций, поврежденных коррозией или получивших воздействие высоких температур.

Первую часть этой проблемы удалось решить для практического использования благодаря исследованиям А.А. Пищулева [151; 152], проведенных в

СамГТУ (СГАСУ), с использованием деформационной модели, разработанной автором [103; 104; 108–110; 113; 116–121].

Наиболее сложным оказался вопрос определения сроков безопасной эксплуатации зданий и сооружений до капитального ремонта. Кроме деформационной модели бетона, определенной по испытаниям образцов, выпиленных из бетона здания, необходимо было разработать математическую зависимость, совмещающую рост прочности бетона в процессе строительства и после со снижением прочности в результате деградиационных процессов (коррозии, отрицательных температур и т.д.). Разработать математическую модель для определения ресурса эксплуатируемых железобетонных конструкций автору удалось на основе изучения опыта других исследователей [9; 10; 15–18; 26; 62; 164–166] и проведения собственных исследований и экспериментов [114; 115; 125; 128].

Наряду с ростом объемов новых сооружений, увеличивается число эксплуатируемых сооружений, которым требуется проведение обследования. Это может быть обусловлено достижением расчетных сроков эксплуатации, а также необходимостью реконструкции объекта, или гипотетической опасностью, вызванной снижением эксплуатационных качеств бетона в результате агрессивного воздействия среды, воздействия отрицательных температур [61]. Со временем, при нормальных условиях эксплуатации, прочность бетона может существенно возрасти, и эксплуатационная надежность не уменьшится. Но если конструкция подвергалась воздействию высоких температур или присутствовала коррозия бетона, то прочность бетона может снизиться до критических значений. Во всех этих случаях изменение прочности и упругости происходит без соблюдения пропорции, заложенной в нормы. Поэтому соотношение прочности и модуля упругости уже не будет соответствовать соотношению, заложенному в нормативные материалы. А следовательно построение моделей деформирования бетона по методикам, приведенным в нормах для бетонов, значения модулей упругости которых совпадают с установленными в нормах, в соответствии с их классами по прочности, – приведет к недостоверному результату. В результате, появляется необходимость определения параметров деформирования таких

бетонов. Создание обобщенной модели деформирования бетона, находившегося длительное время при различных условиях эксплуатации, учитывая большой объем выполняемых работ, связанных с обследованием сооружений, имеет актуальное значение.

Надежность построенных сооружений и их ресурс для дальнейшей эксплуатации имеет большее значение как с точки зрения безопасности, так и с экономической точки зрения.

В процессе длительной эксплуатации, в особенности под воздействием на железобетонные конструкции агрессивной среды, сокращается предельная деформативность бетона, что может привести к переходу конструкции, спроектированной 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. Впоследствии, основываясь на полученных данных, может быть построена деформационная модель бетона, позволяющая выполнить расчет с учетом нелинейной работы бетона.

1.3.3 Бетоны, испытывавшие высокотемпературное воздействие

Исследованиями температурного воздействия на бетон и железобетонные конструкции занимались А.А. Гвоздев, В.В. Жуков, С.С. Каприелов, А.Ф. Милованов, В.И. Мурашев, К.Д. Некрасов, В.Н. Ройтман, А.Г. Тамразян, А.И. Яковлев и др. Для расчета строительных конструкций при высокотемпературном воздействии в НИИЖБ был разработан СНиП 2.03.04-84* [176].

Совершенствование технических средств измерения, вычислительной техники и программного обеспечения позволили создать принципиально новый

подход к расчету влияния температурного фактора на работу конструкций с учетом нелинейного деформирования материала. Исследованиям вопросов нелинейности работы конструкций, в том числе и под действием температурного фактора, посвящены работы В.М. Бондаренко, Н.И. Карпенко, А.П. Кричевского, И.С. Молчадского, В.С. Федорова и др.

Исследования поведения железобетонных конструкций после пожара показали, что температурное воздействие неоднозначно влияет на изменения прочности материала и его деформативных свойств. В одних случаях прочность может возрасти ($t < 400\text{ }^{\circ}\text{C}$), а в других ($t > 400\text{ }^{\circ}\text{C}$) – снизиться. Деформационную модель, принятую в нормах для проектирования новых сооружений, необходимо было уточнить для бетонов, подвергнутых температурному воздействию.

В 1992 году в нормы Евросоюза была включена специальная деформационная модель для бетона после температурного воздействия [210]:

$$\sigma_b(\theta) = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]}, \quad (1.12)$$

где $f_{c,\theta}$ – прочность бетона;

$\varepsilon_{c1,\theta}$ – деформации при максимуме σ .

Принципиальное отличие деформационной модели (1.12) от ранее использованной в нормах ЕС заключается в отсутствии в явном виде связи прочности и модуля упругости.

С обозначениями из норм РФ выражение для деформационной модели (1.12) примет вид:

$$\sigma_b(\varepsilon) = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot R_b}{p \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{p} \right)^3 \right]}, \quad (1.13)$$

Таблица 1.3 содержит данные таблицы 3.1 из [207] для построения модели деформирования бетона при воздействии высокой температуры.

Диаграмма выражения (1.13) представлена на рисунке 1.8 по данным таблицы 1.3 из EN 1992-1-2:2004 для температуры $t=20\text{ }^{\circ}\text{C}$ – $\sigma_{bE1}(\varepsilon_1)$, $t=600\text{ }^{\circ}\text{C}$ – $\sigma_{bE2}(\varepsilon_2)$, $t=800\text{ }^{\circ}\text{C}$ – $\sigma_{bE3}(\varepsilon_3)$.

Таблица 1.3 – Характеристики бетона из [207]

Temp, $^{\circ}\text{C}$	Siliceous aggregates			Calcareous aggregates		
θ	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$	$f_{c,\theta}/f_{ck}$	$\varepsilon_{c1,\theta}$	$\varepsilon_{cu1,\theta}$
20	1,00	0,0025	0,0200	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,0040	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	0,95	0,0055	0,0250	0,97	0,0055	0,0250
300	0,85	0,0070	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,75	0,0100	0,0300	0,85	0,0100	0,0300
500	0,60	0,0150	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,45	0,0250	0,0350	0,60	0,0250	0,0350
700	0,30	0,0250	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,15	0,0250	0,0400	0,27	0,0250	0,0400
900	0,08	0,0250	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,04	0,0250	0,0450	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,01	0,0250	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

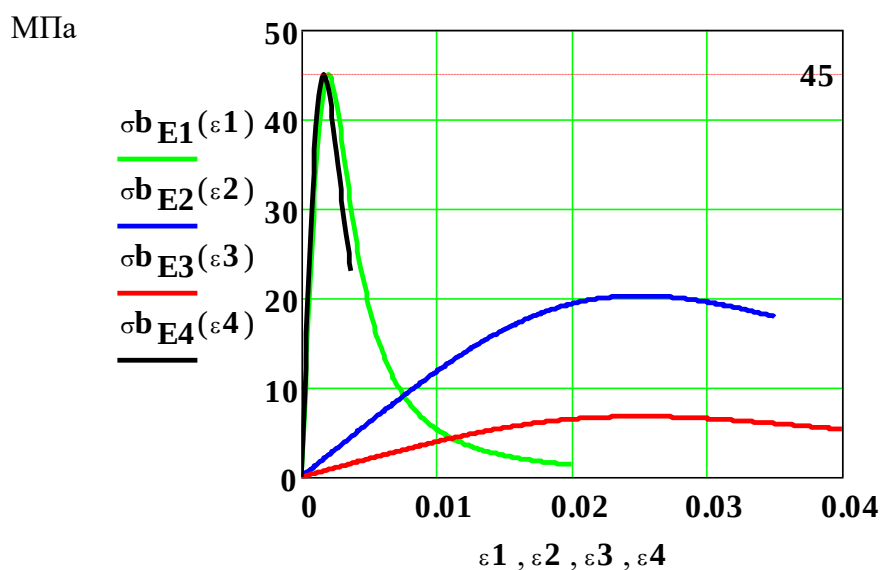


Рисунок 1.8 – Деформационные модели для бетона при сжатии, подверженного воздействию температуры: $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ – σ_{bE4} ; $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ – σ_{bE2} ; $800\text{ }^{\circ}\text{C}$ – σ_{bE3} и фибробетона ($R=45\text{ МПа}$; $p=0,00166$) – σ_{bE1}

Проведенные исследования в РФ во ВНИИПО [189] скорректировали полученные результаты из таблицы 1.3 для бетонов, получаемых в нашей стране.

Было отмечено и неоднократно проверено, что бетон при нагревании до 200 °С повышает свою прочность, но начальный модуль упругости остается практически на одном уровне. Для тяжелого бетона на гранитном заполнителе во ВНИИПО были получены данные, указанные в таблице 1.4.

Таблица 1.4 – Характеристики бетона, полученные во ВНИИПО

№ п/п	T, °C	Прочность R _b , МПа	Модуль упругости E _b , МПа	Деформации при R _b $\epsilon_m = p$	Предельные деформации ϵ_{ult}
1	2	3	4	5	6
0	20	24,00	26000	0,002	0,003
1	200	33,12	16120	0,003	0,0045
2	400	26,00	10920	0,0051	0,0076
3	600	16,50	6240	0,0087	0,013
4	700	10,53	4160	0,011	0,017
5	800	4,56	3380	0,015	0,022

Расхождение между значениями таблицы 1.3 и таблицы 1.4 в основном связано с полученными характеристиками бетона, подверженного воздействию температуры 200 °С. Результаты ВНИИПО были получены в РФ значительно позднее, базировались на большом количестве образцов с применением современного оборудования. Это дает основание считать их более достоверными.

Подставив соответствующие значения из таблицы 1.4 в выражение (1.13), получим графическое представление деформационных моделей по нормам Евросоюза (рисунок 1.9).

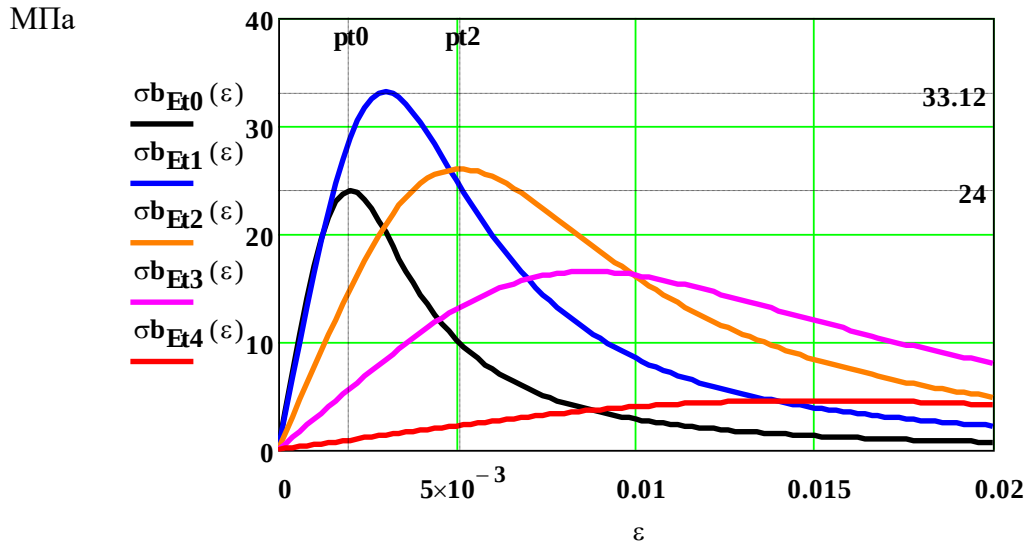


Рисунок 1.9 – Деформационные модели, построенные по выражению (1.13), с использованием данных таблицы 1.4 при воздействии температуры 20 °C – $\sigma_{b_{Et0}}$; 200 °C – $\sigma_{b_{Et1}}$; 400 °C – $\sigma_{b_{Et2}}$; 600 °C – $\sigma_{b_{Et3}}$; 800 °C – $\sigma_{b_{Et4}}$

Учитывая изложенное для бетонов, испытавших высокотемпературное воздействие – необходимо разрабатывать деформационные модели для каждого отдельного случая.

1.3.4 Бетон, обработанный давлением в процессе твердения

О том, что твердение бетона под давлением приводит к улучшению его характеристик, стало известно еще в 30-х годах XX века в результате исследований Э. Фрейсине (Франция).

Наибольшее внимание к обработке бетона давлением (ОБД) уделялось учеными США в Массачусетском и Йельском университетах. Ими при давлении 250 МПа и температуре 1000 °C были изготовлены бетонные образцы цилиндрической формы особо высокой прочности на основе обычного цемента без химических добавок [223]. В то же время при кратковременном прессовании чисто

бетонных конструкций без арматуры получались более прочные элементы по сравнению с необработанными давлением.

Успехи кратковременного прессования бетонной смеси позволили в массовом масштабе получать тротуарную плитку, бордюры и штучные камни. Однако применить такую технологию для железобетонных конструкций не удавалось вследствие разуплотнения смеси и потери сцепления арматуры с бетоном после сброса давления.

Относительно удачным решением была Шведская технология ОБД для напорных виброгидропрессованных труб. Суть технологии заключалась в том, что бетонная смесь, обжатая изнутри резиновой камерой давлением 2,5 МПа, напрягала часто расположенную спиральную арматуру с контролируемым с высокой точностью зазором между стержнями. Напрягаясь, арматура должна взять на себя давление 2,3 МПа, передав 0,2 МПа на наружную опалубку. Для получения качественной трубы было необходимо применять качественную бетонную смесь с тщательно фракционированным крупным и мелким заполнителем, точным количеством цемента соответствующей марки, точной дозировкой воды и т.д. Фактически напряжение в арматуре оказывалось или больше необходимого или меньше. Если меньше, то рвались соединительные болты наружной опалубки, если больше, то защитный слой оказывался не обжатым и отслаивался. И в том и другом случае получался брак.

Обработкой бетона давлением во многих странах мира стали заниматься сравнительно давно. Объяснить это можно тем, что давление позволяет в результате отжима влаги снизить водоцементное отношение, снизить в несколько раз пористость [131], уменьшить дефекты структуры и уплотнить смесь, активизировать поверхность заполнителей, превратив их из инертных в химически активные, способствуя увеличению прочности бетона. Но не менее важно то, что изменение размеров пор и исключение крупных дефектов структуры приводит к увеличению морозостойкости на порядок. Получается, что давление вскрывает резервы прочности бетона и его очень важные для эксплуатации свойства. Также

исключительно важно то, что давление в процессе твердения смеси обеспечивает надежное сцепление арматуры с бетоном [131].

В России в результате исследований в 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 (технология ОБД), были осуществлены в НИИЖБе (Москва). Испытания показали, что прочность бетона в колоннах возросла до момента испытания (от трех до четырех 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 настоящее время переход на экономичную высокомеханизированную и автоматизированную технологию, при наметившейся тенденции сокращения добычи качественных нерудных материалов, вскрытие резервов в производстве железобетона за счет технологии ОБД представляется весьма важной и актуальной проблемой. Перевод производства железобетона на изготовление под давлением позволит не только улучшить качество конструкций, но и обеспечит как экономию материальных ресурсов (стали, цемента, заполнителей), так и экономию трудовых ресурсов за счет большой возможности автоматизации производства, без расширения энергетических затрат. Исследования в СамГТУ (СГАСУ) также показали, что давление, влияя на кинетику растворения вяжущего и гидратообразование, способствует улучшению структуры бетона, что изменение пористости смеси при обжати происходит избирательно – в первую очередь вследствие сокращения крупных пор ($Z > 10$ мкм) и макродефектов, что сцепление растворной части с заполнителем в результате поверхностной химической активности превосходит сцепление с инертным в обычных условиях заполнителем.

Выполненные исследования показали, что для БТД характерна иная закономерность собственных деформаций, чем наблюдается у бетонов, полученных традиционным путем. Это обусловлено тем, что деформации усадки в БТД накладываются на деформации распрессовки первого и второго рода (упругие и неупругие) [109]. Показано, что деформации распрессовки приводят к

образованию специфического поля напряжения в бетоне, названного «начальным полем напряжений». Получены зависимости, позволяющие оценить величины деформаций распрессовки и качественную картину начального поля напряжений. Показана возможность регулирования собственных и остаточных деформаций БТД посредством изменения величины обжатия смеси в процессе изготовления конструкций.

Все это удалось осуществить в СамГТУ (КуИСИ) благодаря удачно найденной конструкции пресс-формы (Авторское свидетельство № 799945 СССР. Бюл. 1981. № 4).

В СамГТУ (КуИСИ) было изготовлено и опробовано несколько типов принципиально разных конструкций. Однако только применение одной пресс-формы по Авторскому свидетельству № 799945 позволило обеспечить условия по надежности, безопасности и экономической целесообразности. Сначала эта пресс-форма была выполнена в виде лабораторной установки для изготовления железобетонных моделей колонн с размерами 110×110×1500 мм. Лабораторная пресс-форма была выполнена из целой металлической трубы, способной выдержать давление до 200 кг/см². Изготовленные на ней железобетонные и бетонные образцы колонн позволили выявить особенности БТД. Были изучены вопросы изменения пористости БТД при различных величинах опрессовочного давления [132]. В связи с устранением крупных пор при опрессовочном давлении от 20 до 25 кг/см² резко возросла морозостойкость с F30 в исходном бетоне до F500 в БТД. Особый интерес представили исследования деформаций, связанных с распрессовкой бетона, и наложением этих деформаций на деформации усадки.

Принципиальное отличие лабораторной установки по Авторскому свидетельству № 799945 от всех существующих в нашей стране и за рубежом по изготовлению бетонных и железобетонных элементов из БТД, можно увидеть на рисунке 1.10. На этом рисунке показано, что после сброса опрессовочного давления между конструкцией и опалубкой автоматически происходит образование распалубочного зазора. После снятия наружной крышки колонна из пресс-формы свободно вынимается. При такой конструкции пресс-формы технология БТД

становится конкурентной даже с обычной технологией изготовления без опрессовочного давления, так как не требуется разборка всей опалубки, а создание давления требует минимальных затрат.

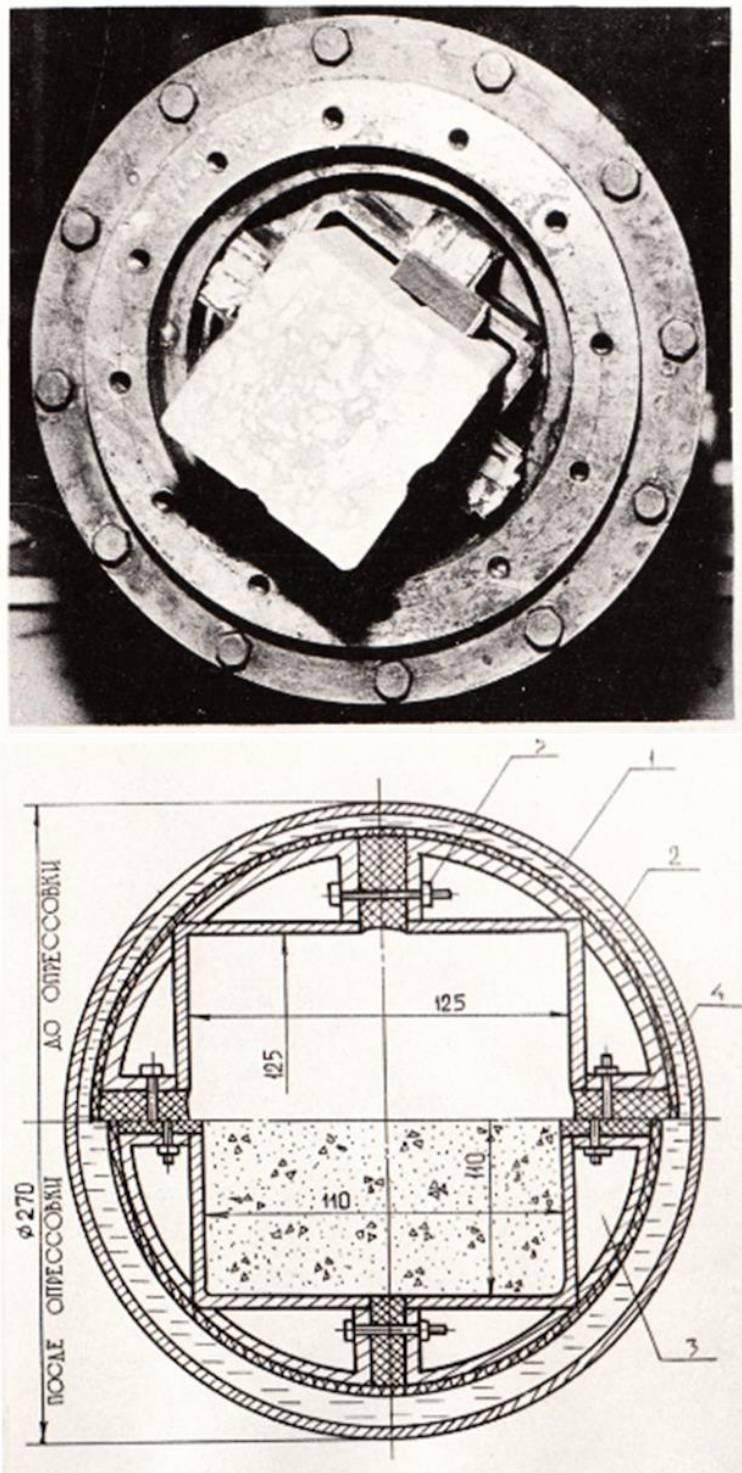


Рисунок 1.10 – Фото торцевой части пресс-формы по А.С. № 799945 с извлекаемым образцом –
 виден образовавшийся распалубочный зазор, и поперечный разрез пресс-формы до
 бетонирования и после, до сброса опрессовочного давления

Лабораторная установка позволила без специального обслуживания и ремонта изготовить для исследовательских целей более 200 моделей железобетонных колонн (рисунок 1.11).

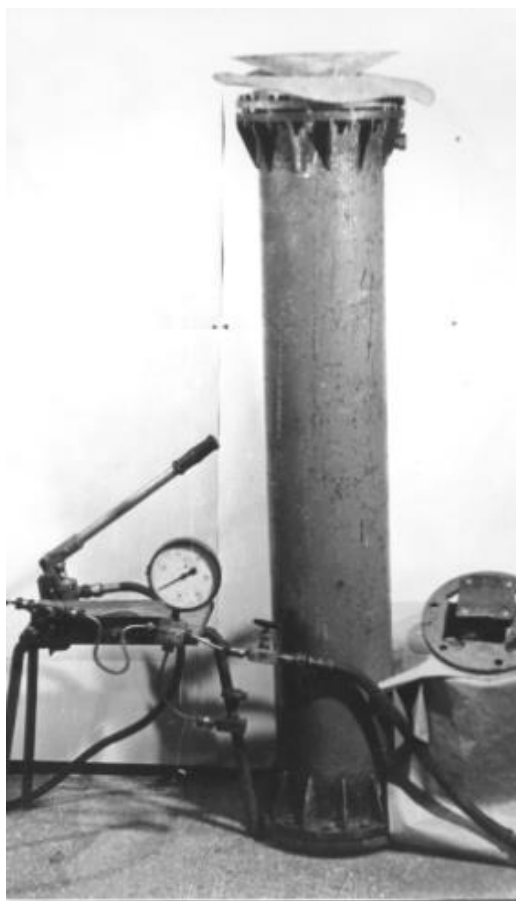


Рисунок 1.11 – Лабораторная установка для изготовления мини колонн из БТД

По подобию лабораторной установки была создана пресс-форма для более крупной конструкции – бортового камня.

На пресс-форме, представленной на рисунке 1.12, были изготовлены для исследования десятки бортовых камней (рисунок 1.13).



Рисунок 1.12 – Пресс-форма. Извлечение изготовленного бортового камня без разборки основной части пресс-формы



Рисунок 1.13 – Бортовые камни, изготовленные из БТД

Пресс-форма для бордюрных камней показала возможность изготавливать не только более прочные бетоны по сравнению с исходным материалом, но и значительно более морозостойкие, пригодные для особых условий в северных районах РФ.

Для проведения исследований прочности и деформативности БТД из бортовых камней и колонн было выпилено алмазным инструментом и испытано несколько сотен кубов $100 \times 100 \times 100$ мм и цилиндров диаметром 80 мм, представленных на рисунке 1.14.



Рисунок 1.14 – Кубы и цилиндры, выпиленные из бортовых камней для исследования характеристик БТД

Совместно с ЦНИИС Минтранстроя было установлено, что в БТД изменяется структура материала и под давлением мелкие и крупные «инертные» заполнители вступают в реакцию с цементом, образуя прочный контакт [158]. В результате этого:

- 1) значительно уменьшается размер пор и число дефектов структуры;
- 2) повышается прочность непосредственно при изготовлении от 1,5 до 2 раз, по сравнению с исходным бетоном класса В30 (до прочности В50);
- 3) в разы повышается морозостойкость, достигая F500 при исходном F50;
- 4) повышается водонепроницаемость до W10 при исходном W2;
- 5) снижается ползучесть и усадка;
- 6) в результате сброса опрессовочного давления в ненапрягаемой арматуре создается предварительное напряжение величиной в интервале от 50 до 100 МПа;
- 7) после 35 лет нахождения ранее изготовленных колонн из БТД в обычных атмосферных условиях их прочность выросла с 55–60 МПа до 105 МПа (испытания выпиленных цилиндрических образцов из колонн проводилось в МГУ им. Н.П. Огарёва в Саранске). Необходимо отметить, что прирост прочности в обычном бетоне, в том числе и высокопрочном, имеет значительно меньшее значение.

Эти особенности БТД создают условия для разработки и внедрения нового поколения железобетонных элементов для районов крайнего Севера, требующих особой надежности.

В связи с потребностью применения высокопрочного бетона в железобетонных конструкциях, работающих на сжатие, в СамГТУ (КуИСИ) были созданы из БТД колонны для производственных зданий (рисунок 1.15).

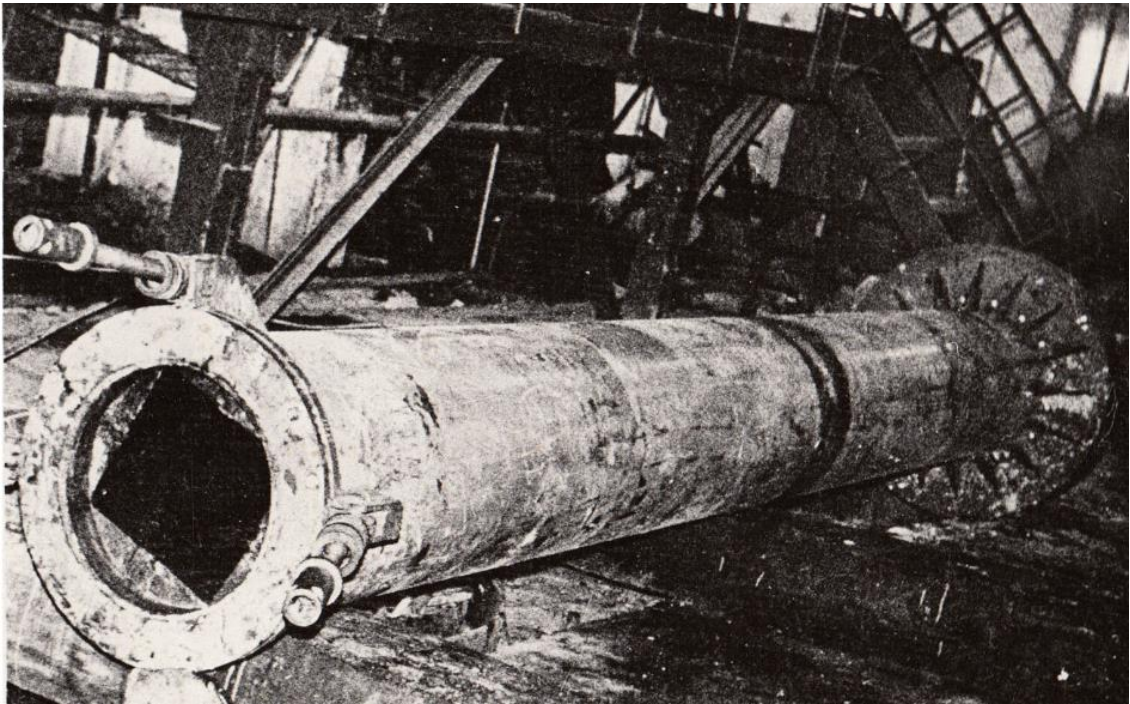


Рисунок 1.15 – Фото пресс-формы по Авторскому свидетельству № 799945, 1981 г. для изготовления колонн в производственных условиях

В результате исследований в СамГТУ (КуИСИ), в которых принимал участие и автор, были получены новые данные о физико-механических свойствах БТД при загрузении, его внешней кратковременной и длительной нагрузках и др. [109; 132; 133; 173].

В частности, установлена связь прочностных характеристик, модуля упругости, мер ползучести с опрессовочным давлением.

Показано увеличение предельной деформативности БТД по сравнению с исходным бетоном [28; 131–133].

Показано, что при проектировании конструкций из БТД требуется не только учитывать особенности этого бетона в расчетах, но и по-иному подходить к выбору материалов для смеси и конструированию арматурных каркасов и стыков [133]. В отличие от традиционной технологии, оснастка для изготовления железобетонных конструкций под давлением должна включать специальные устройства, способные создавать и поддерживать в бетонной смеси давление необходимого уровня.

Одним из существенных вопросов для всех видов конструкций из высокопрочных бетонов, в том числе и БТД, является рост или падения прочности со временем [114; 115].

В 2016 году, из еще одной партии колонн из БТД, изготовленных вместе с колоннами, испытанными в НИИЖБЕ (рисунок 1.16), были выпилены два цилиндрических образца. Испытание образцов проводилось в Мордовском государственном университете им. Н.П. Огарёва на прессе, обеспечивающем постоянное соотношение $d\sigma/d\varepsilon$ при нагружении.

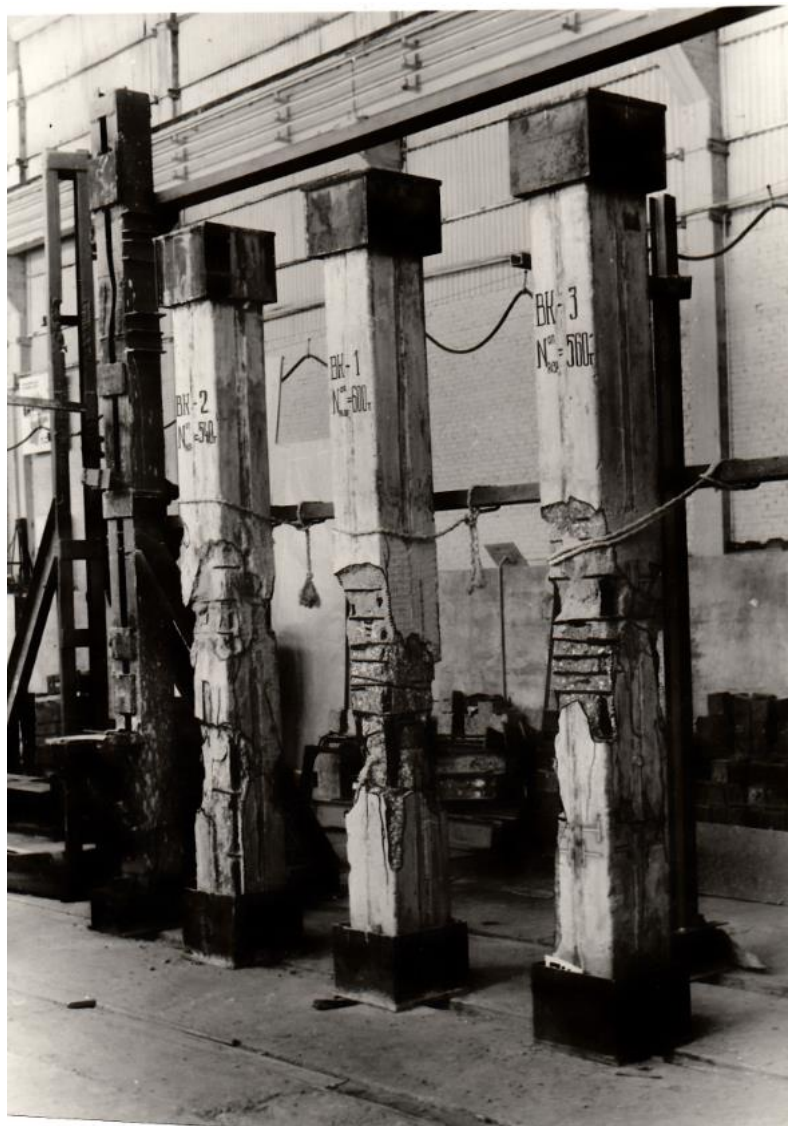


Рисунок 1.16 – Колонны из БТД, изготовленные на 7 заводе ЖБИ в Самаре
и испытанные в НИИЖБ Госстроя СССР (Москва)

Испытания показали, что прочность бетона с $R_b=300$ кг/см² в результате обработки давлением увеличилась за короткий период до испытания опытных колон до 560–600 кг/см². А через 35 лет, в обычных атмосферных условиях, прочность возросла до 1050 и 820 кг/см² (образец № 3 и образец № 4). Испытания, проведенные в МГУ им. Н.П. Огарёва, подтвердили исключительную способность БТД набирать в обычных атмосферных условиях прочность в течение длительного времени.

1.4 Влияние ползучести на распределение деформаций и напряжений в изгибаемом элементе

Использование деформационной модели бетона позволяет рассчитывать несущую способность и деформационные характеристики железобетонной конструкции не только при конкретной нагрузке (несущую способность или прогиб только при расчетной нагрузке), как это принято в расчетах по предельному состоянию, но и получить зависимость нагрузка – время – прогиб. Особенно это имеет значение при проведении экспериментальных замеров, связанных с испытанием новых конструкций, или при обследовании эксплуатируемых сооружений.

Далее рассмотрим влияние ползучести на изменение характера деформационных диаграмм. В объяснении причин ползучести имеется много предположений. Одна из гипотез проявления ползучести заключается в том, что в результате напряжений в бетоне, возникающих от внешней нагрузки, происходит уменьшение размеров пор, и часть капиллярной воды переходит в адсорбционный слой. Это предположение разрабатывалось в НИИЖБе под руководством А.А. Гвоздева и было поддержано С.В. Александровским, В.М. Бондаренко, К.З. Галустовым, А.Г. Тамразяном, А.В. Яшиным и многими другими исследователями.

По другой гипотезе, выдвинутой О.Я. Бергом [21], ползучесть в основном связана с образованием в бетоне микротрещин, которые могут быть обратимы на первом этапе загрузки и необратимы при больших нагрузках. Этой версии придерживаются В. Гансен и др.

По третьей гипотезе, разрабатываемой школами З.Н. Цилосани, А.В. Волженского и др. учеными, основной причиной ползучести является вязкость гелевой составляющей бетона, которая, деформируясь под нагрузкой, освобождается от напряжений (релаксирует), нагружая более жесткий и работающий упруго – инертный заполнитель.

Особая сложность явления ползучести и отсутствие единой позиции по данному вопросу приводят к различным методикам, как правило, сложным и используемых в единичных случаях при расчетах уникальных сооружений.

1.5 Расчет прогибов изгибаемых железобетонных конструкций с учетом нелинейности деформирования бетона

При расчетах по второй группе предельных состояний расчет прогибов рекомендуется производить с использованием жесткостных характеристик сечений изгибаемых элементов, определяемых только при расчетной нагрузке. При этом отдельно рассматривается изменение напряжений в сжатой и растянутой зонах, с применением экспериментально полученных коэффициентов для рассматриваемого класса бетона. Так как результаты экспериментальных исследований в разных странах разнятся между собой, то и расчеты прогиба одной и той же конструкции по методикам разных стран отличаются иногда на порядок. Совершенствованием методик расчета прогибов занимались А.Л. Балускин, А.И. Валовой, В.С. Верещагин, А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемыш, И.К. Никитин, В.И. Травуш и др. [16; 31; 32; 34; 35; 73; 96; 108; 112; 113; 130; 191].

В СП 63.13330.2018 разрешается определять прогиб по правилам строительной механики. Однако разработка методики такого подхода в нормах не приводится.

Прогиб конструкции по правилам строительной механики, если известна кривизна, находят по формулам:

$$FM_{\max} = \int W(x) \cdot Me(x) dx \quad \text{и} \quad FQ_{\max} = \int Q(x) \cdot Qe(x) dx,$$

где $FM_{\max}$ – прогиб от действия момента;

$FQ_{\max}$ – прогиб от действия поперечной силы;

$W(x)$ и $Q(x)$ – функции кривизны;

$Me(x)$ и $Qe(x)$ – функции от единичной нагрузки.

Для того, чтобы определить текущую кривизну даже при кратковременной нагрузке, необходимо использовать модель деформирования бетона. Применение модели деформирования бетона, предложенной в СП 63.13330.2018, принципиально возможно, но на практике, из-за целого ряда эмпирических зависимостей, оказывается сложным. Применение модели деформирования по [123] позволяет получить решение, используя общеизвестные математические программы для ПК.

Интересное предложение по расчету прогибов конструкций было предложено Д.А. Панфиловым при участии автора [110; 129; 143].

На основе диаграммы деформирования [121; 123] была разработана усовершенствованная методика расчета прогибов изгибаемых железобетонных конструкций.

При этом приняты следующие допущения:

- рассматривается железобетонная изгибаемая свободно опертая балка, загруженная двумя сосредоточенными силами, равноудаленными от опор;

- по длине балки имеют место два характерных участка – участок (I) без трещин в зоне действия поперечной силы и участок (II) с трещинами в зоне чистого изгиба;

- распределение кривизны на участке (I) принимаем по линейному закону;
- распределение кривизны на участке (II) принимается по синусоидальному закону;
- характеристики синусоидального закона определяются на основе вычисления высот сжатой зоны в зоне трещины и в блоке между трещинами;
- кривизна R в сечении с трещиной определяется на основании условия равновесия усилий в сжатом бетоне и растянутой арматуре;
- кривизна R_1 в сечении в середине блока между трещинами – определяется из условия, что значения относительных деформаций растянутого бетона не превышают предельных (при $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{bt2}$), при этом для построения кривой деформирования бетона при растяжении используются данные [170], а гипотеза плоских сечений распространяется только на сжатый бетон.

В результате решения системы уравнений получим значения k и ε_b с учетом нелинейного деформирования бетона и арматуры на сжатие и растяжение с помощью соответствующих диаграмм деформирования. Кривизну R определим по формуле

$$R = \frac{\varepsilon_b}{k},$$

где k – высота сжатой зоны.

Функцию изменения кривизны в зоне чистого изгиба Д.А. Панфилов, используя модель деформирования, предложил принять синусоидального вида:

$$P(x) = \frac{R - R_1}{2} \cdot \sin\left(\frac{-2\pi}{L_s} \cdot x + \frac{\pi}{2} + \frac{2 \cdot \pi \cdot m}{L_s}\right) + \frac{R_1 + R}{2},$$

где R – кривизна в сечении с трещиной;

R_1 – кривизна в середине блока между трещинами.

Зависимость распределения кривизны вдоль балки $WW(vv)$ получим на трех участках:

$$W(v) = \begin{cases} P_1(v) \text{ if } 0 \leq v \leq m + \frac{1}{2} \cdot (L - 2m - n \cdot L_s), \\ P(v) \text{ if } m + \frac{1}{2} \cdot (L - 2m - n \cdot L_s) \leq v \leq 4L_s + m + \frac{1}{2} \cdot (L - 2m - n \cdot L_s), \\ P_2(v) \text{ if } 4L_s + m + \frac{1}{2} \cdot (L - 2m - n \cdot L_s) \leq v \leq L. \end{cases}$$

Эпюра кривизны, построенная на основании этой зависимости, представлена на рисунке 1.17.

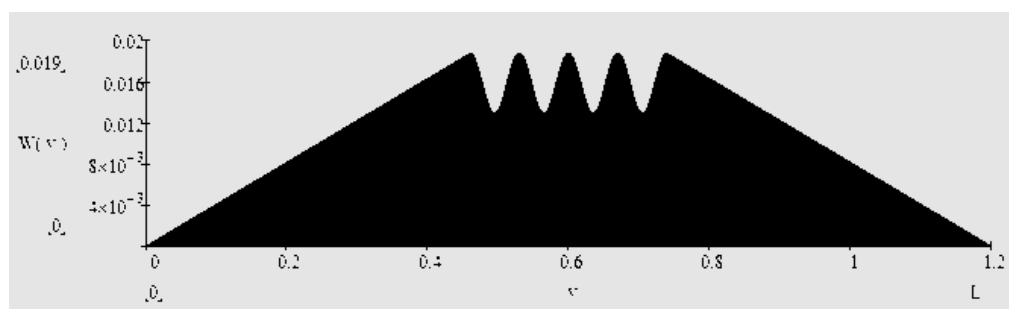


Рисунок 1.17 – Эпюра изменения кривизны по длине элемента

Для подтверждения достоверности применения предлагаемой выше методики расчета прогибов изгибаемых железобетонных конструкций был проведен анализ экспериментальных исследований различных авторов по существующим нормативным документам и предлагаемой методике (таблица 1.5). Анализ показал удовлетворительное согласование теории и эксперимента.

Вместе с тем рассмотренная методика расчета прогибов имеет ограниченное применение по следующим причинам:

- 1) расчет прогибов ведется только от кратковременной нагрузки;
- 2) синусоида симметрична и изменение кривизны от продергивания арматуры рассматривается условно. Не учитывается то, что от соотношения момента образования трещин и расчетного момента меняется условие нарушения сцепления с бетоном растянутой арматуры;
- 3) на первом участке, где трещин нет или их развитие существенно меньше, кривизна не должна быть более средней кривизны на участке с постоянным моментом;
- 4) рассмотрена методика расчета прогиба только одного варианта.

Таблица 1.5 – Результаты экспериментальных исследований прогибов

Экспериментальные исследования авторов	Маркировка серии	Отклонение прогиба по указанной методике от экспериментального значения, %				
		Нормативный документ				Предложенная методика [110] *)
		СП 52-101-2003 [179]	СНиП 2.03.01-84* [175]	ACI 435R-95 [198-200]	Eurocode 2 [211]	
ОНИЛ ЖБК СамГТУ (СГАСУ) [110; 151], Самара	Об 1.1-1.3	40,84	25,08	-15,47	-6,9	-4,72
	Об 2.1-2.3	35,53	15,52	-19,52	-9,75	-5,47
	Об 3.1-3.3	30,81	18,86	-28,49	-14,29	-6,97
	Об 4.1-4.3	20,98	8,82	-19,46	-12,91	-5,62
	Об 5.1-5.3	23,91	17,46	-21,69	-8,52	-6,19
	Об 6.1-6.3	-0,81	-15,83	-33,40	1,32	-2,87
	Об 1.1, 1.2	44,42	8,58	-15,17	3,82	3,48
	Об 2.1, 2.2.	-1,41	-14,23	-36,90	-14,21	2,79
	Б1-Бп	-15,44	-24,92	-45,60	-34,66	5,31
	Б2-Бп	-4,0	-16,38	-44,71	-27,44	-2,85
	Б3-Бп	-12,16	-16,24	-47,35	-36,86	-8,99
В.М. Бондаренко и С.В. Бондаренко [24]	Б-1-1	41,53	9,05	-15,45	-10,67	9,7
Н.Ф. Давыдова и О.М. Донченко [48]	И-1-0	-18,97	-34,70	-48,11	-36,85	9,47
А.И. Валовой и П.И. Герб [30–32], Украина	БК	31,91	18,73	-15,12	-4,54	7,38
Ванус Дахи Сулейман [33], МГСУ, Москва	Б-I-1	43,94	1,98	-	-1,33	-5,76
	Б-II-1	4,39	-12,10	-	-15,03	-3,38
Shuaib H. Ahmad и J. Batts [229], АСІ, США	LJ-6-16	37,01	-13,76	-13,05	-8,10	5,91
	LJ-7-31	32,85	-12,12	-15,99	-4,20	-10,19
	LJ-8-44	21,81	-12,28	-18,73	-2,53	-2,71
Shuaib H. Ahmad и R. Barker. [228], АСІ, США	LR5-19	28,58	-26,34	-22,24	-24,02	-4,56
	LR8-22	32,15	-22,27	-21,35	-19,41	-4,62
	LR11-24	34,87	-15,82	-19,06	-13,15	-1,69
Rashid M. A. and Mansur M. A., АСІ, США [224]	C211	3,94	-8,91	-31,58	-14,18	2,33
	C311	-11,71	-18,11	-38,68	-19,89	-8,83
	C411	-4,07	-9,48	-33,74	-12,54	-4,85
	C511	-13,53	-14,95	-38,55	-16,44	-5,12
	D211	11,64	-4,05	-28,18	-7,51	3,48
	E211	12,26	-5,70	-29,34	-9,91	2,33
Sato R., Maruyama I., Sogabe T., Sogo M. [225], JSCI, Япония	V-01-10WB	-	13,19	13,35	17,97	7,95
	V-01-10DB	-	-2,14	-1,80	2,68	-7,23
	V-01-13WB	-	6,55	-5,43	8,98	-4,34
	V-01-16WB	-	6,50	-10,51	7,90	-6,45
	V-01-16DB	-	1,87	-13,93	4,38	-5,24

*) Расчеты произведены Д.А. Панфиловым.

Использование предложенной модели деформирования бетона [124] позволяет рассчитывать несущую способность и деформационные характеристики железобетонной конструкции с учетом особенности бетона нелинейно деформироваться.

1.6 Учет упрочнения бетона после 28 суток твердения при проектировании и при определении ресурса эксплуатируемых железобетонных конструкций

При проведении обследования сооружений из железобетонных конструкций, как правило, не учитывается то, что после изготовления бетон получает дополнительную прочность. Длительную эксплуатацию следует учитывать при расчете конструкций не только из-за проявления дополнительных деформаций, но из-за особенности бетона увеличивать свою прочность и после 28 суток твердения. Нормативные документы разрешают учитывать этот фактор, но методика в них не приводится. Взаимосвязь физико-химических процессов приводит к тому, что при благоприятных условиях (достаточная влажность и положительная температура) прочность бетона по сравнению с расчетной (на 28 суток) может возрасти в два и более раза. Учет этого свойства бетона не только носит экономический характер, но и оказывает существенное влияние на определение ресурса эксплуатируемых сооружений, особенно если они подвергаются агрессивному воздействию среды. В MODEL COD 2010 рекомендуется выражение для учета набора прочности бетоном в виде:

$$f(t) \cdot R(t) = f(t) \cdot R_{28},$$

где $f(t) = e^{s \cdot \left(1 - \frac{28}{t}\right)^{0.5}}$.

Отечественные ученые С.В. Александровский, В.О. Алмазов, Ю.М. Баженов, О.Я. Берг, В.М. Бондаренко, О.Е. Власов, А.И. Иосилевский, И.Е. Прокопович, А.Е. Шейкин, В.В. Пассек и др. [3; 10; 132; 160] отмечали необходимость учета фактора набора бетоном прочности и изменения других механических характеристик при расчетах конструкций, но недостаточное качество сложившейся технологии позволило включить эту особенность бетона только в нормативные материалы по строительству мостов. В СП 35.13330.2011 Мосты и трубы [178] коэффициент упрочнения бетона β_b очень осторожно принимается в зависимости

от класса бетона, независимо от фактического срока ввода в эксплуатацию сооружения при классе бетона В30 – $\beta_b=1,31$, при В60 – $\beta_b=1,2$.

В настоящее время применяются высокопрочные бетоны, и контроль качества производства железобетонных изделий существенно повысился. Поэтому следует учитывать более точно упрочнение бетонов во времени в зависимости от классов.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 1

1. Деформационные модели РФ, Евросоюза, а также других стран, предназначены для проектирования железобетонных конструкций из бетонов, значения модулей упругости которых совпадают с установленными в нормах для их класса по прочности.

2. Для бетонов, модуль упругости которых отклоняется от значения, указанного в нормах для соответствующей прочности, – бетонов конструкций, эксплуатируемых длительное время, бетонов, испытавших высокое температурное воздействие или обработанных давлением в период твердения, фибробетонов – необходимо разрабатывать деформационные модели для каждого отдельного случая.

3. В расчетных моделях, основанных на существующих диаграммах деформирования бетона, недостаточно полно учитываются реальные изменения свойств бетона во времени, что приводит к значительному снижению точности расчетов.

4. При длительной эксплуатации сооружений в бетоне под нагрузкой возникают деформации ползучести, в результате которых требуется корректировка деформационной модели, созданной для данного бетона при кратковременном нагружении.

5. Учет деформаций ползучести, возникающих при длительной эксплуатации сооружения, необходим при расчетах по второй группе предельных состояний и требует разработки новой методики расчета по второй группе.

6. При длительной эксплуатации сооружения в нормальных условиях (без агрессивного воздействия и высокотемпературного воздействия) прочность бетона может возрасти в 1,5–2 и более раза, что требует разработки новой методики учета упрочнения бетона на длительном интервале времени.

2 ОБОБЩЕННАЯ ДЕФОРМАЦИОННАЯ МОДЕЛЬ НЕЛИНЕЙНОГО ДЕФОРМИРОВАНИЯ РАЗЛИЧНЫХ БЕТОНОВ

В главе предлагается модель деформирования бетона, которая, в отличие от существующих вариантов моделей, учитывает начальный этап деформирования бетона под нагрузкой и не содержит указанной в нормах зависимости между классом бетона и модулем упругости.

Учет этой особенности принципиально меняет график деформирования бетона, на котором образуется несколько характерных участков. Приводятся примеры несоответствия диаграмм деформирования, построенных на основе общепринятых моделей в РФ и Евросоюза для бетонов, модуль упругости которых отклоняется от значений, указанных в нормах для их прочности. В то же время показано, что предложенная деформационная модель хорошо согласуется с экспериментальными диаграммами тех же бетонов.

Формирование деформационной модели из обобщенной достигается в результате использования данных обследования эксплуатируемого сооружения или, при необходимости, по нормативным характеристикам бетона. Рассматривается возможность получения графика деформирования бетона под нагрузкой с помощью специальных прессов, фиксирующих с высокой точностью деформации, и показан пример получения графика деформирования бетона с применением обычных прессов.

В главе рассматриваются параметры сближения некоторых требований к высокопрочному бетону отечественного стандарта СП 63.13330.2018 с нормативными требованиями Евросоюза.

2.1 Особенности диаграммы деформирования бетона

Бетон – сложный многокомпонентный материал, и попытки различными научными школами материаловедов и конструкторов построить модель деформирования на основе связи химических и физико-механических процессов с прочностью и деформативностью не давали ожидаемых результатов. Основная причина заключалась в том, что бетон рассматривался как сплошной материал без дефектов структуры, а измерительная и нагрузочная техника не позволяла установить уплотнение бетона в начале загрузки.

Рассмотрим кривые деформирования бетона под сжимающей нагрузкой, на которой были основаны отечественные и зарубежные нормы.

Наиболее удачной является модель нелинейного деформирования бетона Н.И. Карпенко [64–67], соответствующая схеме на рисунке 2.1, заданная с помощью секущего модуля и основанная на многочисленных экспериментальных данных.

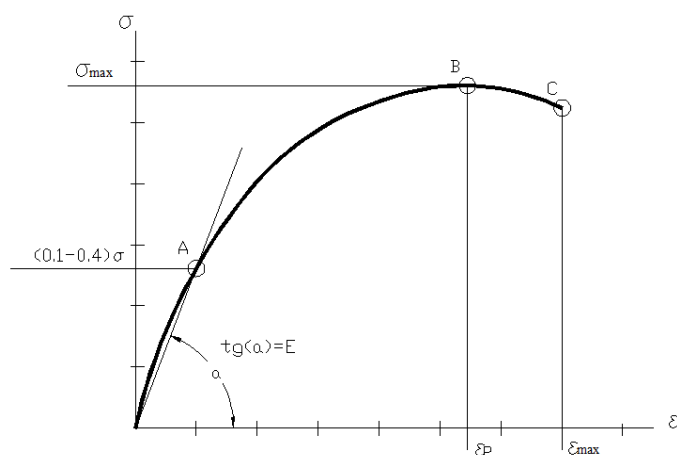


Рисунок 2.1 – Схема зависимости напряжений от деформаций бетона при сжатии
для нормативных материалов РФ и Евросоюза

Разработанная Н.И. Карпенко модель [65-67], отражающая зависимость деформаций и напряжений ($\varepsilon = f(\sigma)$), получена на статистическом анализе

многочисленных экспериментов и может служить эталоном для проверки адекватности предложений других авторов.

Эта модель принята за основу в современных отечественных нормах для расчетов железобетонных и бетонных конструкций с учетом нелинейности работы бетона.

На основе экспериментальных данных в нормах заданы значения коэффициентов для построения диаграммы для бетонов различных классов по прочности. При этом каждому классу бетона по прочности четко соответствует значение модуля упругости. Таким образом, данные для построения диаграммы на основе модели Н.И. Карпенко приведены для пары жестко связанных между собой характеристик – прочность и модуль упругости бетона.

Необходимо отметить, что методика Н.И. Карпенко позволяет построить диаграмму деформирования для бетона с характеристиками, отличающимися от описанных в нормах, но для этого либо требуется знать дополнительные параметры материала, либо обладать дополнительными экспериментальными данными, и на их основе выполнить расчет коэффициентов для диаграммы.

В модели деформирования бетона, предложенной европейскими исследователями и общепринятой в Евросоюзе, связь между прочностной характеристикой бетона и его модулем упругости описывается формулой (1.8).

Модели деформирования, использованные в нормах ЕС и РФ, получены на основе многочисленных экспериментов и в них заложены взаимосвязанные между собой характеристики прочности и деформативности бетонов различных классов.

Однако исследования различных видов бетонов с применением различных вяжущих, заполнителей и добавок или полученных с помощью новых технологических приемов показывают, что значения прочности и модуля упругости могут отличаться от соотношений, установленных нормами. Для таких бетонов расчеты с использованием предложенной в нормах модели могут привести к ошибкам. В нормах Евросоюза возможность несоответствия табличных значений фактическим данным специально оговаривается, они должны быть рассмотрены как ориентировочные, а использовать следует опытные данные для построения

новой модели деформирования [209]. Такие указания в нормах РФ отсутствуют. Кроме того, модель в СП 63.13330.2018 состоит из двух независимых уравнений – для восходящей и нисходящей ветвей, что усложняет вычислительный процесс при определении напряженного состояния конструкции.

Дополнительно необходимо отметить, что в нормах, принятых Евросоюзом и РФ, модели нелинейного деформирования бетона неточно отражают начальный этап деформирования. За основу разработки моделей деформирования в Евросоюзе и РФ положена схема, представленная на рисунке 2.1, в которой не учтено, что поры и дефекты структуры бетона приводят к уменьшению угла наклона касательной к оси деформаций на начальном этапе нагружений. Данный эффект был продемонстрирован в работах многих авторов, в том числе и О.Я. Берга [21] и не отражен на начальном этапе деформирования бетона в указанных моделях.

В настоящее время многие исследователи продолжают рассматривать бетон как неоднородное, сплошное тело, работающее упруго от нуля напряжений до уровня 0,3 от максимальной прочности. Однако экспериментальные исследования показывают, что на начальном этапе загрузки связь между напряжениями и деформациями в бетоне не только не отвечает закону пропорциональности, но и наблюдается меньший угол наклона касательной к оси деформаций, чем при последующем более высоком уровне нагрузки (рисунок 2.2).

Это объясняется не только механическим выбором зазоров в прессовом оборудовании, но и физико-механическими свойствами неоднородного материала с порами и дефектами структуры [21, 137, 222, 232].

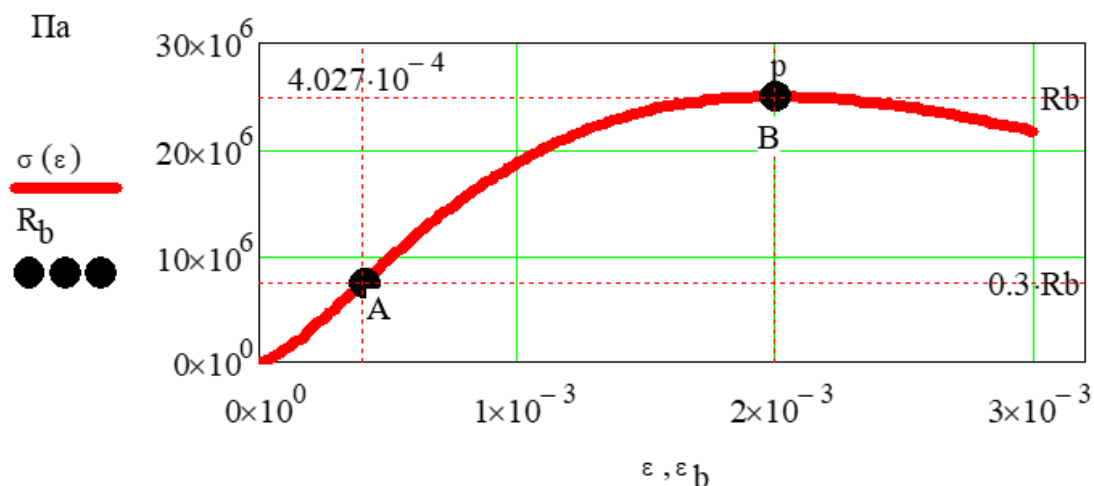


Рисунок 2.2 – График нелинейного деформирования бетона ($R_b=25$ МПа), с учетом начального этапа деформирования под нагрузкой:

точка А соответствует напряжениям $\sigma=0,3R_b$ и относительным деформациям $\varepsilon=4,027 \cdot 10^{-4}$;

точка В соответствует $\sigma=R_b$ и относительным деформациям $\varepsilon=0,002$

Подтверждение этой особенности бетона дают и измерения скорости ультразвука в загружаемом бетоне, которые показывают, что на начальном этапе происходит уплотнение образца – скорость ультразвука возрастает до некоторого предела, а затем стабилизируется [21].

Учет описываемого свойства кривой деформирования бетона для расчета прочности нормально армированных конструкций не дает существенного уточнения по первой группе предельного состояния. Однако, для расчета перearмированных конструкций, расчетов по второй группе предельных состояний и расчетов статически неопределимых систем, знание закона деформирования конструкции имеет существенное значение.

2.2 Деформационная модель бетона для расчета железобетонных конструкций в стадии эксплуатации

Вначале рассмотрим ряд деформационных моделей для различных металлов и сплавов. Оказалось, что для описания диаграммы (σ – ε) металлов и сплавов можно использовать известное уравнение шведского ученого С. Аррениуса, полученное для описания кинетических процессов, происходящих в газах:

$$k = A \cdot e^{-Ea/R \cdot T}, \quad (2.1)$$

где k – константа скорости химической реакции;

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

e – основание натурального логарифма;

Ea – энергия активации, Дж/моль;

R – газовая постоянная 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, E. Voce, B. Faucher, A. Krausz и др.).

А. Зегер [57] 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 [159]. Рядом ученых было отмечено, что при комнатных температурах для алюминия логарифмические зависимости деформаций и напряжений хорошо согласуются с экспериментальными данными [153].

П.И. Полухин [153] предложил использовать уравнения С. 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.

Остановимся на особенностях применения уравнения С. Аррениуса 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 очевидно должен являться функцией деформаций.

Для бетона его можно принять в виде:

$$A = (a \cdot T^{1/2}) = a \cdot \varepsilon^b, \quad (2.2)$$

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

ε – текущая относительная деформация.

Коэффициент a , как и в уравнении (2.1), отражает количество задействованных связей, т.е. фактически отражает прочностную характеристику бетона. 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:

$$\sigma(\varepsilon) = a \cdot \varepsilon^b \cdot e^{\frac{-b \cdot \varepsilon}{p}}, \quad (2.3)$$

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

ε – текущие относительные деформации;

p – относительные деформации при максимальных напряжениях в бетоне.

Коэффициенты a и b подбираются для конкретного бетона, исходя из граничных условий по его прочности и модулю упругости, не зависящих друг от друга, а параметр $p = \varepsilon_{b0}$ определяется на основании данных из эксперимента.

Так как зависимости на основе уравнения С. Аррениуса ранее не применялись к бетону, убедимся, что выражение (2.3) отвечает критериям [11], которым должны отвечать любые выражения, описывающие связь $(\sigma - \varepsilon)$ в бетоне:

- при определенном значении ε (в нашем случае это p) $\sigma = R_b$;
- первая производная в начале деформаций равна $\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = E_b$;
- первая производная при $\varepsilon = p$ равна нулю $\frac{d\sigma}{d\varepsilon} = 0$;
- очертания кривой после $\varepsilon = p$ близки к дуге окружности;
- при максимальных значениях ε напряжения $\sigma = 0,85 R_b$.

Из рисунка 2.3 видно, что для выражения (2.3) эти критерии выполняются.

Полученное выражение (2.3) рекомендуется использовать для описания зависимости $(\sigma - \varepsilon)$ бетона после его длительной эксплуатации, получив значения коэффициентов a и b при испытании образцов.

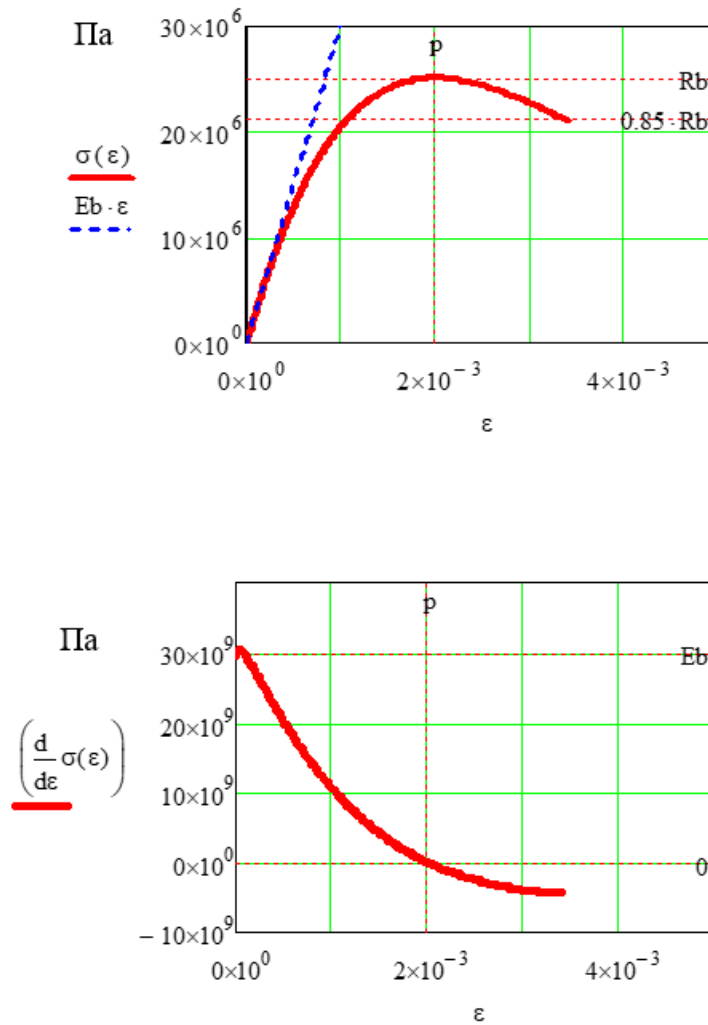


Рисунок 2.3 – График диаграммы тяжелого бетона В25, описанной с помощью выражения (2.3), и график первой производной этого выражения

В качестве примера построим диаграмму $(\sigma-\varepsilon)$, используя результаты испытаний бетонного образца, выпиленного из железобетонного ригеля прямоугольного сечения 400×200 мм. Рабочая арматура – три стержня диаметром 28 мм в один ряд ($R_s=400$ МПа, $E_s=200 \cdot 10^3$ МПа). На момент проведения обследования сооружение эксплуатировалось более 30 лет.

Максимальные напряжения в бетоне при испытании составили 32 МПа, относительные деформации бетона при этих напряжениях находились на уровне 0,003. Кроме того, при испытаниях бетонного образца было установлено, что напряжениям в бетоне 6,4 МПа соответствовали относительные деформации 0,0005.

Запишем выражение (2.3), используя установленные при испытании образца данные:

$$32 \cdot 10^6 = a \cdot 0,003^b \cdot e^{\frac{-b \cdot 0,003}{p}}, \quad (2.4)$$

$$6,4 \cdot 10^6 = a \cdot 0,005^b \cdot e^{\frac{-b \cdot 0,005}{p}}. \quad (2.5)$$

Решив совместно уравнения (2.4) и (2.5), определяем значения коэффициентов для выражения (2.3), величины которых составят:

$$a = 2,958 \cdot 10^{12} \text{ и } b = 1,679.$$

Кривая $\sigma_b(\epsilon_b)$, построенная для приведенных значений этих коэффициентов, представлена на рис. 2.4.

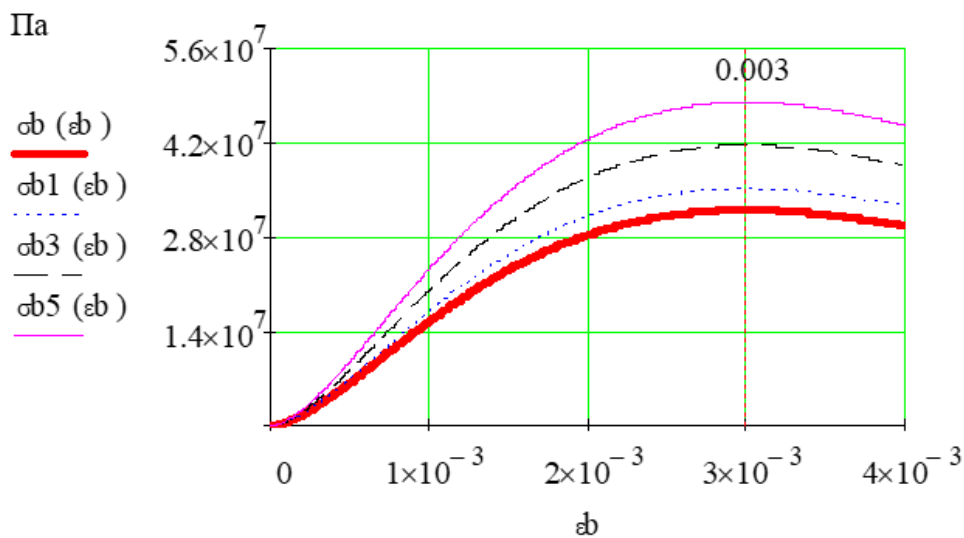


Рисунок 2.4 — Семейство диаграмм деформирования бетона, полученных изменением коэффициента a

Более подробно остановимся на коэффициентах a и b . Коэффициент a как и у С. Аррениуса отражает постоянную часть из задействованных связей, т.е. фактически связан с прочностной характеристикой бетона.

Из уравнения (2.3), видно, что увеличение коэффициента a приведет к пропорциональному изменению максимальных напряжений на диаграмме. Кривые

$\sigma_{b1}(\varepsilon_b)$, $\sigma_{b3}(\varepsilon_b)$, $\sigma_{b5}(\varepsilon_b)$ построены для коэффициентов a , увеличенных в 1,1; 1,3 и 1,5 раза, соответственно. В результате значение максимальных напряжений на диаграмме увеличилось соответственно до 35,2 МПа, 41,6 МПа и 48 МПа. Значение деформаций при максимуме напряжений не изменилось.

Коэффициент b в предлагаемой модели деформирования учитывает влияние физико-механических свойств неоднородного материала с порами и дефектами структуры.

Влияние коэффициента b на диаграмму проиллюстрировано на рисунке 2.5.

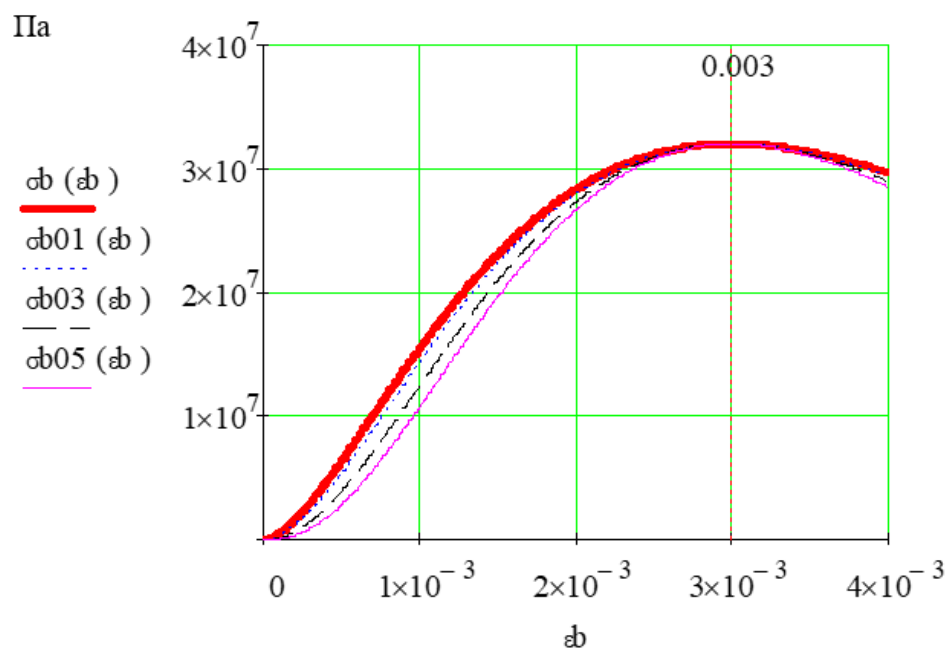


Рисунок 2.5 – Семейство диаграмм деформирования бетона, полученных изменением коэффициента b

Кривые $\sigma_{b01}(\varepsilon_b)$, $\sigma_{b03}(\varepsilon_b)$, $\sigma_{b05}(\varepsilon_b)$ построены для коэффициентов b , увеличенных в 1,1, 1,3 и 1,5 раза соответственно, с одновременной пропорциональной корректировкой коэффициента a до исходного уровня максимальных напряжений на диаграмме. Данная корректировка необходима, исходя из того, что коэффициент b входит и в первую часть уравнения (2.3), соответственно численно влияет на отражение характеристики прочности. Это не противоречит смыслу коэффициента b , так как поры и дефекты структуры влияют на прочность материала.

Чем больше в бетоне дефектов структуры, тем соответственно быстрее происходит разрушение от нагрузок, при которых деформирование бетона происходит в зоне нисходящей ветви диаграммы. В таких задачах часто требуется учет ниспадающей ветви. При необходимости уточнить на диаграмме ниспадающую ветвь, в аналитическое выражение (2.3) добавляется коэффициент c . Его физический смысл аналогичен коэффициенту b , только на нисходящем участке диаграммы. Коэффициент c можно получить из любой точки на ниспадающем участке диаграммы при испытании образца.

Деформационная модель бетона (σ – ε) с возможностью уточнения ниспадающей ветви графика, относящейся к участку разрушения материала:

$$\sigma(\varepsilon) = a \cdot \varepsilon^b \cdot e^{\frac{-c \cdot \varepsilon}{p}}. \quad (2.6)$$

При выборе экспоненциальной модели учитывалось:

- 1) при проведении обследования современное оборудование позволяет отобрать (выпилить) алмазным инструментом из конструкции сооружения образцы без нарушения структуры материала;
- 2) при испытании отобранных образцов бетона на современных гидравлических прессах с контролем скорости нагружения (ГПКС) и фиксацией деформаций получают данные для определения характерных точек на кривой деформирования;
- 3) в выражении (2.3) в начале координат до точки А (рисунок 2.2) кривая имеет вогнутый характер, как и в большинстве бетонов;
- 4) точка В (рисунок 2.2) на ГПКС легко определяется из выражения (2.3) при деформации $\varepsilon = p$ при максимуме напряжений;
- 5) точка на ниспадающей ветви диаграммы для определения коэффициента c для выражения (2.6) определяется при напряжении $\sigma \approx 0,85R_b$, которому будет соответствовать принимаемое максимальное значение относительных деформаций (рекомендация СП 63.13330.2018). Кроме специальных прессов ГПКС деформационная кривая отобранных образцов может быть получена на обычных

гидравлических прессах с применением разработанного оборудования, конструкция которого приведена ниже;

б) учитывая отсутствие связи прочности–модуля упругости, деформационная модель по выражению (2.3) может быть определена практически для любого вида бетона, у которого характер деформирования соответствует рисунку 2.1. Выражение (2.3) может быть при необходимости использовано как для бетонов, чьи характеристики укладываются в нормативные показатели, так и для бетонов, у которых соотношение между модулем упругости и прочностью существенно отличается от заданного в нормах.

Для определения прочности бетона существуют несколько стандартных методов контроля [42–45]. Наиболее распространенный и достаточно точный метод – это отрыв со скалыванием. Существуют и другие методики, основанные на определении прочности поверхностного слоя: вдавливание штампа шаровой формы; упругой отдачи штампа – упругий отскок; скорости распространения ультразвуковых волн в теле бетона и т.д.

Для изучения деформационных свойств бетона необходимо извлечь из эксплуатируемой конструкции образцы и их испытать. Контрольные керны выпиливаются из конструкции с помощью мини буровых установок алмазными коронками без повреждения структуры бетона. Одна из таких установок, применяемая в АСА СамГТУ, показана на рисунке 2.6.

Извлеченный при помощи буровой установки из конструкции образец показан на рисунке 2.7.

В последние годы появились специальные прессы, позволяющие устанавливать и контролировать скорость деформирования и фиксировать деформации на компьютере.

Например, выявить работу бетона на начальном этапе загрузки и ниспадающую ветвь можно, используя или специальный пресс типа Wille Geotechnik [138], или разработанное устройство, принимающее усилия от прессы совместно с испытываемым образцом из бетона.



Рисунок 2.6 – Мини буровая установка HILTI с алмазной коронкой
с внутренним диаметром 80 мм



Рисунок 2.7 – Выпиленный из бетонной конструкции керн (цилиндр)

В СамГТУ (СГАСУ) для определения деформационных характеристик при испытании кернов использовалась тензометрическая труба (рисунок 2.8).

Выпиленные керны из эксплуатируемой конструкции торцуются на фрезерном станке с алмазным диском до высоты 160 мм. На боковые поверхности керна наклеиваются тензометрические датчики. Центровка керна в тензометрической трубе осуществляется двумя резиновыми кольцами. Сверху и снизу керна укладывается слой цементного раствора, и устанавливаются крышки. При соединении крышек болтами плотно с тензометрической трубой, часть раствора с керна отжимается, обеспечивая совместную работу трубы и керна.

Тензодатчики тензометрической трубы и керна подключаются к тензостанции. В СамГТУ используется тензостанция UCAM-65A, позволяющая автоматически загружать конструкцию в прессе, с заданием определенной величины деформаций или усилия и с определенным временем выдержки под нагрузкой.



Рисунок 2.8 – Тензометрическая труба

Перед началом испытаний тензометрическая труба с керном центрируется между пластинами гидравлического прессы по показаниям датчиков (рисунок 2.9).



Рисунок 2.9 – Центрирование тензометрической трубы в прессе

Тензометрическая труба была изготовлена из высокопрочного металла, у которого пластические деформации начинались при напряжениях более 14000 кг/см^2 ($\sigma_T = 1427 \text{ МПа}$). Это позволяло в упругом режиме нагружать трубу до деформаций, равных $7 \cdot 10^{-3}$. Разрушение бетона в тензометрической трубе происходит при значительно меньших деформациях. Площадь рабочей стенки тензометрической трубы $F_t = 11,65 \text{ см}^2$. Следовательно, тензометрическая труба без бетонного образца может упруго работать до усилия 150 т. Восемь датчиков на рабочей стенке позволяют тарировать тензометрическую трубу на гидравлическом прессе и получить тарировочную деформационную характеристику трубы. В нашем случае тарировочная характеристика трубы в кг имеет вид:

$$NT(\varepsilon) = 2,3256 \cdot 10^7 \cdot \varepsilon.$$

2.3 Сопоставление предложенной нелинейной модели деформирования бетонов с нормами РФ и Евросоюза

Для построения деформационной модели по выражению (2.3) для бетона с прочностью $R_b=45$ МПа и модулем упругости $E_b=37000$ МПа получим коэффициенты a и b . Учитывая, что при R_b относительные деформации составили значение $p = 0,0025$. Для определения точки А (рисунок 2.2) на деформационной модели примем напряжение в бетоне равным $0,2 \cdot R_b$, а относительные деформации бетона

$$\varepsilon = \frac{0,2 \cdot R_b}{E_b},$$

тогда значения коэффициентов составят:

$$a = 1,194 \cdot 10^5;$$

$$b = 1,128.$$

В итоге получаем выражение для деформационной модели в виде:

$$\sigma_M(\varepsilon) = 1,194 \cdot 10^5 \cdot \varepsilon^{1,128} \cdot e^{\frac{-1,128 \cdot \varepsilon}{0,0025}}.$$

График деформационной модели, полученной на основании выражения (2.3) представлен на рисунке 2.10.

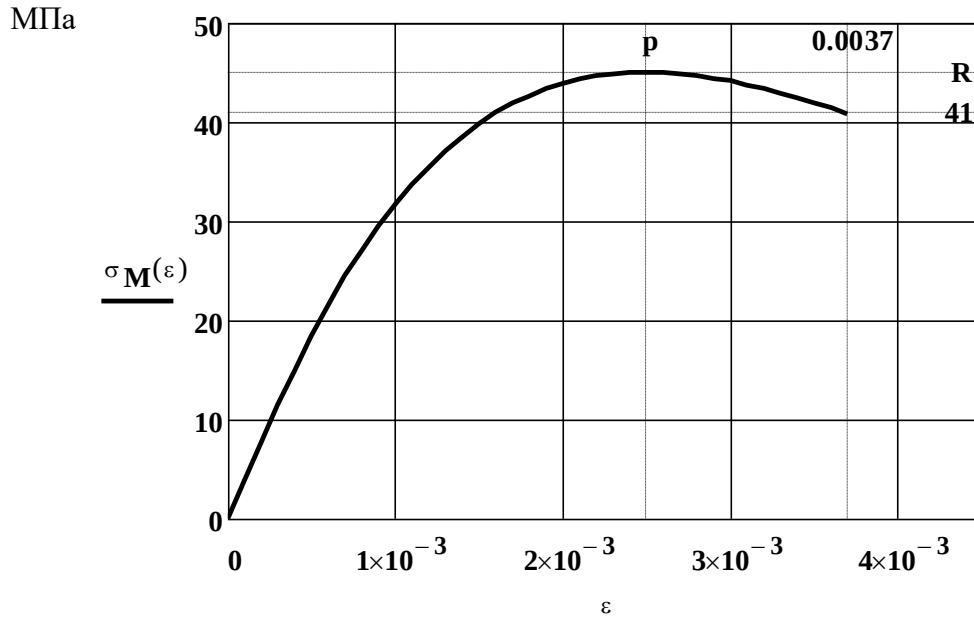


Рисунок 2.10 – Деформационная модель для бетона по выражению (2.3)

Модель деформирования бетона на сжимающую нагрузку по нормам Евросоюза [209] получим из выражения:

$$\sigma_{EC1}(\varepsilon) = f(\varepsilon) \cdot R_b, \quad (2.7)$$

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

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

Расхождение $\sigma_M(\varepsilon)$ и $\sigma_{EC1}(\varepsilon)$ определим по разности занимаемых площадей под моделями деформирования:

$$\frac{\int_0^{0,0037} \sigma_M(\varepsilon) d\varepsilon - \int_0^{0,0037} \sigma_{EC1}(\varepsilon) d\varepsilon}{\int_0^{0,0037} \sigma_M(\varepsilon) d\varepsilon} \cdot 100\% = 1,942\%.$$

Модель деформирования бетона по СП 63.13330.2018, полученная по выражению (1.10), состоит из двух ветвей и представлена на рисунке 1.3. На рисунке 2.11 она представлена вместе с моделями по Model Code 2010 и выражению (2.3).

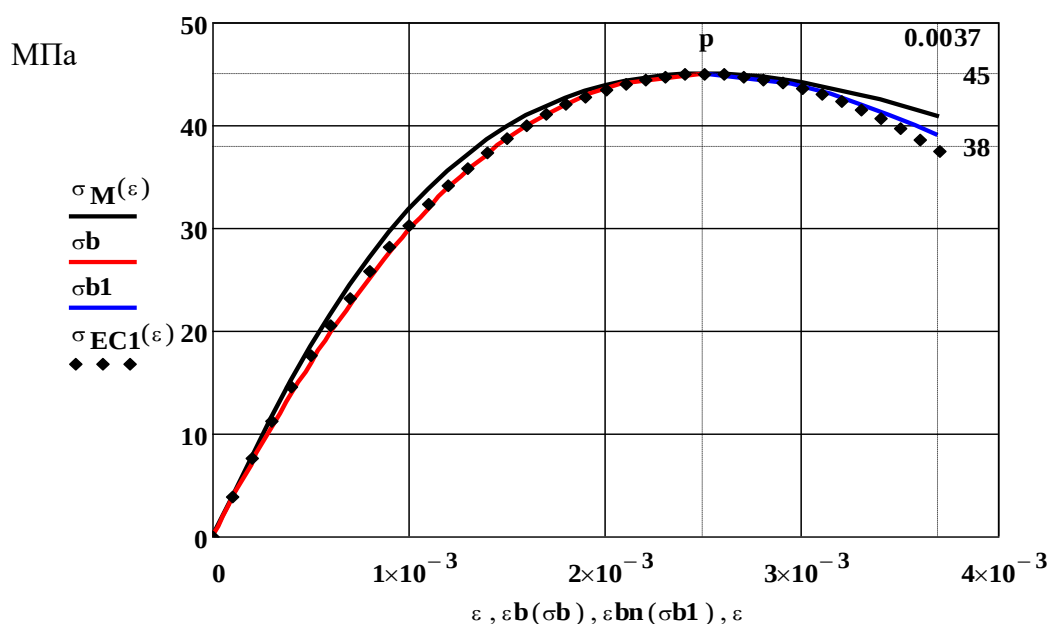


Рисунок 2.11 – Модель деформирования бетона, построенная по СП 63.13330.2018 – σ_b и σ_{b1} ; по Model Code 2010 – σ_{EC1} и по выражению (2.3) – σ_M

Как видно из рисунка 2.11, деформационная модель по СП 63.13330.2018, находится практически между $\sigma_M(\epsilon)$ по предлагаемой модели (2.3) и $\sigma_{EC1}(\epsilon)$ по модели Model Code 2010, расхождение по этим моделям с СП 63.13330.2018 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 (2.3), приведет к близким результатам.

Для сопоставления построим 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 $E_b=30\,000$ МПа и $E_b=43\,000$ МПа с помощью трех различных методик: модели Н.И. Карпенко, модели деформирования по нормам Евросоюза и предлагаемой методике на основании выражения (2.3).

Для построения модели нелинейного деформирования бетона при сжимающей нагрузке по Н.И. Карпенко определяем следующие параметры:

- для бетона В25:

а) в вершине диаграммы

$$\nu'_b = \frac{\sigma_{max}}{p E_b} = 0,308;$$

б) для восходящей ветви

$$\begin{aligned} \nu_0 &= 1, \\ \omega_1 &= 2 - 2,5 \nu'_b = 1,229, \\ \omega_2 &= 1 - \omega_1 = 0,229; \end{aligned}$$

в) для нисходящей ветви

$$\begin{aligned} \nu_0 &= 2,05 \nu'_b = 0,632, \\ \omega_1 &= 1,95 \nu'_b - 0,138 = 0,463, \\ \omega_2 &= 1 - \omega_1 = 0,537; \end{aligned}$$

- для бетона В100 ($R_b=71$ МПа; $E_b=43\,000$ МПа; $\varepsilon_{b0} = 0,003$):

а) в вершине диаграммы

$$\nu'_b = \frac{\sigma_{max}}{p E_b} = 0,826;$$

б) для восходящей ветви

$$\begin{aligned} \nu_0 &= 1, \\ \omega_1 &= 2 - 2,5 \nu'_b = -0,064, \\ \omega_2 &= 1 - \omega_1 = 1,064; \end{aligned}$$

в) для нисходящей ветви

$$\begin{aligned} \nu_0 &= 2,05 \nu'_b = 1,692, \\ \omega_1 &= 1,95 \nu'_b - 0,138 = 1,472, \end{aligned}$$

$$\omega_2 = 1 - \omega_1 = -0,472.$$

Модель Евросоюза, выражение (2.7):

- для бетона В25

$$\begin{aligned}\sigma_{EC}(\varepsilon) &= f(\varepsilon) \cdot R, \\ f(\varepsilon) &= \frac{k \cdot \frac{\varepsilon}{p} - (\frac{\varepsilon}{p})^2}{1 + (k - 2) \cdot \frac{\varepsilon}{p}}, \\ k &= 1,1 \cdot E \cdot \frac{p}{R} = 3,785;\end{aligned}$$

- для бетона В100 ($R_b=71$ МПа; $E_b=43\,000$ МПа; $\varepsilon_{b0} = 0,003$)

$$\begin{aligned}\sigma_{EC2}(\varepsilon) &= f(\varepsilon) \cdot R, \\ f(\varepsilon) &= \frac{k \cdot \frac{\varepsilon}{p} - (\frac{\varepsilon}{p})^2}{1 + (k - 2) \cdot \frac{\varepsilon}{p}}, \\ k &= 1,1 \cdot E \cdot \frac{p}{R} = 1,999.\end{aligned}$$

Модель деформирования по нормам Евросоюза [211] так же, как модель из СП 63.13330.2018, имеет жесткую связь прочности и модуля упругости, что не позволяет использовать ее для многих типов бетонов, применяемых в настоящее время с органоминеральными добавками (фибробетоны и т.д.). Особенно следует отметить, что и в конструкциях из бетона, значения модулей упругости которых совпадали с установленными в нормах, для их класса по прочности, принятого при проектировании, – наблюдается снижение прочности при длительной эксплуатации и рост модуля упругости. Это приводит к тому, что нормативные модели как в РФ, так и Евросоюзе нуждаются в корректировке.

Предлагаемая зависимость. Для построения модели нелинейного деформирования бетона на сжатие в соответствии с выражением (2.3) необходимо определить коэффициенты a и b для характерных точек (рисунок 2.2.): точки В на деформационной модели, соответствующей максимуму напряжений R_b при

относительных деформациях p ; точки А на деформационной модели на уровне $0,3 \cdot R_b$, соответствующей упругой работе бетона при

$$\varepsilon_b = \frac{0,3 \cdot R_b}{E}.$$

Для бетона $R_b = 18,5$ МПа; $E_b = 30\,000$ МПа; $p = \varepsilon_{b0} = 0,002$:

$$a = 6,902 \cdot 10^4; \quad b = 0,82.$$

Для бетона $R_b = 71,0$ МПа; $E_b = 43\,000$ МПа; $p = \varepsilon_{b0} = 0,003$:

$$a2 = 3,436 \cdot 10^6; \quad b2 = 1,24.$$

Графики диаграмм деформирования для бетонов $R_b = 18,5$ МПа и $R_b = 71$ МПа, полученные с помощью выражения (2.3), приведены на рисунке 2.12.

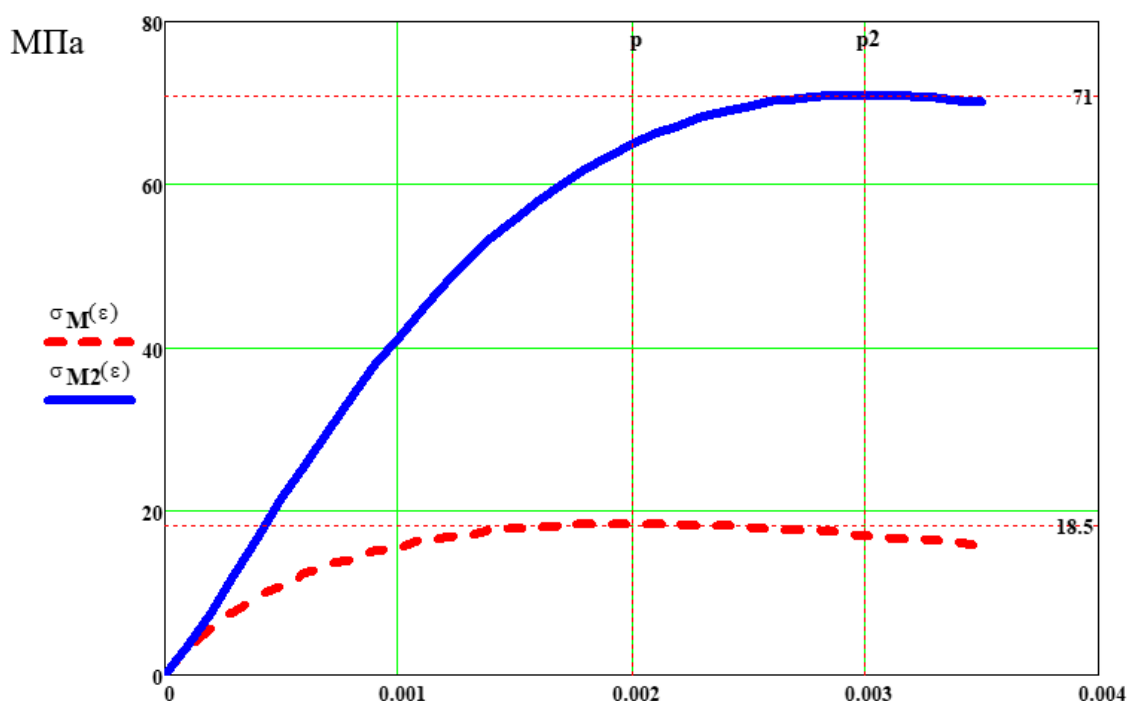


Рисунок 2.12 — Деформационные модели бетона, полученные по выражению (2.3):

σ_M для $R_b = 18,5$ МПа ($E_b = 30\,000$ МПа); σ_{M2} для $R_b = 71$ МПа ($E_b = 43\,000$ МПа)

Сопоставление полученных выражений для моделей нелинейного деформирования по нормам ЕС, Н.И. Карпенко и автора показано на рисунке 2.13.

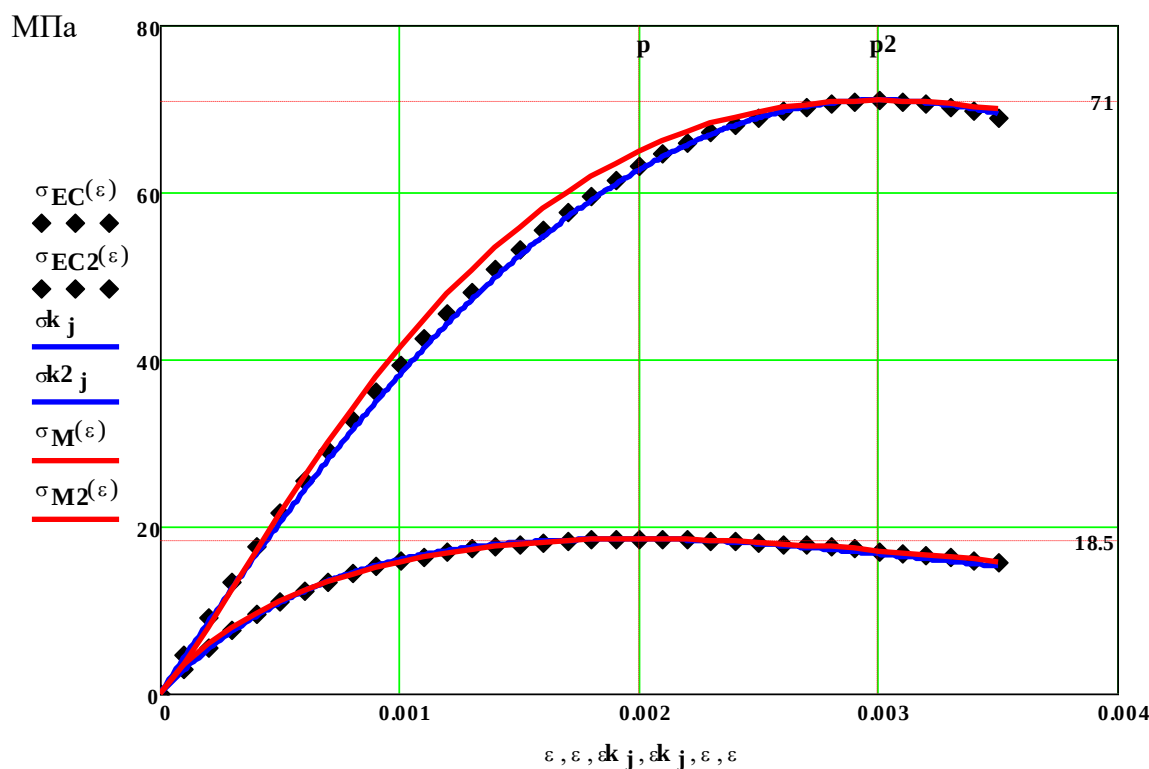


Рисунок 2.13 – Графики нелинейного деформирования бетона на сжатие

для бетона $R_b = 18,5$ МПа ($E_b = 30\,000$ МПа):

σ_{EC} – по нормам Евросоюза; σ_k – по нормам РФ; σ_M – по выражению (2.3);

для бетона $R_b = 71,0$ МПа ($E_b = 43\,000$ МПа):

σ_{EC2} – по нормам Евросоюза; σ_{k2} – по нормам РФ; σ_{M2} – выражению (2.3)

Из графиков на рисунке 2.13 видно, что кривые практически мало отличаются друг от друга. Отклонений по точкам А и В у кривых по нормам ЕС, Н.И. Карпенко и автора нет, так как именно эти точки и брались за основу построения моделей.

В обобщенном виде для бетонов, указанных выше, значения модулей упругости которых совпадают с установленными в нормах, для их класса по прочности, отклонение по оси прочностей деформационной модели по нормам ЕС от модели (2.3) составит:

$$\frac{\sum_{\epsilon} \sigma_{EC}(\epsilon) - \sum_{\epsilon} \sigma_M(\epsilon)}{\sum_{\epsilon} \sigma_{EC}(\epsilon)} \cdot 100\% = 0,225 \%,$$

$$\frac{\sum_{\varepsilon} \sigma_{EC2}(\varepsilon) - \sum_{\varepsilon} \sigma_{M2}(\varepsilon)}{\sum_{\varepsilon} \sigma_{EC2}(\varepsilon)} \cdot 100\% = -1,827\%.$$

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 проведем сравнение диаграмм состояния бетона по нелинейной деформационной модели, представленной в СП 63.13330.2018, и предлагаемой модели на основе выражения (2.3) для различных классов бетона (B15, B20, B30, B40, B60 и B100). В качестве характеристик материала будем использовать данные, заложенные в таблицах СП 63.13330.2018, для соответствующих классов бетона по прочности. Для всех классов бетона примем значение $p = \varepsilon_{b0} = 0,002$. При построении деформационной модели на основе выражения (2.3) с использованием характеристик бетона из норм, как показано выше, требуется определить соответствующие друг другу значения относительных деформаций и напряжений в бетоне в зоне условно линейных деформаций. Эти значения получим, исходя из соотношения:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E},$$

где σ_b – напряжения, которые соответствуют уровню напряжений от 10 % до 30 % R_b .

Результаты расчета приведены в таблице (Приложение Б) в которой содержатся значения величин относительных деформаций (столбец 2) и соответствующие им значения напряжений в бетоне классов B15–B100, полученные по СП 63.13330.2018 (столбцы 3, 6, 9, 12, 15 и 18) и рассчитанные с помощью предлагаемого выражения (2.3) (столбцы 4, 7, 10, 13, 16, и 19), а также процент их расхождения.

Графически результаты расчетов проиллюстрированы на рисунках 2.14 и 2.15.

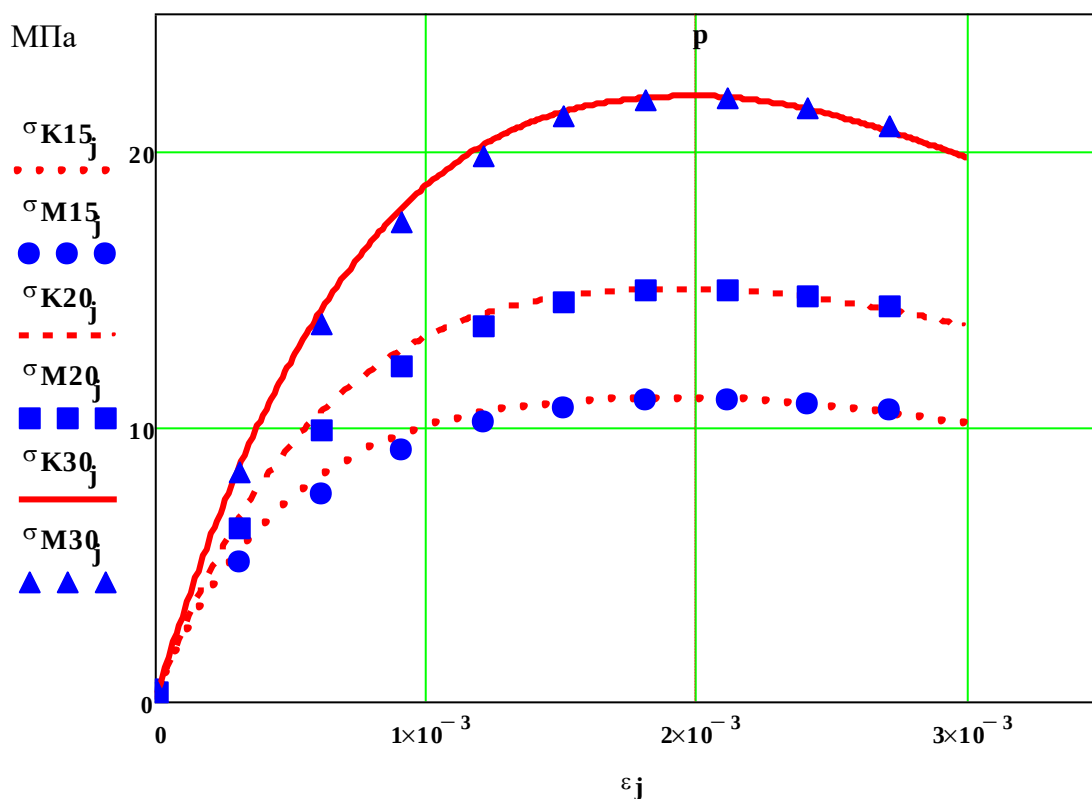


Рисунок 2.14 – Кривые деформирования при сжатии для бетона, полученные согласно СП 63.13330.2018 – σ_{K15} для бетона B15, σ_{K20} для бетона B20, σ_{K30} для бетона B30, и результаты расчета по предлагаемому выражению (2.3) – σ_{M15} для бетона B15, σ_{M20} для бетона B20, σ_{M30} для бетона B30

Из рисунка 2.14 видно, что кривые, построенные по предлагаемой методике на основе выражения (2.3), практически совпадают с кривыми, построенными по методике СП 63.13330.2018 для бетонов классов B15, B20 и B30.

Аналогично, из рисунка 2.15 видно, что кривые, построенные по предлагаемой методике на основе выражения (2.3), практически совпадают с кривыми, построенными по методике СП 63.13330.2018 для бетонов классов B40 и B60. Кривые для бетона класса B100, при значении $\varepsilon_{b0} = 0,002$, имеют различия в отдельных областях при напряжениях σ_b от 40 до 65 МПа до 15,8 % согласно Приложению Б.

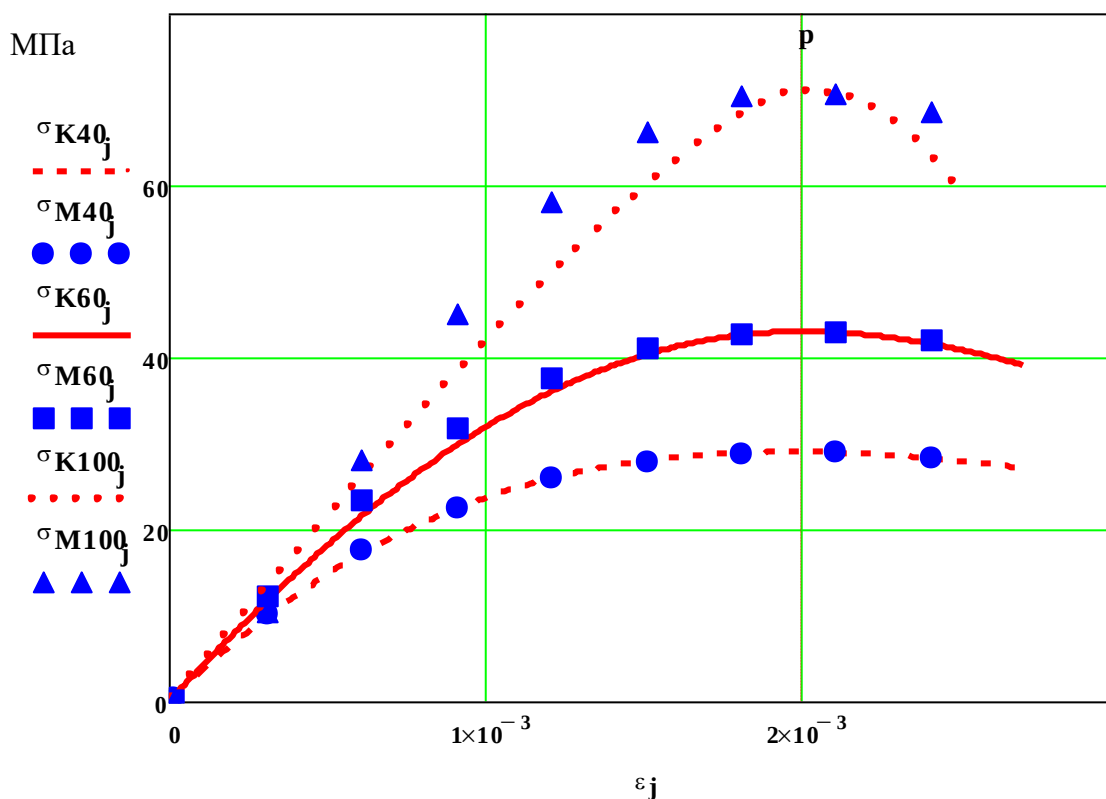


Рисунок 2.15 – Кривые деформирования при сжатии для бетона, полученные согласно СП 63.13330.2018 – σ_{K40} для бетона B40, σ_{K60} для бетона B60, σ_{K100} для бетона B100, и результаты расчета по предлагаемому выражению (2.3) – σ_{M40} для бетона B40, σ_{M60} для бетона B60, σ_{M100} для бетона B100

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.

Например, 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 $E_b=19 \cdot 10^3$ МПа, то параметры построения модели деформирования по СП 63.13330.2018 будут иметь значения для восходящей ветви модели:

а) в вершине диаграммы

$$v'_b = \frac{\sigma_{max}}{p E_b} = 0,486.$$

б) значение переменных для коэффициента секущего модуля восходящей ветви

$$\begin{aligned} \nu_0 &= 1, \\ \omega_1 &= 2 - 2,5 \nu'_b = -0,368, \\ \omega_2 &= 1 - \omega_1 = 1,368. \end{aligned}$$

в) для нисходящей ветви

$$\begin{aligned} \nu_0 &= 2,05 \nu'_b = 1,942, \\ \omega_1 &= 1,95 \nu'_b - 0,138 = 1,709, \\ \omega_2 &= 1 - \omega_1 = -0,709. \end{aligned}$$

Графически модель деформирования с нормативными значениями характеристик бетона и модель деформирования по формулам норм РФ, но с уменьшенным значением модуля упругости, представлена на рисунке 2.16.

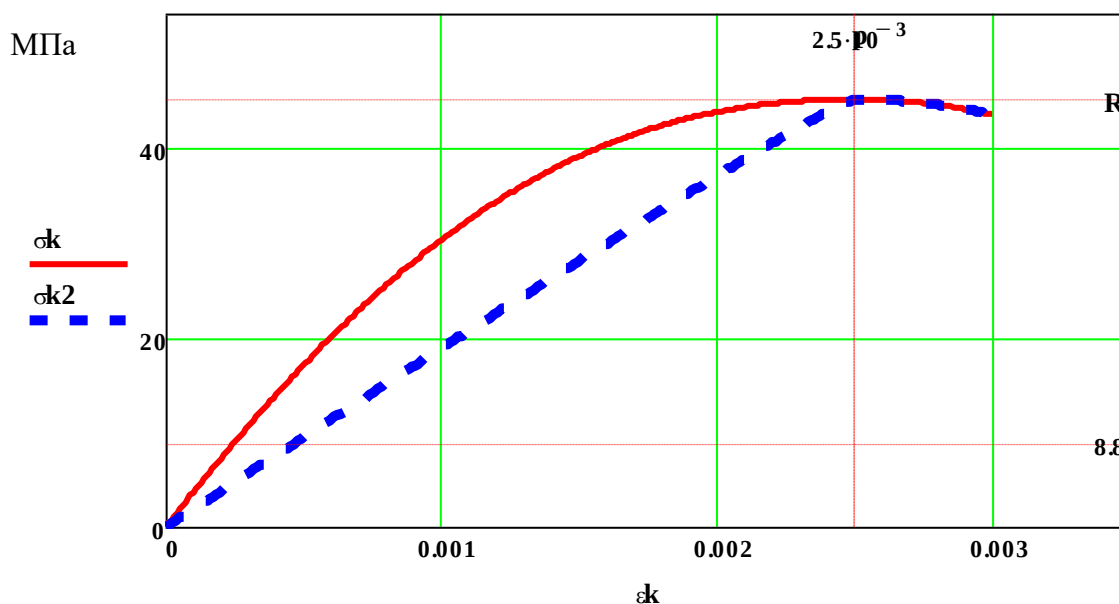


Рисунок 2.16 — Модели деформирования бетона, построенные по формулам СП 63.13330.2018

с прочностью $R_b = 45$ МПа и значениями модуля упругости:

$$\sigma_k - E = 37\,000 \text{ МПа}; \sigma_{k2} - E_b = 19\,000 \text{ МПа}$$

Характер кривой модели по формулам норм РФ со сниженным модулем упругости не меняется ни для одного из классов бетона, ни в бетонах, подверженных эксплуатационным воздействиям, и т.д.

Рассмотрим, как реагирует деформационная модель Евросоюза (1.6) на снижение модуля упругости ниже нормативного значения.

В выражение деформационной модели Евросоюза (1.6) входит коэффициент k (число пластичности), определяемый формулой (1.7) и зависящий от модуля упругости бетона. Снижение модуля упругости приводит к снижению числа пластичности бетона и построению неадекватного графика деформационной кривой формуле Евросоюза (рисунок 2.17).

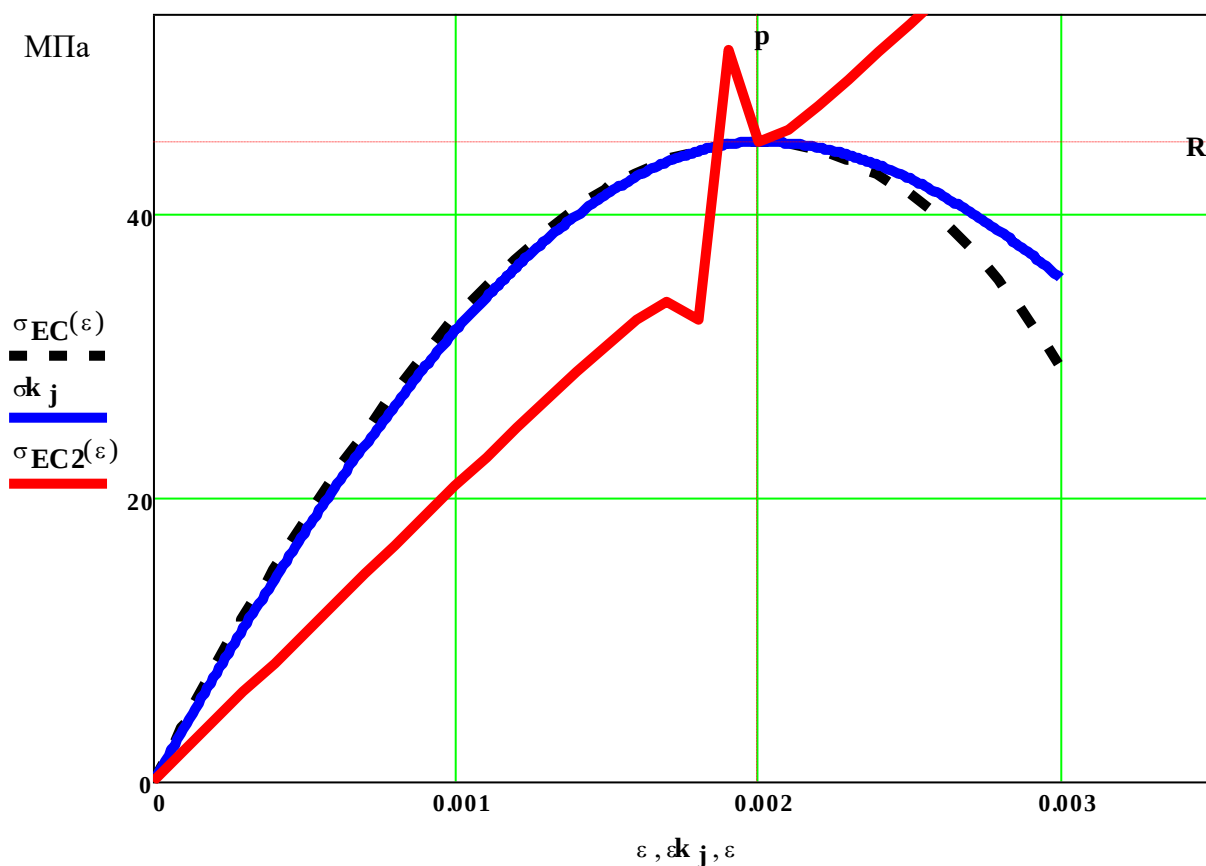


Рисунок 2.17 – Деформационные модели, построенные для бетона с прочностью $R_b=45$ МПа, модулем упругости $E_b=37\,000$ МПа: σ_{EC} – по нормам ЕС и σ_{kj} – нормам РФ;
 σ_{EC2} – по нормам ЕС ($R_b=45$ МПа, $E_b=19\,000$ МПа)

Очевидно, что расчет конструкции по такой деформационной модели как σ_{EC2} приведет к неверному результату.

Именно поэтому в нормах Евросоюза была введена конструкция деформационной модели, которая была подобрана специально для бетонов, подверженных температурной нагрузке [210; 211]. И если для бетона,

подвергавшегося воздействию высоких температур, эта деформационная модель позволяла получить в расчетах более точный результат, то ее применение для других бетонов, модуль упругости которых отклоняется от значения, указанного в нормах для их прочности, – приведет к ошибкам. В связи с этим в нормах Евросоюза предлагалось проводить дополнительные работы по подбору кривых деформирования на основе эксперимента, т.е. к каждому случаю отдельную модель деформирования.

2.4 Применение экспоненциальных моделей к бетонам, прочностные и деформационные характеристики которых не совпадают с установленными в нормах, для их класса по прочности

2.4.1 Мелкозернистый фибробетон

Предлагаемая зависимость может быть применена наряду с традиционными бетонами и для фибробетона. В Мордовском государственном университете им. Н.П. Огарёва проводились испытания мелкозернистого фибробетона с применением полифункциональных модифицирующих добавок и дисперсным армированием фиброй трех видов: низко модульное полипропиленовое мультифиламентное волокно, высоко модульное полиакрилонитрильное синтетическое волокно и модифицированная астрагенами базальтовая микрофибра [167]. Один из графиков испытаний представлен на рисунке 1.5. Основные результаты испытаний приведены в таблице 1.2.

Построим модель деформирования на основе зависимости (2.3) для фибробетона по результатам испытаний (таблица 2.1). За точки А и В, указанные на рисунке (2.2), примем данные столбцов 4 и 8 таблицы 1.2.

Определив по изложенной выше методике коэффициенты, получим:

$$a = 2,553 \cdot 10^{13}; \quad b = 3,639.$$

Таблица 2.1 – Данные испытаний [167]

Показатель	Номер испытания									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\varepsilon_N \cdot 10^3$	0,00	0,10	0,38	0,52	0,64	1,00	1,32	1,60	2,10	2,40
σ_N , МПа	0,00	0,50	4,90	8,80	15,00	30,00	40,00	45,00	37,00	18,00

Модель нелинейного деформирования фибробетона, построенная с помощью выражения (2.3), показана на рисунке 2.18.

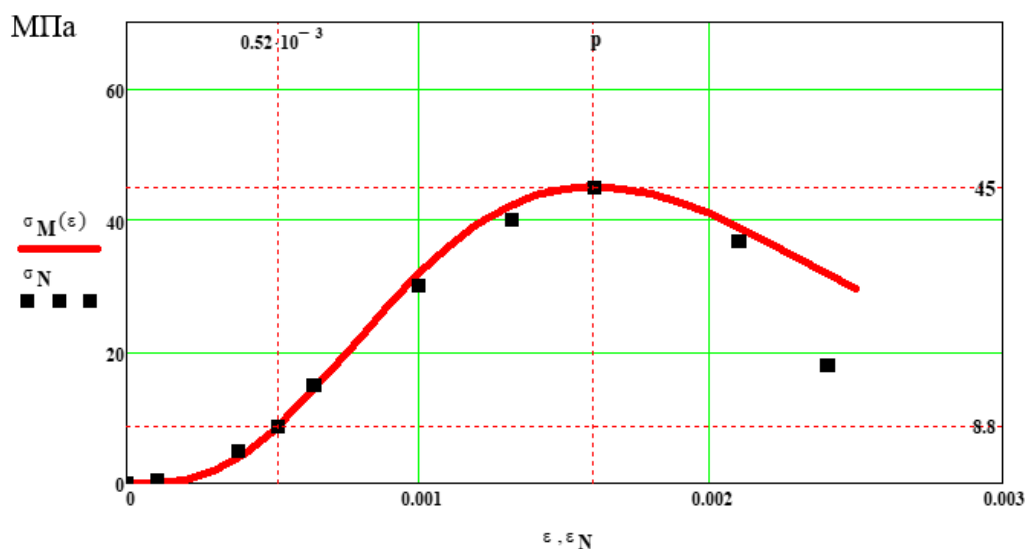


Рисунок 2.18 – График деформационной модели по (2.3):
 σ_M и экспериментальные данные, полученные в МГУ им. Н.П. Огарёва – σ_N (точки – ■)

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.

У фибробетонов, представленных в работе [167], начальный этап просматривается более длительным и пологим. Аналогичная картина имеет место и в бетонах, подвергнутых воздействию высоких температур [189], или в конструкциях, эксплуатируемых в агрессивной среде [28; 46; 47; 90; 141; 149]. Тем не менее, бетоны, имеющие относительно низкий модуль упругости, могут достигать высокой прочности.

Рассмотрим возможность применения моделей деформирования из СП 63.13330.2018 и ModelCode 2010 для фибробетонов.

Диаграмма на основе СП 63.13330.2018 для $R_b=45$ МПа (442 кг/см^2), модуля упругости $E_b=21\,150$ МПа ($207\,400 \text{ кг/см}^2$), относительные деформации $\varepsilon = p = 0,0016$ при максимуме напряжений, и при напряжениях $\sigma = 8,8$ МПа (112 кг/см^2) относительные деформации $\varepsilon = 0,00052$. Использование предложенных в СП 63.13330.2018 выражений для указанных выше значений прочности и модуля упругости в МПа приводит к разрыву на графике. Поэтому построение будет выполнено по выражениям модели, предложенной Н.И. Карпенко, ставшей основой для СП, используя единицы измерения (кг/см^2). Конечный результат переведем в МПа:

$$\varepsilon_b(\sigma_b) = \frac{\sigma_b}{E_b \nu_b};$$

а) в вершине диаграммы

$$\nu'_b = \frac{\sigma_{max}}{p E_b} = 1,332,$$

$$\eta = \frac{\sigma_b}{\sigma_{max}};$$

б) восходящая ветвь

$$\nu_b = \nu'_b + (\nu_0 - \nu'_b) \sqrt{1 - \omega_1 \eta - (1 - \omega_2) \eta^2},$$

$$\nu_0 = 1,$$

$$\omega_1 = 1,4 - 0,175 \frac{\sigma_{max}}{100} = 0,626,$$

$$\omega_2 = 1 - \omega_1 = 0,374;$$

в) нисходящая ветвь

$$\nu_b = \nu'_b - (\nu_0 - \nu'_b) \sqrt{1 - \omega_1 \eta - (1 - \omega_2) \eta^2},$$

$$\nu_0 = 2,05 \nu'_b = 2,731,$$

$$\omega_1 = 0,2 + 0,188 \frac{\sigma_{max}}{100} = 1,031,$$

$$\omega_2 = 1 - \omega_1 = -0,031.$$

По Model Code 2010 получим:

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

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

$$k = 1,1 \cdot E \cdot \frac{p}{R} = 0,826.$$

Из анализа моделей деформирования по СП 63.13330.2018 и Model Code 2010 видно (рисунок 2.19), что они не могут адекватно отразить особенности деформирования бетонов с нестандартными деформационными характеристиками, и именно поэтому в нормах Евросоюза указывается, что в такой ситуации необходимо искать индивидуальное выражение для модели.

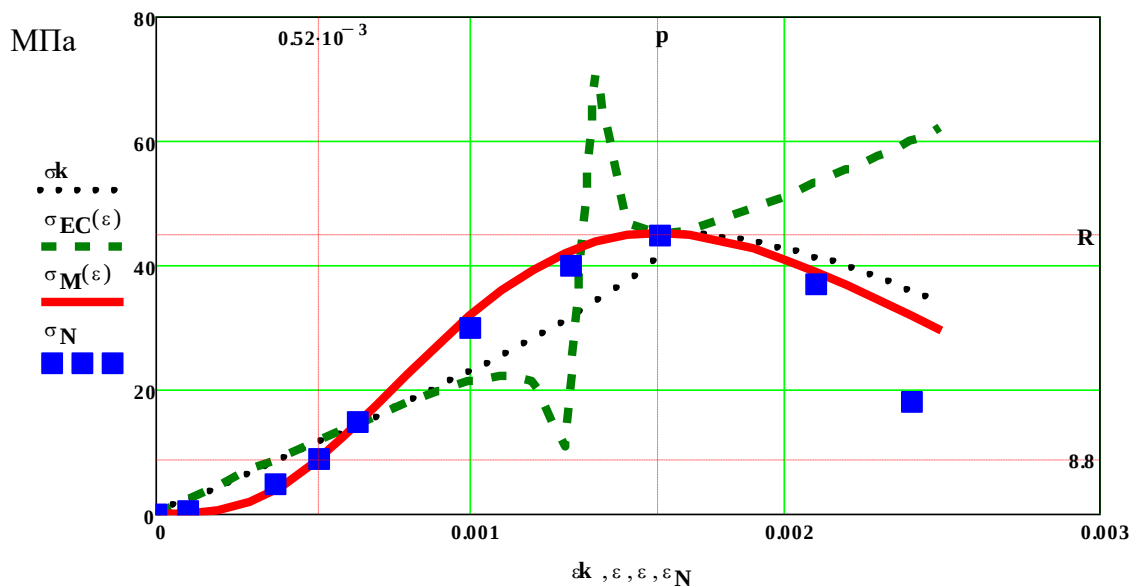


Рисунок 2.19 – Сопоставление предлагаемой модели деформирования – σ_M с моделями, предложенными в Model Code 2010 – σ_{EC} ; в СП 63.13330.2018 – σ_k и экспериментальными данными [167] для фибробетона – σ_N

Предложенная модель деформирования по выражению (2.3) в отличие от моделей, предложенных в нормативных документах, адекватно описывает деформирование бетона с пониженным модулем деформаций.

2.4.2 Бетоны в конструкциях, эксплуатируемых длительный период

Железобетонные конструкции эксплуатируются десятки лет. За такой длительный период времени среда существенно влияет на состояние бетона этих конструкции. В нормальных условиях (температурный режим от минус 0 до плюс 60 °С, влажность более 10 %, отсутствие агрессивного воздействия) прочность бетона может возрасти до двух раз по сравнению прочностью бетона на 28-е сутки [9; 137].

В то же время модуль упругости бетона, при отсутствии агрессивного воздействия среды, увеличивается со временем не так значительно, как прочность. Г.В. Несветаев [137] рекомендует для определения модуля упругости в зависимости от возраста бетона:

$$E(t, k) = E_0 \cdot e^{k \cdot \left(1 - \frac{28}{t}\right)^{0,545}}, \quad (2.8)$$

где E_0 – модуль упругости бетона в 28-дневном возрасте;

t – время в сутках;

k – коэффициент, зависящий от типа цемента (0,095 для быстро твердеющего; 0,115 для нормально твердеющего; 0,160 для медленно твердеющего).

Результаты расчета по выражению – (2.8), представленные в таблице 2.2, показывают, что скорость изменения модуля упругости бетона от времени за пять лет возрастает при отсутствии агрессивного воздействия среды максимально на 10% при применении быстротвердеющего цемента; на 11% при применении нормально твердеющего цемента, и на 17% при применении медленно твердеющего цемента.

Таблица 2.2 – Изменение модуля упругости по выражению (2.8)

Время t , сутки	Время, лет	$E(t,k)/E_0$ при $k=0,095$	$E(t,k)/E_0$ при $k=0,115$	$E(t,k)/E_0$ при $k=0,16$
28	0,077	1,000	1,000	1,000
180	0,493	1,091	1,106	1,157
332	0,91	1,095	1,111	1,165
484	1,326	1,096	1,112	1,168
636	1,742	1,097	1,113	1,169
788	2,159	1,098	1,114	1,170
940	2,575	1,098	1,114	1,170
1092	2,992	1,098	1,115	1,171
1244	3,408	1,098	1,115	1,171
1396	3,825	1,099	1,115	1,171
1548	4,241	1,099	1,115	1,172
1700	4,658	1,099	1,115	1,172
1852	5,074	1,099	1,115	1,172
2004	5,490	1,099	1,115	1,172
2156	5,907	1,099	1,115	1,172

При таком изменении модуля упругости бетона со временем, использование рекомендуемых в нормативных документах характеристик бетона, данных для его прочности, приводит к погрешности в расчете.

Результаты испытания кубов в 2010 году в СамГТУ (СГАСУ) и испытания выпиленных цилиндров в 2017 году в МГУ им. Н. П. Огарёва представлены в таблице 2.3.

Таблица 2.3 – 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			
	24,8 (243)	23 962 (235000)	0,0022	А.А. Пищулев [152]
2	Результаты испытаний цилиндров 80×160 мм через 7 лет			
	35,69 (350)	24 472 (240000)	0,0022	Испытания в МГУ им. Н. П. Огарёва

Как видно из таблицы 2.3 и рисунка 2.20, прочность бетона после семи лет твердения возросла на 30 %, в то время как модуль упругости увеличился всего на 10 %. Такое изменение соответствует исследованиям Г.В. Несветаева [137].

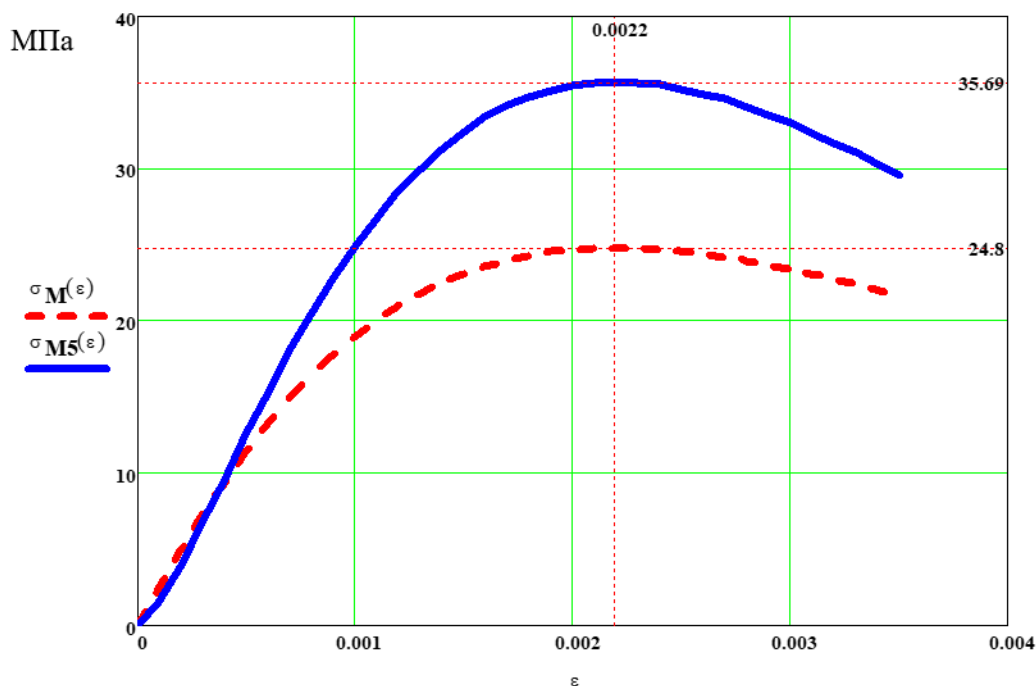


Рисунок 2.20 – Сопоставление диаграмм деформирования бетона по (2.3)

$$\sigma_M - R_b = 24,8 \text{ МПа и } \sigma_{M5} - R_b = 35,69 \text{ МПа}$$

Из вышеизложенного следуют, что при расчетах эксплуатируемых конструкций, необходимо использовать прочностные и деформативные характеристики бетона, установленные во время обследования.

2.4.3 Бетоны, подвергнутые высокотемпературному воздействию

Огневое воздействие на бетон практически любого вида (тяжелый на цементном вяжущем, полимербетон и т.д.) приводит к существенному повышению предельной деформативности [189].

Проведенные экспериментальные работы с образцами из бетона и с железобетонными конструкциями после пожара показали, что температурное воздействие влияет на изменение прочности материала и его деформативные свойства. Применение к бетону, испытывавшему температурное воздействие, разработанных ранее деформационных моделей оказалось неадекватным. Это

обстоятельство отмечалось в работах многих ученых, и делались попытки создать новую форму деформационной модели [25; 78; 189].

Используем деформационную модель (2.1) подобно деформационной модели (1.13). Найдем параметры деформационных моделей (2.1) для бетона после нагрева до температуры 400 °С и 600 °С в соответствии с таблицей 1.3.

Деформационные модели по выражению (1.12) примут вид:

а) для бетона прочностью $f_{ck} = 35$ МПа после воздействия температурой 400 °С

$$\sigma_{EC}(\varepsilon) = \frac{3 \cdot \varepsilon \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]},$$

где $f_{c,\theta} = f_{ck} \cdot 0,75 = 26,25$ МПа,

$\varepsilon_{c1,\theta} = 0,01$;

при напряжениях в бетоне на уровне $\sigma_{EC}(\varepsilon) = 0,3$ и $f_{c,\theta} = 26,25$ деформации бетона составят 0,002008;

б) для бетона прочностью $f_{ck} = 35$ МПа после воздействия температурой 600 °С

$$\sigma_{EC2}(\varepsilon_2) = \frac{3 \cdot \varepsilon_2 \cdot f_{c,\theta}}{\varepsilon_{c1,\theta} \cdot \left[2 + \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_{c1,\theta}} \right)^3 \right]},$$

где $f_{c,\theta} = f_{ck} \cdot 0,45 = 15,75$ МПа,

$\varepsilon_{c1,\theta} = 0,025$;

при напряжениях в бетоне на уровне $\sigma_{EC2}(\varepsilon_2) = 0,30$ и $f_{c,\theta} = 15,75$ деформации бетона составят 0,00502.

Построение деформационной модели по выражению (2.3) осуществляем по описанной выше методике, исходя из данных, полученных при построении модели по Европейским нормам. Для бетона прочностью $R_b = 26,25$ МПа после воздействия температурой $400\text{ }^{\circ}\text{C}$ предельные деформации составят $p = 0,01$. При этом при напряжениях в бетоне на уровне $0,30 R_b = 7,875$ деформации бетона составят $0,002008$. Коэффициенты для выражения (2.3):

$$a = 1,134 \cdot 10^5; b = 1,493.$$

Для бетона после воздействия температурой $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ $R_b = 15,75$ МПа, предельные деформации составят $p = 0,025$. При этом при напряжениях в бетоне на уровне $0,30 R_b = 4,725$ деформации бетона составят $0,00502$. При этом:

$$a2 = 1,731 \cdot 10^4; b2 = 1,493.$$

В графическом виде построенные кривые представлены на рисунке 2.21.

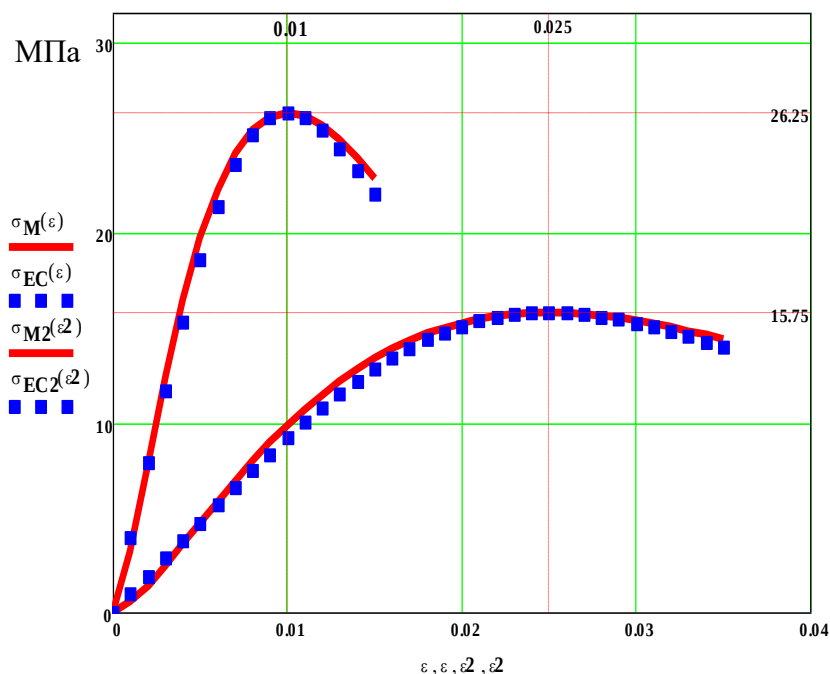


Рисунок 2.21 – Деформационные модели по Еврокоду – σ_{EC} , выражению (2.3) – σ_M и для бетона после воздействия температурой $400\text{ }^{\circ}\text{C}$ и $600\text{ }^{\circ}\text{C}$ – σ_{EC2} , σ_{M2} , соответственно
Отклонение соответствующих графиков друг от друга

$$\frac{\int_0^{0.015} \sigma_M(\varepsilon) d\varepsilon - \int_0^{0.015} \sigma_{EC}(\varepsilon) d\varepsilon}{\int_0^{0.015} \sigma_M(\varepsilon) d\varepsilon} \cdot 100\% = 1,9 \%,$$

$$\frac{\int_0^{0.025} \sigma_{M2}(\varepsilon) d\varepsilon - \int_0^{0.025} \sigma_{EC2}(\varepsilon) d\varepsilon}{\int_0^{0.025} \sigma_{M2}(\varepsilon) d\varepsilon} \cdot 100\% = 1,8 \%.$$

Аналогично и для других данных таблицы 1.3 отклонения составляют не более 3 %. Следовательно, выражение (2.3) может заменить выражение Еврокода – (1.12) с достаточно высокой точностью.

Проиллюстрируем на рисунке 2.22 использование выражения (2.3) для бетонов, подвергнутых температурному воздействию, подставив соответствующие значения из таблицы 1.4 в выражение (2.3), и получим графическое представление деформационных моделей.

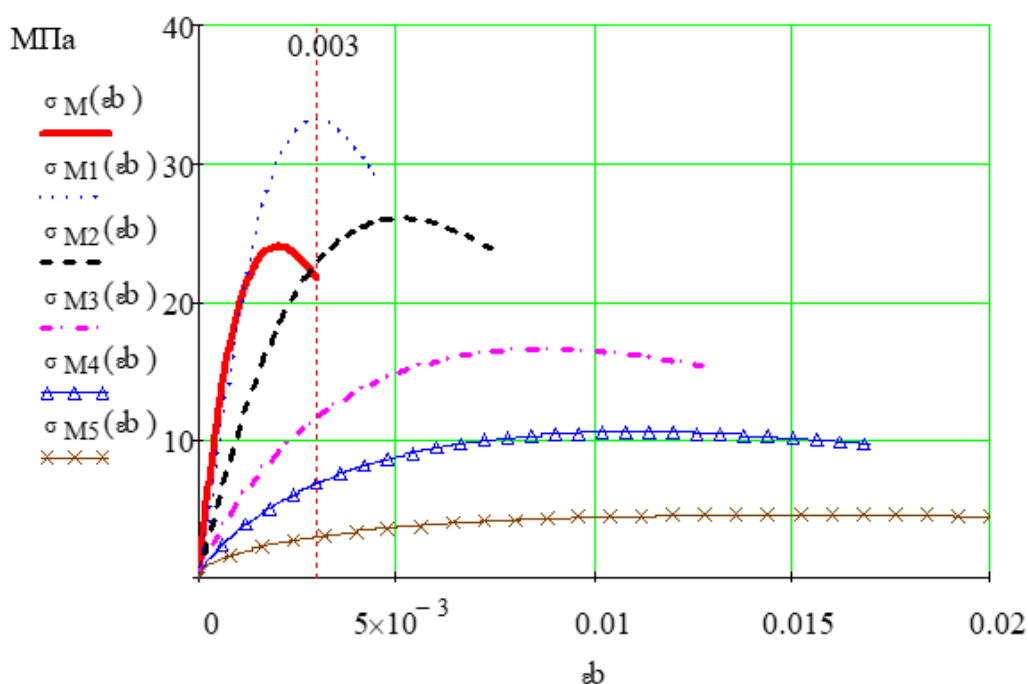


Рисунок 2.22 – Графики деформационных моделей, построенных по выражению (2.3) для бетонов, подвергнутых температурной нагрузке $t = 20\text{ }^{\circ}\text{C} - \sigma_M$; $t = 200\text{ }^{\circ}\text{C} - \sigma_{M1}$; $t = 400\text{ }^{\circ}\text{C} - \sigma_{M2}$; $t = 600\text{ }^{\circ}\text{C} - \sigma_{M3}$; $t = 700\text{ }^{\circ}\text{C} - \sigma_{M4}$; $t = 800\text{ }^{\circ}\text{C} - \sigma_{M5}$

Анализируя накопленный мировой опыт экспериментальных и теоретических исследований, В.С. Федорову удалось разработать теорию деформирования бетона при огневой нагрузке [189]. Структурный подход к работе

бетона при силовом и огневом нагружении позволил обосновать причины изменения линейной и нелинейной частей деформаций. В бетоне под действием высокой температуры происходят не только деструктивные процессы, связанные с образованием и развитием микротрещин, но и преобразование химических связей. Химические процессы могут, при относительно малых температурах, оказать положительное влияние на прочностные свойства. Так, в опытных образцах из бетона на гранитном заполнителе после нагрева до $t=200\text{ }^{\circ}\text{C}$ прочность возросла на 38 % по сравнению с образцами с $t=20\text{ }^{\circ}\text{C}$ [189].

На базе структурного подхода в [189] была предложена новая модель деформирования бетона при огневом воздействии, записанная выражением:

$$\sigma_f(\varepsilon) = \varepsilon \cdot E_b \cdot e^{-k \cdot (\eta(\varepsilon))^{\frac{1}{k}}}. \quad (2.9)$$

Графики деформационных моделей В.С. Федорова представлены на рисунке 2.23 в сравнении с моделями Евросоюза и по выражению (2.3).

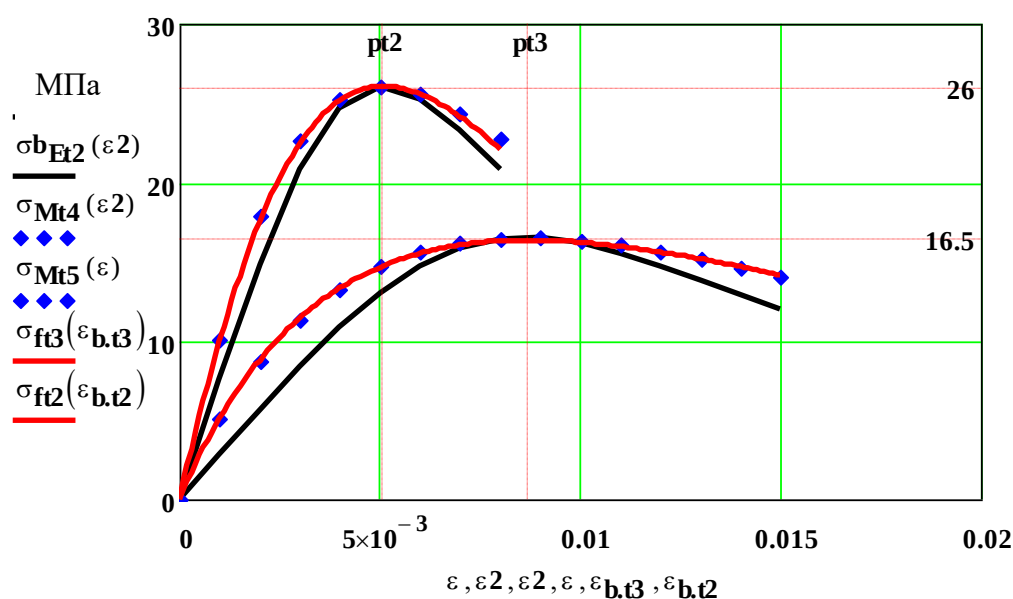


Рисунок 2.23 – Графики деформационных моделей:

- для бетона $R_b=26,0\text{ МПа}$

σ_{bEt2} – по выражению (1.12), σ_{Mt4} – по выражению (2.3), σ_{ft2} – по выражению (2.9)

- для бетона $R_b=16,5\text{ МПа}$

σ_{bEt3} – по выражению (1.12), σ_{Mt5} – по выражению (2.3), σ_{ft3} – по выражению (2.9)

Из рисунка 2.23 видно, что деформационные модели по нормам Евросоюза $\sigma_{bEt2}(\varepsilon)$ и $\sigma_{bEt3}(\varepsilon)$ расходятся с моделями, построенными по предложению В.С. Федорова. Из рисунка 2.23 также видно, что модели $\sigma_{Mt4}(\varepsilon)$ и $\sigma_{Mt5}(\varepsilon)$,

построенные на основе данных ВНИИПО [189], хорошо согласуются с данными В.С. Федорова.

Отклонение деформационных моделей по выражению (2.3) от моделей, построенных В.С. Федоровым на основе экспериментальных данных ВНИИПО [189], составляет не более 1 %:

- при температуре 600 °С

$$\frac{\int_0^{0.008} \sigma_M(\varepsilon) d\varepsilon - \int_0^{0.008} \sigma_f(\varepsilon) d\varepsilon}{\int_0^{0.008} \sigma_M(\varepsilon) d\varepsilon} \cdot 100\% = 0,717 \%;$$

- при температуре 400 °С

$$\frac{\int_0^{0.015} \sigma_M(\varepsilon) d\varepsilon - \int_0^{0.015} \sigma_f(\varepsilon) d\varepsilon}{\int_0^{0.015} \sigma_M(\varepsilon) d\varepsilon} \cdot 100\% = 0,241 \%.$$

При проектировании новых конструкций прочность и деформационные характеристики известны. В этом случае использование методики В.С. Федорова, основанной на большом числе экспериментальных данных и структурном подходе к выбору модели, предпочтительнее. В то же время существует возможность вероятностного развития пожара, при котором произойдет неучтенное в расчетах отклонение от температурной кривой стандартного режима пожара, допускаемого нормативными документами [182]. В этом случае, а также в случае других воздействий, в т.ч. деградации бетона, при оценке эксплуатируемых конструкций метод определения деформационной модели (2.3) наиболее прост, так как требует только стандартных испытаний с определением деформаций на уровне $0,2-0,4 \cdot R_b$ и при достижении максимальных напряжений.

2.4.4 Бетоны, обработанные давлением в процессе твердения

В 1979 году в Главсредневожскстрое Минпромстроя СССР было принято решение произвести опытное строительство по серии ИИ-04-2 на основе научных результатов СамГТУ (КуИСИ) [131–133] испытаний бетона, твердеющего под давлением.

Такое решение в мировой практике было принято впервые. Предполагалось, что сначала будут произведены испытания образцов, полученных на лабораторной установке (рисунок 1.11) с размерами $120 \times 120 \times 1400$ мм, так как необходимо было получить не только подтверждение упрочнения бетона под давлением (БТД), но и отработать совершенно новую технологию (ОБД).

Из бетонной смеси изготавливались кубы $100 \times 100 \times 100$ мм при обычном атмосферном давлении и мини колонны в пресс-форме под давлением 3 МПа. После заполнения бетонной смесью, в пресс-форме создавалось давление 3 МПа с выдержкой 12 часов. Затем давление снималось, и колонна извлекалась.

Результаты испытаний 27 кубов исходного бетона показали среднюю прочность $414,5 \text{ кг/см}^2$, а испытания образцов из колонн $120 \times 120 \times 120$ мм показали прочность в $1,54\text{--}1,58$ большую (от 638 кг/см^2 до 655 кг/см^2). Конструкция мини образцов изображена на рисунке 2.24 и подробнее описана в [28].

После подтверждения проектных характеристик БТД была запроектирована для проведения испытаний конструкция колонны из БТД в натуральных размерах. За основу была принята конструкция наиболее нагруженной колонны КНР-333-28-2 из типовой серии ИИ-04-2. Конструкции колонны КНР-333-28-2 и запроектированных образцов показаны на рисунке 2.25.

В проекте колонны из БТД и в опытном образце колонны из БТД продольная арматура была принята из четырех стержней диаметром 36 мм А-III, вместо четырех стержней диаметром 40 мм А-III. Это предусматривало сокращение расхода продольной арматуры на 19 %.

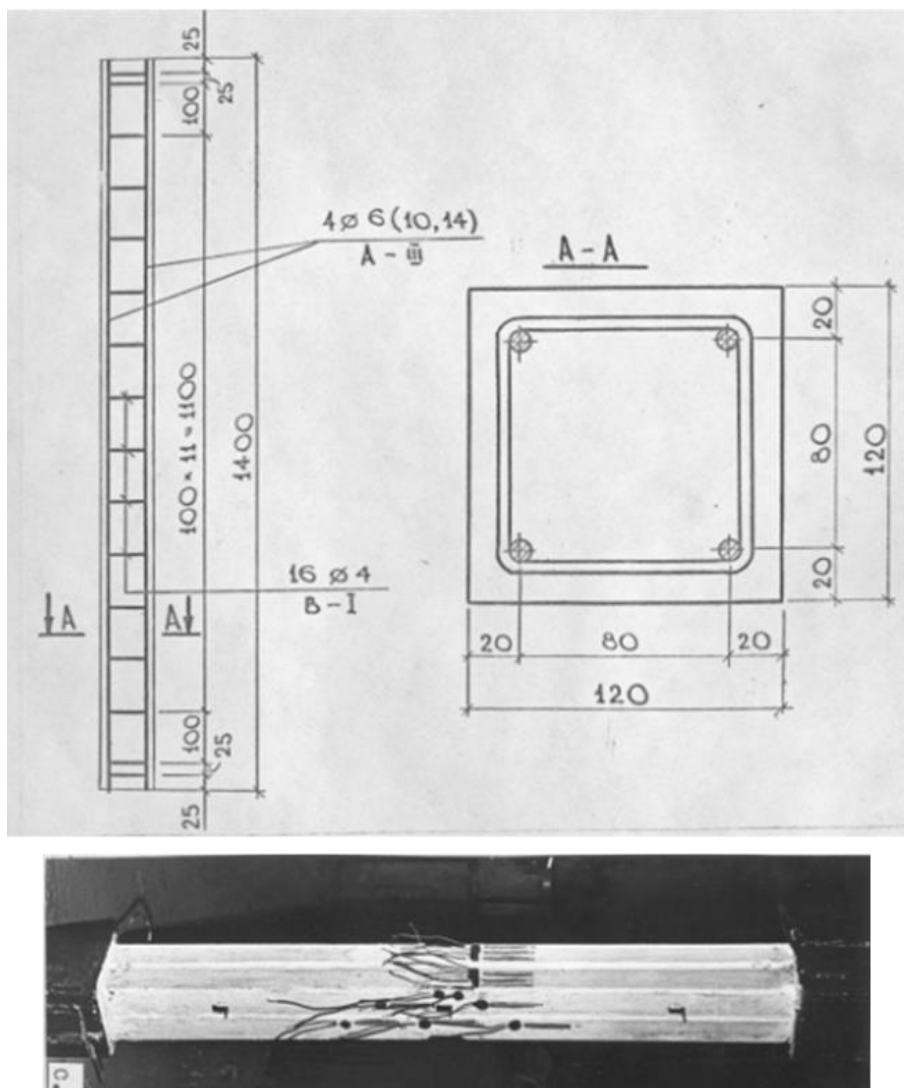


Рисунок 2.24 – Лабораторные образцы мини колонн из бетона, твердеющего под давлением



Рисунок 2.26 – Образец колонны из БТД в прессе НИИЖБ на 1000 тонн

Результаты испытания опытных колонн из БТД приведены в таблице 2.4 и показали высокую несущую способность колонн из БТД.

Таблица 2.4 – Результаты испытания колонн

Шифр	Площадь сечения продольной арматуры, см^2	Предел текучести арматуры σ_t , МПа	Разрушающая нагрузка, кН	Коэффициент упрочнения бетона K_y
ВК-1	40,72	418,8	6000	2,04
ВК-2	40,72	418,8	5400	1,97
ВК-3	40,72	418,8	5600	2,05

В результате работы по созданию оснастки для изготовления натуральных колонн с консолями из БТД и отработки технологии были продолжены.

Часть опытных образцов была отложена для исследования долговечности БТД. Колонны хранились в обычных атмосферных условиях. Из опытных образцов колонн были выпилены два цилиндрических образца диаметром 80 мм и высотой 160 мм. Испытание образцов происходило в Мордовском государственном университете им. Н.П. Огарёва на специальном прессе Wille Geotechnik. Испытания показали, что прочность одного возросла до 107 МПа (1050 кг/см²), а второго – до 83,61 МПа (820 кг/см²). Испытания образцов, выпиленных из колонн 35-летнего возраста, показали, что бетон, обработанный давлением, получил высокую прочность при малом изменении модуля упругости.

Результаты испытаний представлены в таблице 2.5.

Таблица 2.5 – Результаты испытаний образцов

№ обр.	Прочность бетона, МПа (кг/см ²)	Относительная деформация при максимальной нагрузке p	Максимальная деформация $\varepsilon_{\max}$	Модуль деформативности, МПа
1	31,80 (312)	0,0021	0,0035	25 000
2	83,61 (820)	0,0034	0,0045	42 000
3	107,00 (1050)	0,0038	0,0042	43 480

Образец № 1 изготовлен в 2015 году из бетона, аналогичного бетону колонн по составу, но без обработки давлением. Бетон образца № 1 с прочностью 31,8 МПа (312 кг/см²) по прочностным характеристикам очень близок к бетону класса В45 ($R_{bn} = 32$ МПа, $E_b = 37\,000$ МПа, предельные относительные деформации $p - \varepsilon_{b0} = 0,002$ и предел деформируемости, принимаемый по нормам $\varepsilon_{b2} = 0,0035$).

Бетон, обработанный давлением, имеет наиболее высокую плотность. Именно поэтому этот бетон обладает исключительной морозостойкостью. О том, что бетон высокой плотности обладает и исключительной особенностью сопротивляться коррозии агрессивной среды, было замечено при испытаниях в НИИЖБ Е.А. Гузеевым [46; 47].

Для визуального представления результатов испытаний, а также для сравнения результатов испытания образца № 1 с характеристиками бетона, заданными по нормам, построим деформационные кривые с помощью выражения (2.3) – σ_{M1} , σ_{M2} , σ_{M3} и σ_{SP} для кривой с деформационными характеристиками, принятыми по нормам для бетона В45.

Диаграммы деформирования на основе (2.3) для бетона В45 с деформационными характеристиками, принятыми по нормам, и для бетонов образцов 1, 2 и 3 представлены на рисунке 2.27.

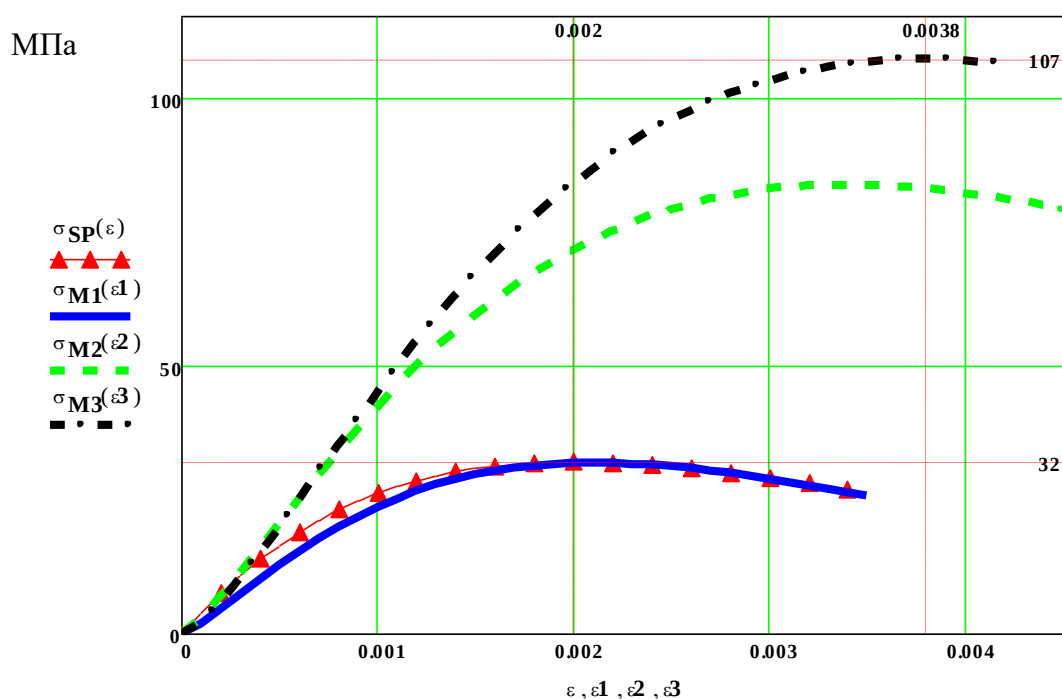


Рисунок 2.27 – Деформационные модели бетона:

σ_{SP} – для бетона с деформационными характеристиками принятыми по нормам для бетона В45,

σ_{M1} , σ_{M2} , σ_{M3} – для бетонов образцов 1, 2 и 3 соответственно

2.5 Определение прочности бетона с использованием тензометрической трубы на примере стенки резервуара

При проведении обследования из стенки резервуара с помощью алмазной коронки с водяным экраном был выпилен цилиндрический образец диаметром 76 мм и высотой 160 мм, с расчетной площадью поперечного сечения $A_b=50,265 \text{ см}^2$. Образец был просушен и установлен в тензометрическую трубу с наклеенными тензодатчиками. На торцы образца был уложен выравнивающий цементно-песчаный слой и фланцы трубы были соединены болтами с крышками. После затвердевания выравнивающего слоя тензометрическая труба была отцентрирована в прессе, и было произведено контрольное нагружение для проверки совместной работы образца и стенок тензометрической трубы.

При испытаниях устанавливается ступень загрузки и время выдержки под нагрузкой. Ступени загрузки были заданы по значениям датчиков в 0,0002 относительной величины деформаций с выдержкой 10 минут на каждой ступени. Результаты испытаний представлены в таблице 2.6.

В таблице 2.6 приняты следующие условные обозначения:

N_{pr} – усилие прессы при совместной работе тензометрической трубы и бетонного образца;

N_t – усилие воспринимаемое тензометрической трубой;

N_b – усилие, воспринимаемое бетонном образцом (разница $N_{pr} - N_t$);

A_b – площадь сечения образца;

$\sigma_b = N_b / A_b$ – напряжения в бетонном образце.

Таблица 2.6 – Результаты испытаний образца

№ п/п	Относительные деформации $\varepsilon \cdot 10^{-4}$	Усилие пресса $N_{pr}, \text{т}$	Усилие, воспринимаемое трубой $N_t, \text{т}$	Усилие, воспринимаемое бетоном $N_b, \text{т}$	Напряжения в бетоне	
					$\sigma_b, \text{кг/см}^2$	$\sigma_b, \text{МПа}$
1	2	7	4,651	2,349	46,732	4,765
2	4	16	9,302	6,698	133,254	13,588
3	6	27	13,954	13,05	259,624	26,473
4	8	36	18,605	17,4	346,165	35,298
5	10	44	23,256	20,74	412,613	42,073
6	12	51	27,907	23,09	459,365	46,841
7	14	59	32,558	26,44	526,012	53,636
8	16	66	37,21	28,79	572,764	58,404
9	18	71	41,861	29,81	593,057	60,473
10	20	77	46,512	30,49	606,585	61,852
11	22	81	51,163	29,84	593,654	60,534
12	24	86	55,814	30,19	600,617	61,244
13	26	88	60,466	27,53	547,697	55,848
14	28	89	65,117	23,88	475,082	48,443

Графически результаты испытаний представлены на рисунке 2.28. По полученным результатам величина деформаций ε при максимальной нагрузке находятся на уровне $\varepsilon = 0,002$ при напряжениях в бетоне 61,852 МПа.

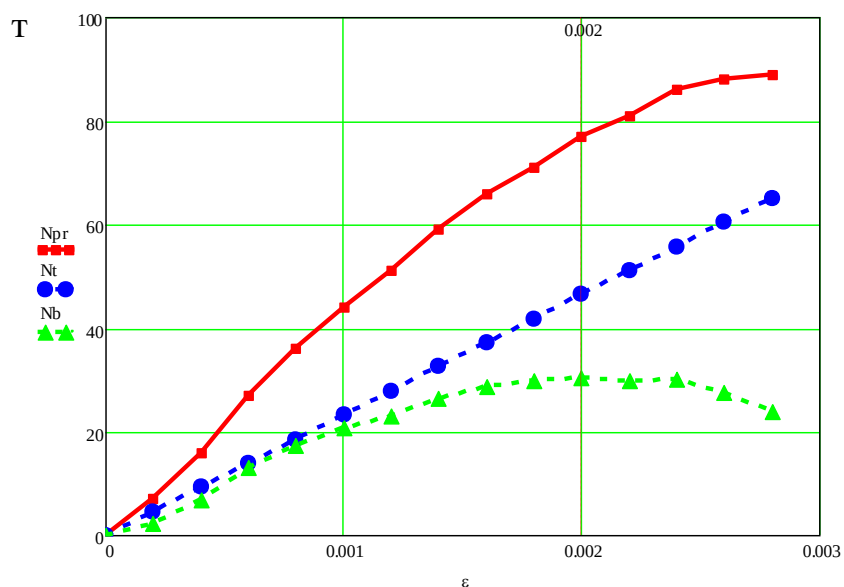


Рисунок 2.28 – Результаты испытания бетонного образца в тензометрической трубе

Также из результатов испытаний следует, что начало упругой работы бетона находится на уровне $\varepsilon_0 = 0,0004$ при напряжениях $\sigma_b = 13,588$ МПа.

Графическое представление выражения (2.3) в сравнении с экспериментальными данными показано на рисунке 2.29.

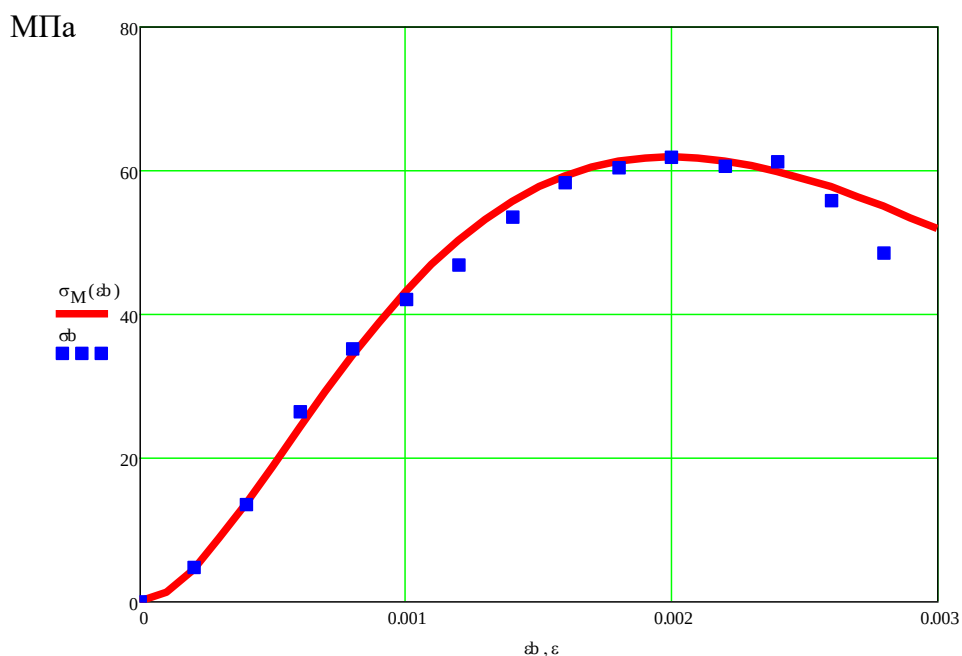


Рисунок 2.29 – Сопоставление результатов, полученных с помощью деформационной модели по выражению (2.3) – $\sigma_M(\varepsilon_b)$, с результатами испытания (таблица 2.5) – σ_b

Расхождение напряжений на нисходящей ветви объясняется расстройством физической центровки при приближении к разрушающей нагрузке.

Применение тензометрической трубы особенно эффективно при обследовании сооружений после долгой эксплуатации, так как в лабораториях строительных организаций, как правило, отсутствует специальное прессовое оборудование. Применение тензометрической трубы позволило определять диаграмму деформирования бетона с ниспадающей ветвью и предложить новый подход к построению модели деформирования бетона, особенно для конструкций, находившихся долгое время в эксплуатации.

2.6 Учет многократного нагружения бетона

В результате многократного циклического приложения сжимающей нагрузки, не превышающей предел выносливости бетона, неупругие деформации остаются после разгрузки. Следующий цикл начинается с остаточных деформаций. После каждого последующего цикла остаточные деформации возрастают (накапливаются), но от цикла к циклу прирост накопленных деформаций снижается. Достаточно большое количество циклов приводит к тому, что накопленные неупругие деформации перестают увеличиваться. В результате кривая на диаграмме смещается относительно начала координат, отражающих относительные деформации (рисунок 2.30).

Зная величину остаточных относительных деформаций $\Delta\varepsilon_b$ за счет выбранных неупругих деформаций, можно описать кривую деформирования с помощью выражения (2.3) таким образом, чтобы диаграмма имела вначале пологий участок, отражающий работу материала уже после многократного нагружения, т.е. ветвь нагрузки последнего цикла до разрушения. Для этого при определении ключевых точек диаграммы (рисунок 2.2) в системе уравнений определяющих коэффициенты a и b достаточно задать величину остаточных относительных деформаций $\Delta\varepsilon_b$:

$$\begin{cases} R_b = a \cdot \varepsilon^b \cdot e^{\frac{-b \cdot \varepsilon}{p}}, \\ 0,2 R_b = a \cdot \left(\frac{0,2 R_{bn}}{E} + \Delta\varepsilon_b \right)^b \cdot e^{\frac{-b \cdot \left(\frac{0,2 R_{bn}}{E} + \Delta\varepsilon_b \right)}{p}}. \end{cases} \quad (2.10)$$

Общий вид диаграммы деформирования бетона с заданным пологим участком, отражающим выбранные неупругие деформации бетона, представлен на рисунке 2.30.

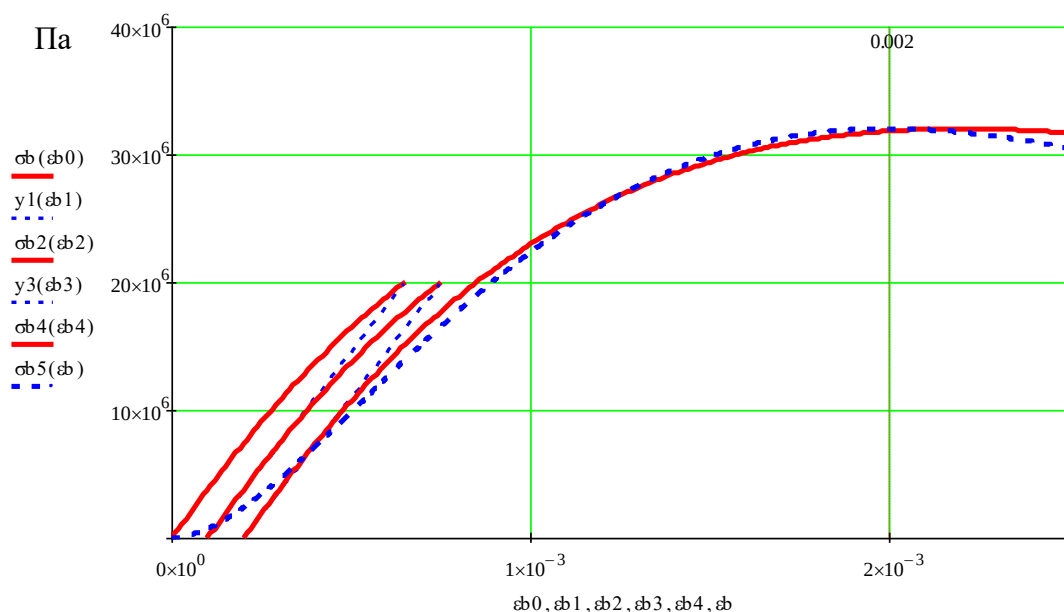


Рисунок 2.30 — Диаграмма деформирования бетона при многократном нагружении и диаграмма с пологим участком σ_b

Величина остаточных относительных деформаций после многократного нагружения зависит от многих факторов, но основное влияние оказывает — количество циклов N , относительный уровень напряжений η , деформативность бетона $E_b \cdot \nu$. Таким образом, относительные остаточные деформации являются функцией $\Delta \varepsilon_b = f(N, \eta, E_b \cdot \nu)$. Исследования в этой области выполнялись Н.И. Карпенко, В.А. Ерышевым, Е.В. Латышевой и другими авторами. Методика расчета $\Delta \varepsilon_b$ указанных авторов приведена в работе [69].

Основываясь на экспериментальных данных, полученных ими в работе [69], построим с применением выражения (2.3) кривые деформирования для исходного бетона после воздействия циклической сжимающей нагрузки следующего вида:

- три цикла нагрузкой, вызывающей напряжения в бетоне 13,3 МПа;
- один цикл нагрузки до напряжений 15,6 МПа;
- три цикла нагрузки до напряжений 20 МПа.

Для построения исходной диаграммы деформирования на основании выражения (2.3) по экспериментальным данным необходимо вычислить коэффициенты a и b . При первом нагружении до напряжений сжатия 13,3 МПа, что соответствует максимальной нагрузке первого цикла, величина относительных деформаций $\tilde{\varepsilon}_{b1}$ составила 0,00052. На вершине диаграммы $\sigma_b = 33,3$ МПа,

относительные деформации $\hat{\epsilon}_b=0,00213$ ($p=0,00213$). Решив совместно систему из двух уравнений, приведенных выше, с учетом приведенных параметров, получаем для исходной диаграммы $a = 7.585 \cdot 10^{11}$, $b = 1.403$.

Из полученных экспериментальных данных, ветвь нагрузки последнего цикла до разрушения в конце третьего цикла при максимальных напряжениях для этого цикла 20 МПа имеет относительные деформации $\tilde{\epsilon}_{b3}=0,00099$. Исходя из этой точки и вершины диаграммы ($\hat{\sigma}_b = 33,3$ МПа, $p = 0,00213$), получим $a = 2,39 \cdot 10^{14}$, $b = 2,207$.

Кроме того, предлагаемая диаграмма деформирования на основе выражения (2.3) позволяет смоделировать стабилизационную кривую деформирования бетона при циклических нагружениях, основываясь на вычисленной по методике [69] величине относительных деформаций $\tilde{\epsilon}_{bc} = 0,00059$ при напряжениях в бетоне 13,3 МПа, а также вершины стабилизационной диаграммы $\hat{\sigma}_{bc} = 25,4$ МПа, $p = 0,00213$).

Построенные кривые приведены на рисунке 2.31.

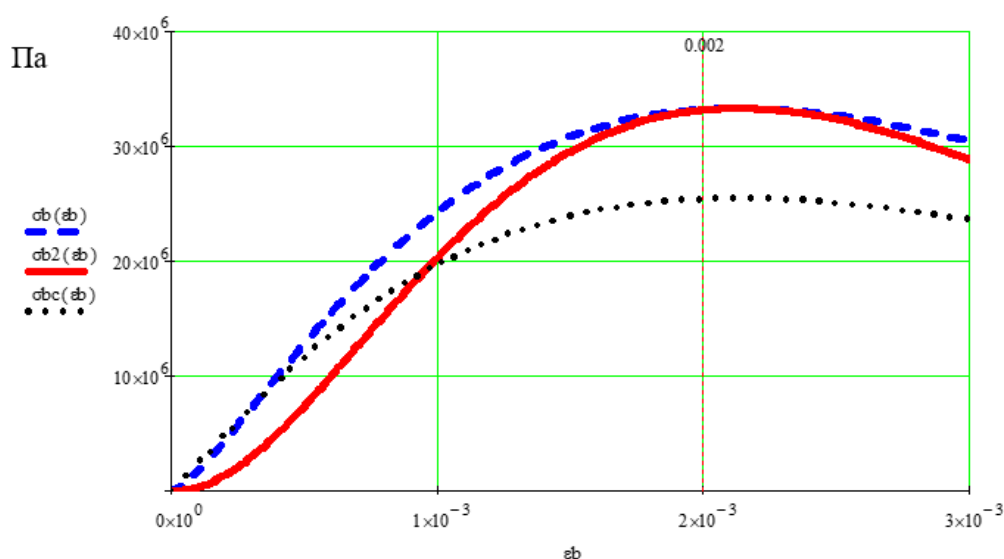


Рисунок 2.31 – Экспериментальная исходная диаграмма σ_b , ветвь нагрузки до разрушения после циклических нагружений σ_{b2} и рассчитанная стабилизационная диаграмма бетона σ_{bc}

Предлагаемая модель деформирования бетона позволяет описывать работу бетона после циклического нагружения на основе полученных экспериментальных

данных, а также моделировать диаграммы сопротивления на основе различных методик расчета деформаций при таких нагрузках.

2.7 Аппроксимированная зависимость начального модуля упругости

С января 2014 года в Российской Федерации и ряде стран СНГ введен в действие ГОСТ 31914–2012 [43]. Этот Межгосударственный стандарт обеспечивает применение для строительства высокопрочного бетона класса В60 и выше и устанавливает правила его контроля и оценки качества. Благодаря применению высокопрочного бетона возможно строительство высотных зданий, мостовых конструкций больших пролетов, спецсооружений.

Кроме повышения прочности для высокопрочного бетона характерно повышение модуля упругости, рост величины относительной деформации в момент максимального напряжения, снижение пластических свойств (повышение хрупкости).

СП 63.13330.2018 и ГОСТ 31914–2012 в основном нацелены на проектирование конструкций. Вместе с тем не меньшее значение принимает выбор деформационных параметров бетона при обследовании конструкций. Дискретные табличные значения нормативных материалов приходится аппроксимировать для получения промежуточных результатов.

Изменение начального модуля упругости высокопрочного бетона, значения модулей упругости которого совпадают с установленными в нормах, для его класса по прочности, представленное в [180], соответствует матрице чисел В (2.11), которую удобно использовать при автоматизированном решении задач, когда в одной конструкции имеет место несколько классов бетона с различными модулями, или один бетон, но подвергнутый при эксплуатации агрессивному воздействию:

$$B = \begin{pmatrix} 25 & 30 & 35 & 40 & 45 & 50 & 55 & 60 & 70 & 80 & 90 & 100 \\ 30 & 32,5 & 34,5 & 36 & 37 & 38 & 39 & 39,5 & 41 & 42 & 42,5 & 43 \end{pmatrix} \quad (2.11)$$

Первая строка матрицы чисел B – класс бетона в МПа, второй – начальный модуль упругости в $\text{МПа} \cdot 10^{-3}$.

При обследовании железобетонных конструкций экспериментально установленная прочность бетона обычно не совпадает с градацией норм. Чтобы избежать линейной интерполяции для определения модуля упругости, найдем выражение аппроксимации (2.12) в виде логарифмической зависимости, используя характерные точки на кривой рисунка 2.32.

$$E_b(x) = 7,796 \cdot \log(50,29 \cdot x^2 - 975,434). \quad (2.12)$$

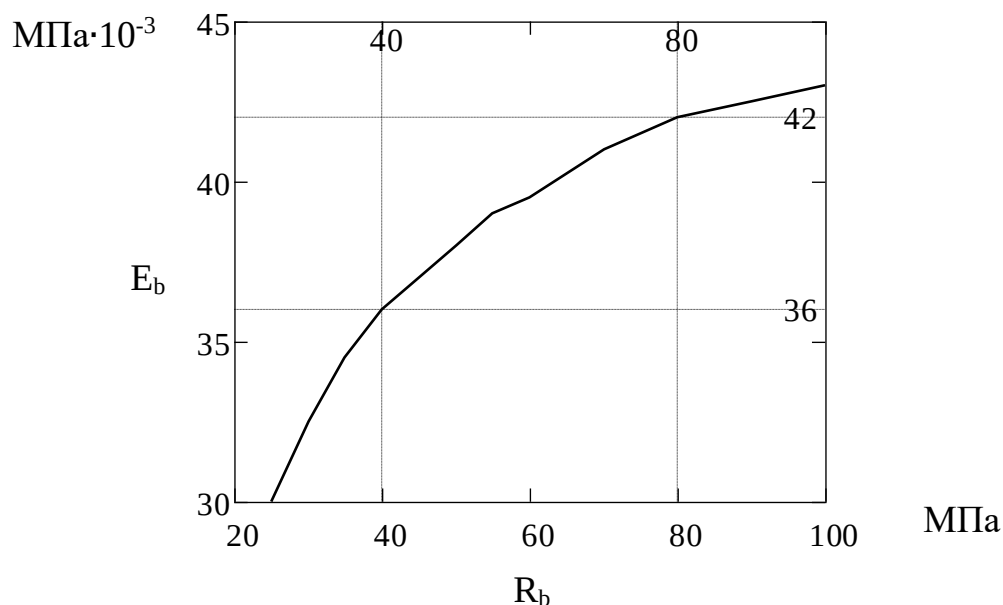


Рисунок 2.32 – Аппроксимированная зависимость начального модуля упругости E_b и класса бетона в соответствии с [180]

Совпадение E_b и $E_b(x)$ на рисунке 2.33 показывает, что зависимость модуля упругости для высокопрочных бетонов от их прочности определяется логарифмической функцией достаточно точно.

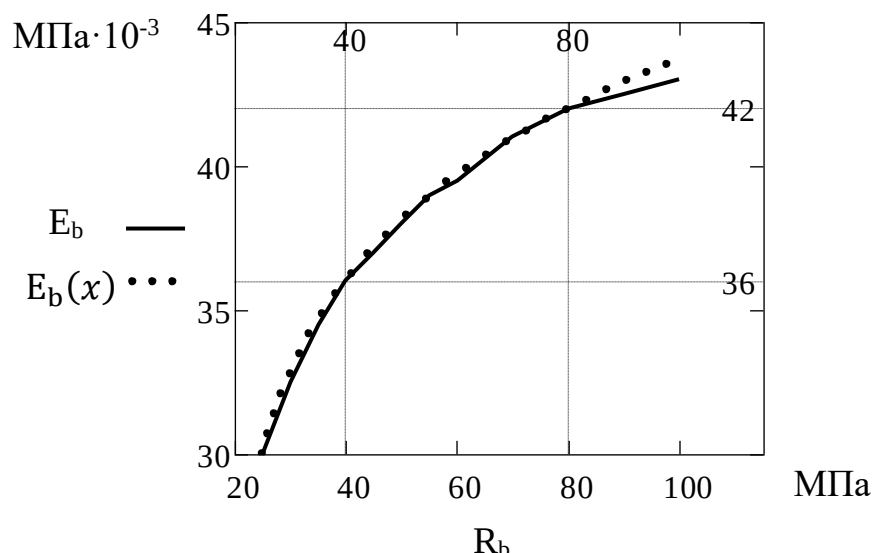


Рисунок 2.33 – Сопоставление значений E_b с непрерывной функцией и $E_b(x)$

Выражение (2.12) позволяет получать значение E_b с необходимой точностью без линейной интерполяции.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 2

1. В нормах РФ, Евросоюза и других стран не учтена исключительная особенность структуры бетона – остаточных напряжений после изготовления в отдельных зонах. Дефекты структуры определяют начальный этап деформирования бетона, когда в работу включается лишь часть площади сечения. На этом этапе происходит уплотнение бетона. При дальнейшей силовой нагрузке происходит стабилизация деформаций – линейная (упругая) зависимость напряжений от деформаций. С развитием микротрещин линейность нарушается, и бетон достигает предела прочности – R_b при относительных деформациях – ρ . На этом восходящая ветвь диаграммы деформирования заканчивается и наступает ниспадающая ветвь.

2. Разработанная деформационная модель позволяет учесть начальный этап деформирования бетона.

3. В СП 63.13330.2018 приведены деформационные модели для бетонов различных классов, при этом соблюдается соответствие между их прочностью и модулем деформаций. Однако для бетонов, для которых в силу ряда причин это соответствие нарушено (например, конструкции зданий, эксплуатируемых некоторое время и подвергающихся ненормативным условиям эксплуатации или в случаях реконструкции объектов) и необходимо провести расчет конструкций из такого бетона, впервые разработана методика построения обобщенной деформационной модели.

4. Сопоставление деформационных моделей РФ и Евросоюза с разработанной деформационной моделью показало их практическую идентичность при конструировании их по нормативным данным. Это позволяет, при необходимости, использовать разработанную деформационную модель при проектировании.

5. Анализ применения общепринятых деформационных моделей показал, что их использование может привести к неверным расчетным результатам, если они применяются для бетонов с нарушенной зависимостью между прочностью и начальным модулем деформации.

6. Предложенная деформационная модель бетона для бетонов с измененной со временем зависимостью между прочностью и начальным модулем деформации требует меньшего числа исходных данных по сравнению с общепринятыми деформационными моделями.

3 НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА

После проведения обследования сооружений, требующих реконструкции или подвергнутых агрессивным воздействиям и т.п., для перерасчета конструкций требуется знание фактической прочности и деформативности бетона, т.к. использование первоначальных значений может привести к неверным результатам.

Выражение (2.3) позволяет установить деформационную модель (ДМ) для конкретного бетона. Деформационная модель конструируется на основе экспериментальных данных, получаемых в результате обследования сооружения по прочности бетона и величине относительных деформаций в характерных точках нагружения.

Кроме того, применение ДМ позволяет, из условия равенства усилий в растянутой и сжатой зонах, вычислить не только высоту сжатой зоны, но и ее конфигурацию в зависимости от деформаций. Определив высоту сжатой зоны и зная ДМ, устанавливается положение центра тяжести эпюры напряжений сжатой зоны, что позволяет вычислить несущую способность конструкции. Расчеты могут выполняться как для прямоугольного сечения с одинаковым бетоном, так и для таврового сечения с различными характеристиками бетона по слоям. В главе представляются примеры визуализации стадий напряженного состояния изгибаемой конструкции, и предлагается методика их графического построения. Рассматриваются также расчеты конструкций из бетона, модуль упругости которого отклоняется от значения, указанного в нормах для его прочности. Приводятся примеры расчетов несущей способности фибробетона, бетонов, подвергнутых высокотемпературной нагрузке, бетона, твердеющего под давлением, и бетона эксплуатируемых конструкций, для которых применить рекомендуемые нормативными документами модели нелинейного деформирования бетона не удастся.

3.1 Деформационная модель в диаграммных методах расчета

Расчет железобетонных конструкций с помощью диаграммного метода производится на основе физических соотношений стержневых элементов, в которых связывается трехкомпонентный вектор усилий в сечении, содержащий моменты M_x и M_y в двух плоскостях и нормальную силу N , вектор деформаций с кривизной в двух плоскостях $1/r_x$, $1/r_y$ и относительное удлинение ε_0 на уровне выбранной продольной оси, а также матрицу жесткости $[D]$ размером 3×3 :

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ N \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} \\ D_{12} & D_{22} & D_{23} \\ D_{13} & D_{23} & D_{33} \end{Bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \frac{1}{r_x} \\ \frac{1}{r_y} \\ \varepsilon_0 \end{Bmatrix}.$$

Моменты M_x и M_y в двух плоскостях и нормальная сила N определяются из сумм уравнений равновесия для элементарных i -х участков бетона и арматуры

$$\begin{aligned} M_x &= \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{bxi} + \sum_j \sigma_{sk} A_{sk} Z_{sxx} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{sxj} ; \\ M_y &= \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} Z_{byi} + \sum_j \sigma_{sk} A_{sk} Z_{syk} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj} Z_{syj} ; \\ N &= \sum_i \sigma_{bi} A_{bi} + \sum_j \sigma_{sk} A_{sk} + \sum_j \sigma_{sj} A_{sj}, \end{aligned}$$

где σ_{bi} – напряжения в бетоне i -го участка (без трещин);

σ_{sj} – напряжения в j -й арматуре в трещине;

σ_{sk} – напряжения в арматуре на участках элемента без трещин;

A_{bi} – площадь бетона элементарного участка;

A_{sk} – площадь арматурного стержня для части сечения без трещин;

A_{sj} – площадь арматурного стержня для части сечения с трещиной;

Z_{bxi} , Z_{byi} , Z_{sxj} , Z_{syj} , Z_{sxx} , Z_{syk} – координаты центров тяжести элементарных участков бетона и арматурных стержней.

Напряжения σ_{bi} , σ_{sk} , σ_{sj} определяются по следующим зависимостям:

$$\sigma_{bi} = \varepsilon_{bi} E_b \nu_{bi};$$

$$\sigma_{sk} = \varepsilon_{sk} E_s \nu_{sk};$$

$$\sigma_{sj} = \varepsilon_{sj} E_s \nu_{smj};$$

где ε_{bi} – относительные деформации i -го элемента бетона;

ε_{sj} – средние деформации в j -ой арматуре на участках между трещинами;

ε_{sk} – относительные деформации в арматуре на участках элемента без трещин;

E_b – начальный модуль упругости бетона;

E_s – модуль упругости арматуры;

ν_{bi} , ν_{sk} , ν_{smj} – коэффициенты секущих модулей, которые вычисляются на основании аналитических зависимостей для диаграмм деформирования бетона и арматуры.

Для бетона используется выражение вида

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b \nu_b}. \quad (3.1)$$

Коэффициент секущего модуля для бетона ν_b определяется по формуле:

$$\nu_b = \nu'_b \pm (\nu_0 - \nu'_b) \sqrt{1 - \omega_1 \eta - (1 - \omega_2) \eta^2},$$

где ν'_b , ν_0 , ω_1 , ω_2 , η – коэффициенты, которые вычисляются на основании аналитических зависимостей для отдельных видов бетона.

В нормативных документах [157; 180] приведены значения коэффициентов и аналитические зависимости для их вычисления в соответствии с классами бетонов. В процессе длительной эксплуатации зданий и сооружений начальные характеристики бетона, соответствовавшие проектным показателям, меняются. При этом количественно изменения во времени без нагрузки прочностных

характеристик бетона R_b и деформативных характеристик E_b имеют разные значения [62]. Поэтому использование нормативной методики определения коэффициента секущего модуля может привести к ошибкам в расчетах. Для бетонов, чьи характеристики не соответствуют характеристикам, описанным нормами, необходимо каждый раз корректировать значения коэффициентов и аналитические зависимости между ними для получения корректного коэффициента секущего модуля ν_b .

Решение задачи определения коэффициента секущего модуля ν_b для бетонов с характеристиками, отличающимися от описанных нормами – бетоны после длительной эксплуатации, специальные бетоны с пониженным модулем упругости (например, фибробетон и т.д.), бетоны, получившие значительные температурные воздействия, – может быть получено с применением предлагаемого выражения (2.3).

Решая совместно (3.1) и (2.3), коэффициент секущего модуля может быть получен в виде следующего выражения:

$$\nu_b(\varepsilon_b) = \frac{a}{E_b} \cdot \varepsilon_b^{(b-1)} \cdot e^{\frac{-b \cdot \varepsilon_b}{p}}. \quad (3.2)$$

Используемые в выражении (3.2) коэффициенты a и b для разных бетонов могут быть получены по методике, предлагаемой во второй главе на основании стандартных испытаний образцов бетона.

Проиллюстрируем получение коэффициента секущего модуля на основе выражения (3.2) на примере бетона В40, имеющего согласно [180] следующие характеристики: $R_b=22$ МПа, $E_b=36000$ МПа, $\varepsilon_{b0}=0,002$ (соответствует параметру p).

При напряжениях сжатия $\sigma_b = 1,1$ МПа в бетоне (что составляет 5 % R_b) относительные деформации в бетоне составят:

$$\frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{1,1}{36\,000} = 3,056 \cdot 10^{-5}.$$

Подставив в выражение (2.3) значения напряжений в бетоне и соответствующие им значения относительных деформаций бетона для двух точек, указанных на рисунке (2.2), получим значения коэффициентов для выражения (3.2)

$$a = 1,9 \cdot 10^{10}, \quad b = 0,937.$$

С учетом значения полученных констант график коэффициента секущего модуля ν_b по выражению (3.2) выглядит следующим образом (рисунок 3.1):

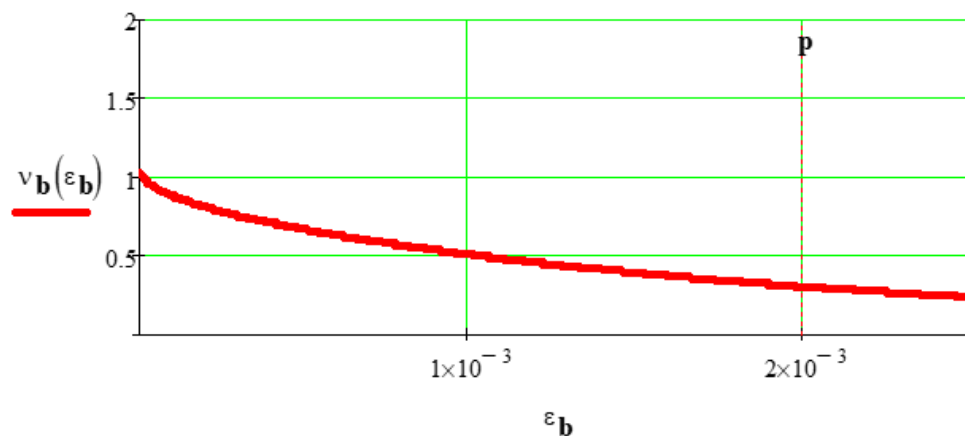


Рисунок 3.1 – График коэффициента секущего модуля ν_b для бетона В40

Учитывая, что в выражении (3.1) относительные деформации зависят от напряжений, построим график коэффициента секущего модуля ν_b тоже от напряжений. При этом, учитывая наличие восходящей и нисходящей ветвей, для восходящей ветви обозначим коэффициент секущего модуля $\nu\nu_b$, а для нисходящей ветви – $\nu\pi_b$ (рисунок 3.2).

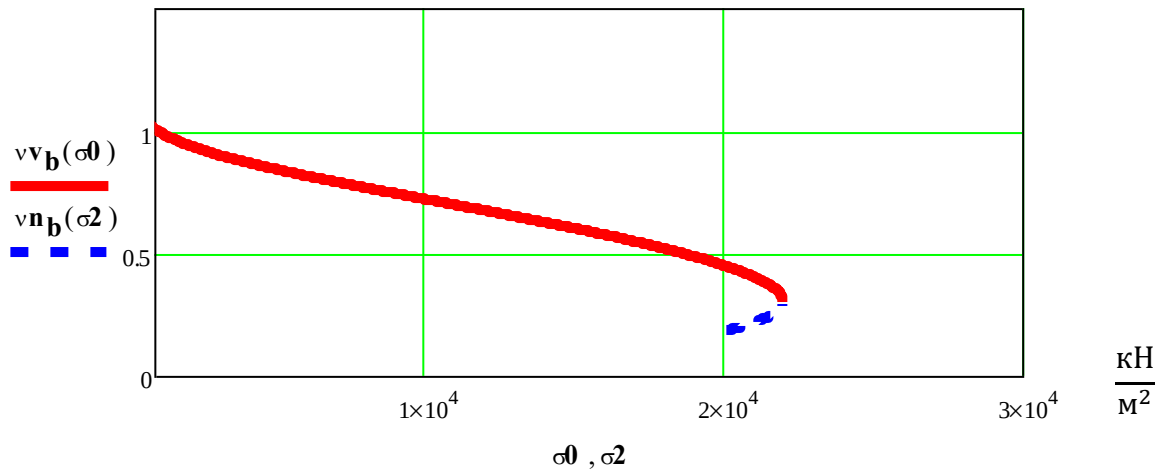


Рисунок 3.2 – График коэффициента секущего модуля ν_b для бетона В40

ν_{vb} – для восходящей ветви, ν_{nb} – для нисходящей

Диаграмма деформирования бетона на основании выражения (3.1) с коэффициентом секущего модуля ν_b , который вычислен по предлагаемой методике на основании выражения (3.2), в графическом виде представлена на рисунке 3.3.

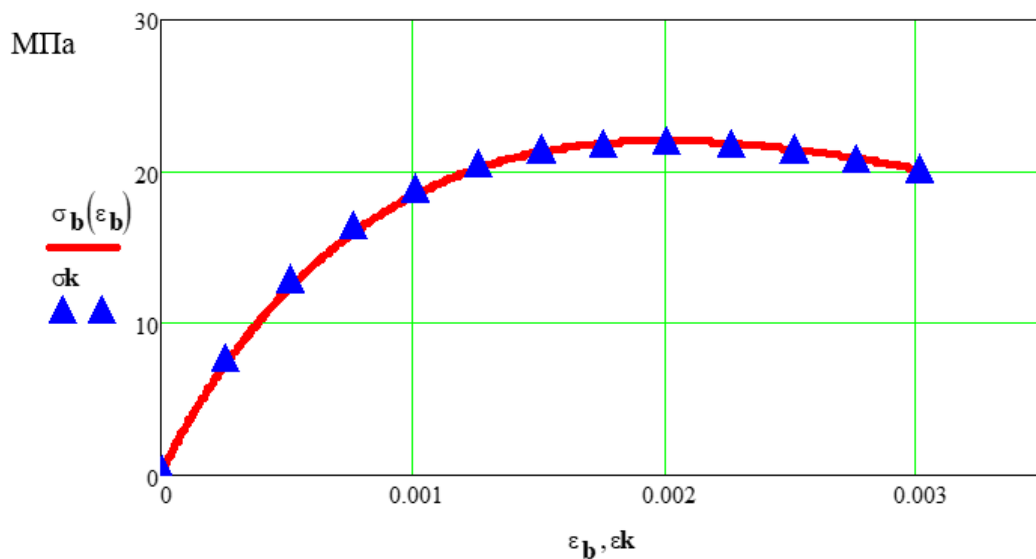


Рисунок 3.3 – Диаграмма деформирования бетона В40 с коэффициентом секущего модуля:

$\sigma_b(\epsilon_b)$ – по выражению (3.2); σ_k – по СП 63.13330.2018

Таким образом, применение предлагаемой в работе модели деформирования бетона (2.3) позволяет получить коэффициент секущего модуля ν_b для различных видов бетона, чьи характеристики не соответствуют характеристикам, описанным в нормах.

Предложенная методика вычисления коэффициента секущего модуля ν_b бетона позволит значительно расширить диапазон применения диаграммных методов расчета и распространить их на бетоны после длительной эксплуатации, специальные бетоны с пониженным модулем упругости (например, фибробетон и т.д.), бетоны, получившие неуставленные температурные воздействия, а также высокопрочные бетоны.

3.2 Несущая способность сечения нормально армированных изгибаемых и внецентренно-сжатых железобетонных конструкций

В процессе длительной эксплуатации зданий и сооружений начальные характеристики бетона конструкций, соответствовавшие проектным показателям, меняются. Для определения возможности дальнейшей эксплуатации железобетонных конструкций и сооружений в целом необходимо произвести их перерасчет, исходя из фактических характеристик бетона на момент обследования. В зависимости от среды, в которой находились конструкции, характеристики бетона могут изменяться по сечению конструкции с разной скоростью. Например, железобетонные резервуары для хранения нефти и нефтепродуктов, находящиеся над уровнем нефти, подвержены агрессивному воздействию паров нефти. Поверхностные слои бетона деградируют быстрее относительно центральной части сечения.

Автором был разработан и запатентован способ послойного анализа структуры бетона изделия, который при минимальной трудоемкости и стоимости значительно повысил точность проведения анализа структуры и контроля прочности бетона строительных конструкций. В процессе бурения железобетонного образца буровым инструментом, выполненным в виде пустотелого цилиндра, получают мгновенные значения параметров потребляемой установкой мощности и положения бура, направляют полученную информацию по

интерфейсу передачи данных в персональный компьютер для обработки и вычисления результатов об удельных энергозатратах на единицу перемещения режущего бурового инструмента и построения графика мощности и графика перемещения режущего бурового инструмента.

Информация, полученная в процессе бурения, обрабатывается разработанной авторами программой (Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2010613922) «Анализ структуры и контроль прочности бетона строительных конструкций» для получения данных об удельных энергозатратах на бурение образца. В процессе обработки входной информации имеется возможность исключить из расчетов любой интервал, с сохранением непрерывности перемещения.

В ходе бурения строится график перемещения и текущей мощности за вычетом мощности холостого хода (рисунок 3.4). После обработки данных производится расчет удельных энергозатрат на бурение одного миллиметра материала в Дж/мм. График удельных энергозатрат приведен на рисунке 3.5.

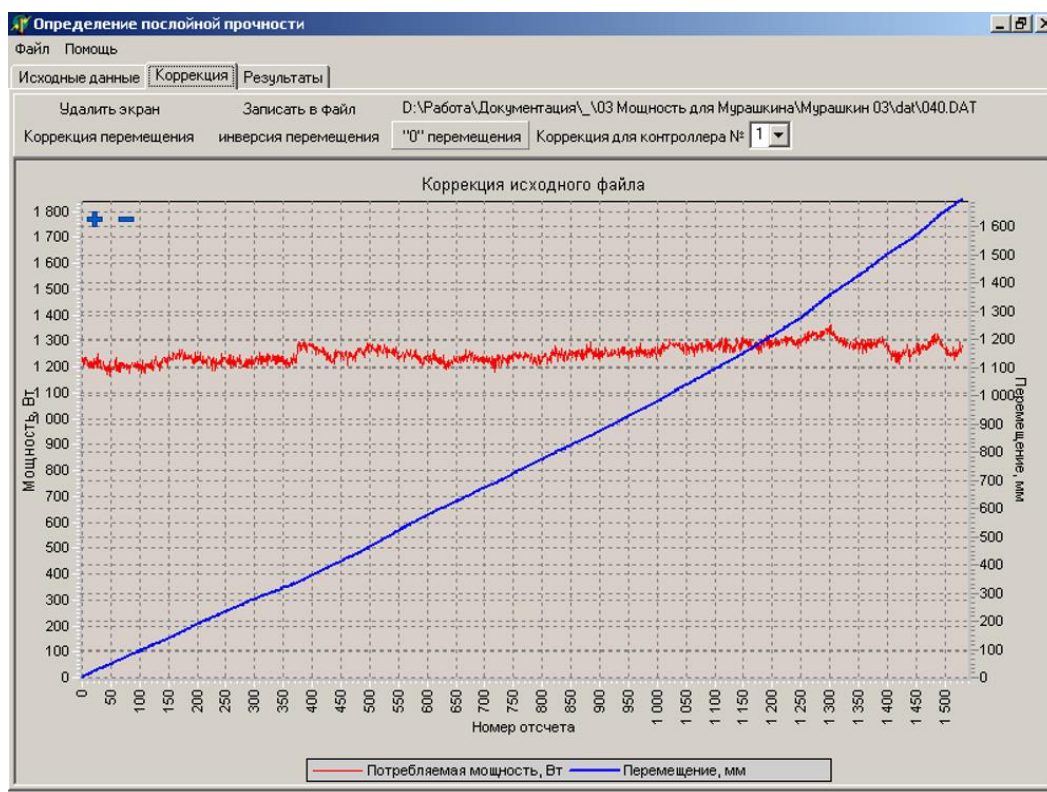


Рисунок 3.4 – График перемещения бура и потребления текущей мощности установки

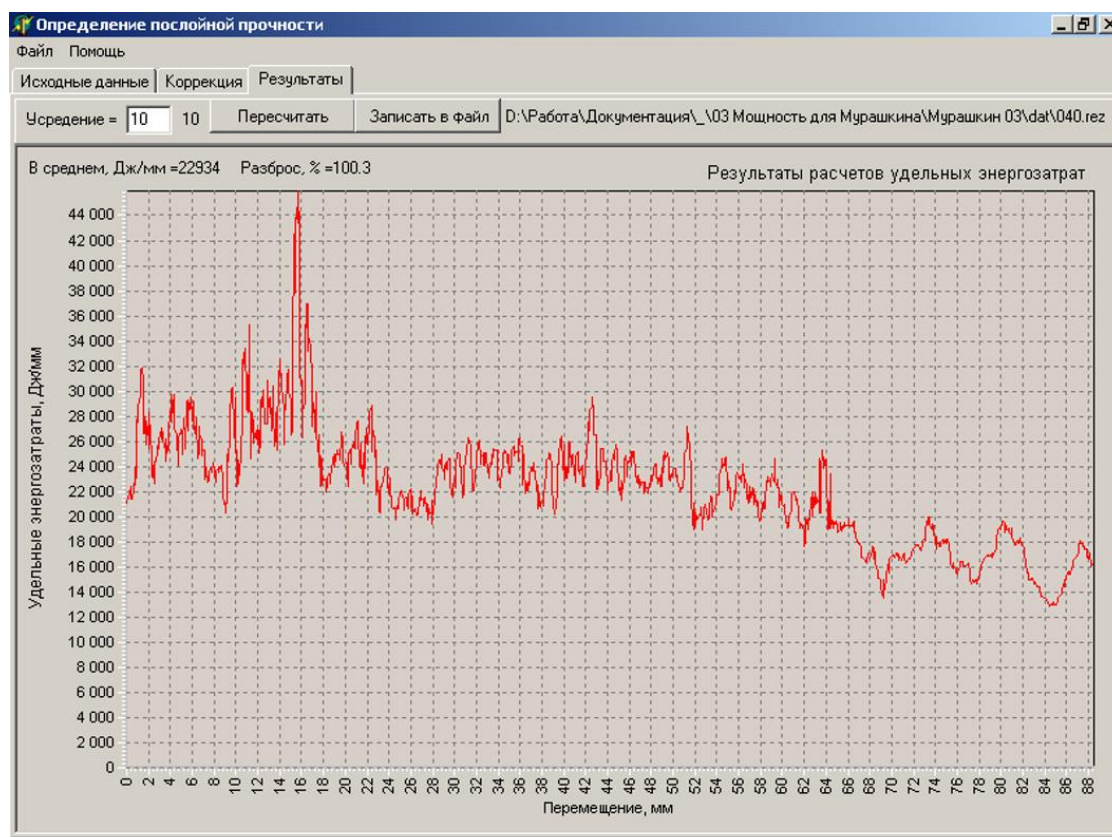


Рисунок 3.5 – График удельных энергозатрат

По горизонтальной оси откладываются значения перемещения, по вертикальной – энергозатраты.

Для определения состава бетона и его структуры в выпиленном образце применяется «Способ определения показателей структуры затвердевшего бетона» (Патент РФ № 2298790), разработанный при участии автора. Определение процентного соотношения в структуре бетона крупного и мелкого заполнителя, вяжущего, пор и прочих вкраплений позволяет качественно оценить, на что были потрачены удельные энергозатраты при прохождении бурового керна через толщу бетона.

После определения послойной прочности, для расчета несущей способности сечения, конструкцию условно разделяем на i слоев, каждому из которых задаем усредненные величины прочностных и деформационных характеристик, соответствующие слою и полученные на момент обследования. Переходим к построению расчетной методики. Как известно, расчетная модель представляет максимально полное описание объекта исследования [27; 82].

В качестве основы для расчетной модели железобетонного изгибаемого элемента используем деформационную модель. В качестве переменной величины принимаем относительные деформации, что позволяет при построении напряженно-деформированного состояния учитывать нисходящую ветвь одним выражением. Эпюру напряжений в сжатой зоне сечения опишем по высоте в соответствии с предлагаемой диаграммой деформирования бетона на основе выражения (2.3). В случае решения задачи с послойным изменением характеристик бетона, для каждого слоя строятся свои деформационные модели бетона в зависимости от его параметров, полученных при обследовании. В результате интегрирования эпюр получим равнодействующую усилий в сжатой зоне бетона.

При необходимости, а особенно для задач определения прогибов, аналогичным способом описывается растянутая зона бетона. Описанию работы бетона в зоне растяжения сечения посвящены работы [1; 8; 22; 59; 84; 85; 196]. В предлагаемой методике рассматриваем сечение над трещиной, а растянутый бетон не учитываем, считая вызванную этим погрешность незначительной, при этом указанная погрешность частично нивелируется учетом усреднения напряжений в арматуре. Деформирование металла достаточно хорошо изучено в работах [83; 102; 169; 208; 214], тем не менее, учитывая предпосылки о необходимости создания математической модели, пригодной для анализа, упростим модель до диаграммы Прандтля, получив при этом незначительную погрешность. С этим вопросом неразрывно связана проблема образования трещин в растянутой зоне бетона и расстояния между ними, которое влияет на жесткость и, следовательно, прогиб. Этой тематике посвящены работы [87; 95; 97; 98; 101; 112; 129; 136; 139; 144; 155; 191–194; 205; 213]. Для определения средней кривизны элемента будем использовать принцип усреднения деформаций В.И. Мурашева [134].

Учитывая расположение и характеристики арматуры, определяем равнодействующую растягивающих усилий в арматуре. Наличие сжатой арматуры не влияет на принцип и методику расчета, но при этом загромождает решение и усложняет его восприятие, поэтому в примерах в дальнейшем будем рассматривать сечение без сжатой арматуры.

Получив все необходимые усилия в сечении, используем их в уравнениях равновесия. В результате получаем значение высоты сжатой зоны, величину плеча внутренней пары сил.

Разделим принятые условия для расчетной модели на три группы в соответствии с [190].

Статические условия заключаются в том, что во всех стадиях работы сечение находится в состоянии равновесия. Деформациями сдвига от действия поперечной силы пренебрежем. Внешний момент, действующий на сечение, воспринимается парой сил, соответствующей возникшим деформациям в сжатом бетоне и растянутой арматуре.

Геометрическим условием, определяющим совместность деформаций компонентов сечения, является общепринятая в теории железобетона гипотеза плоских сечений.

Физические условия расчетной модели заключаются в том, что связь между деформациями и напряжениями в бетоне сечения принимается такой же, как и в бетонном образце при сжатии. Учет градиентного эффекта происходит исключительно за счет работы части сжатого сечения у края по нисходящему участку диаграммы.

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

$$N = \int_0^k (\sigma_b(\varepsilon) \cdot b \cdot x) dx - \sum \sigma_s \cdot A_s, \quad (3.3)$$

$$M = Z \cdot \left[\int_0^k (\sigma_b(\varepsilon) \cdot b \cdot x) dx \right], \quad (3.4)$$

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 $Z(\varepsilon_b)$ определяем через отношение статического момента S фигуры, образованной кривой функции напряжений $\sigma_b(\varepsilon_b)$ по высоте сжатой зоны к площади A этой фигуры:

$$Z(\varepsilon_b) = \frac{S}{A} + (h_0 - L(\varepsilon_b)), \quad (3.5)$$

где h_0 – рабочая высота сечения.

Уравнение распределения деформаций бетона и арматуры по высоте:

$$\begin{aligned} \varepsilon_b &= \frac{\varepsilon}{k} \cdot x; \\ \varepsilon_s &= \frac{\varepsilon}{k} \cdot x \cdot (h_0 - k), \end{aligned}$$

где ε_b и ε_s – относительные деформации бетона и арматуры соответственно;
 ε – относительные деформации крайних сжатых волокон бетона.

Физические соотношения. Уравнением, связывающим относительные деформации бетона с напряжениями, служит предлагаемое выражение (2.3).

Связь относительных деформаций и напряжений в арматуре принята согласно диаграмме Прандтля [180].

Использование приведенной расчетной модели в совокупности с применением предлагаемой диаграммы по выражению (2.3) и методикой расчета позволяет решить задачу в замкнутом виде.

Реализация на практике предлагаемой методики расчетов требует большого числа вычислений, поэтому целесообразно задействовать универсальные вычислительные комплексы. Одним из таких является MathCad [100; 105; 107; 168].

Проиллюстрируем методику вычисления несущей способности и определения напряженно-деформированного состояния сечения с использованием ДМ на основе выражения (2.3) на примере расчета несущей способности изгибаемого железобетонного элемента.

Рассмотрим расчет балки таврового (рисунок 3.6) сечения, условно разделенного на 10 слоев. Высота балки 400 мм, высота полки 100 мм, ширина полки 400 мм, ширина стенки 150 мм. Характеристики бетона $R_b = 32$ МПа, предельная деформативность бетона $\rho = 0,004$. Начальный модуль упругости бетона $E_b = 35\,560$ МПа был установлен в процессе испытания образца, исходя из того, что при нагрузке, соответствующей напряжениям в сжатой зоне бетона 64 МПа ($0,2R_b$), относительные деформации бетона составили 0,00018. Балка армирована двумя стержнями диаметром 28 мм. $R_s = 400$ МПа.

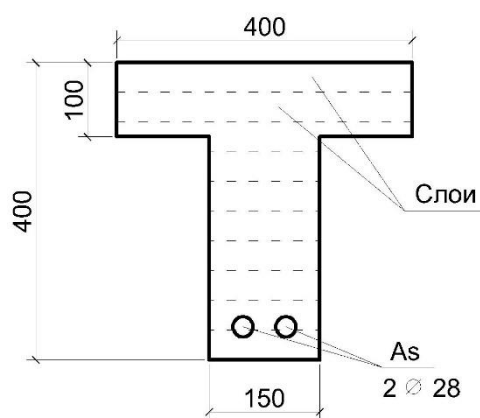


Рисунок 3.6 – Схема для послойного расчета таврового сечения

Прочность и начальный модуль упругости бетона в верхних слоях снизилась и распределилась по слоям в соответствии коэффициентами, указанными в таблице 3.1. (коэффициент 1, означает, что характеристики бетона не изменились). В соответствии с характеристиками бетона для каждого слоя строится деформационная модель на основе выражения (2.3). Коэффициенты a и b по слоям имеют значения, представленные в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Значения коэффициентов для слоев сечения

Параметр	Значения коэффициентов для слоев									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
R_b	0,662	0,821	0,903	0,956	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
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 (2.3) для первого, третьего и десятого слоев представлены на рисунке 3.7.

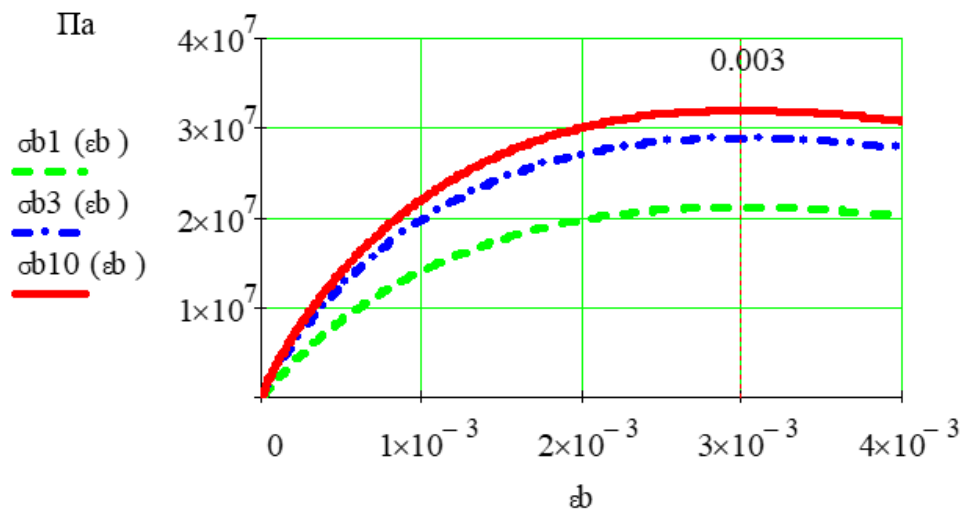


Рисунок 3.7 – Диаграммы деформирования бетона для первого σ_{b1} , третьего σ_{b3} и десятого σ_{b10} слоев сечения (рисунок 3.6)

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

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

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 N_s в арматуре определяется по диаграмме Прандтля, для напряжений, не достигающих площадки текучести:

$$\frac{\varepsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \cdot A_s,$$

и как $(R_s \cdot A_s)$ на площадке текучести.

Величина высоты сжатой зоны определяется из условия равенства $D_b = N_s$. График высоты сжатой зоны в тавровом сечении от относительных деформаций крайних сжатых волокон бетона представлен на рисунке 3.8.

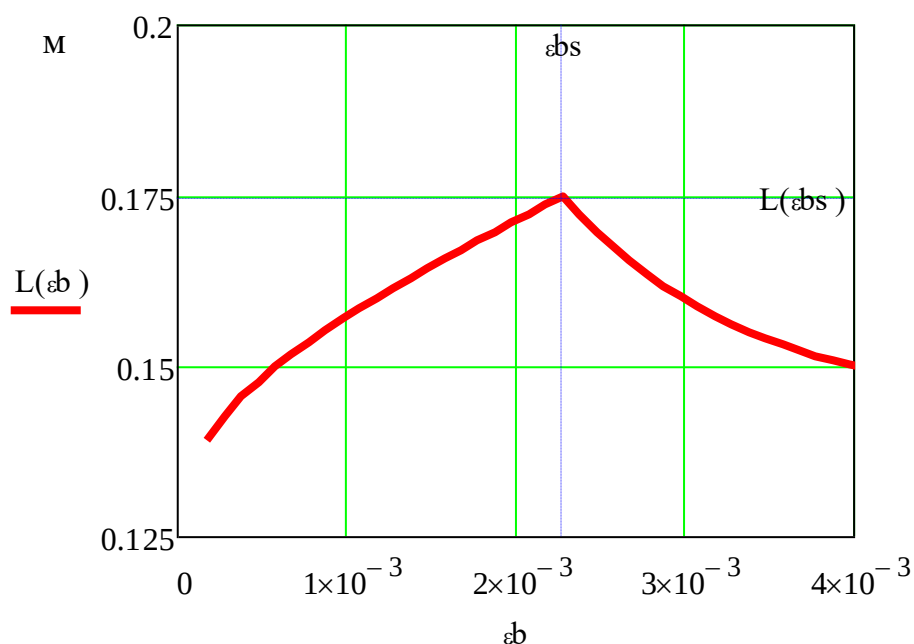


Рисунок 3.8 — График функции высоты сжатой зоны $L(\varepsilon_b)$

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 $\sigma_b(\varepsilon_b)$ по высоте сжатой зоны к площади A этой фигуры согласно выражению (3.5):

$$Z(\varepsilon_b) = \frac{\int_0^k (\sigma_b(\varepsilon_b) \cdot b \cdot x) dx}{\int_0^k (\sigma_b(\varepsilon_b) \cdot b) dx} + (h_0 - k). \quad (3.6)$$

Алгоритм определения плеч пары сил с помощью MathCAD с учетом, что высота сжатой зоны изменяется под нагрузкой, воспринимаемой сечением, и может располагаться как в полке, так и заходить в стенку сечения, имеет следующий вид:

$$Z(\varepsilon_b) = \frac{\int_0^{L(\varepsilon_b)} \sigma_b \left(\frac{\varepsilon_b}{L(\varepsilon_b)} \cdot x \right) \cdot \left(\begin{cases} b_p & \text{if } 0 < L(\varepsilon_b) \leq h_p \\ b_s & \text{otherwise} \end{cases} \right) \cdot x \cdot dx}{\int_0^{L(\varepsilon_b)} \sigma_b \left(\frac{\varepsilon_b}{L(\varepsilon_b)} \cdot x \right) \cdot \left(\begin{cases} b_p & \text{if } 0 < L(\varepsilon_b) \leq h_p \\ b_s & \text{otherwise} \end{cases} \right) \cdot dx} + (h_0 - L(\varepsilon_b)).$$

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 3.9.

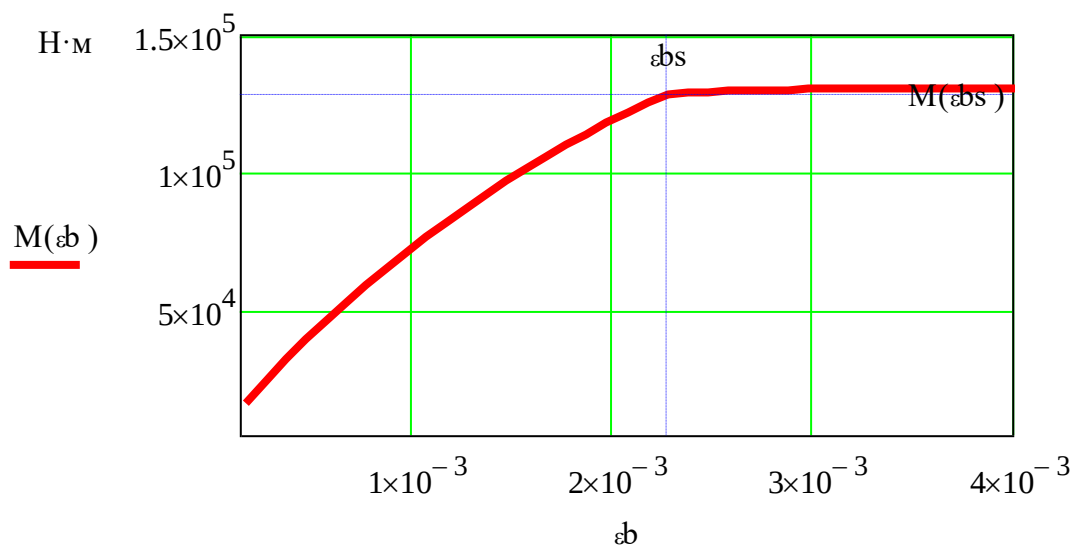


Рисунок 3.9 – График изгибающего момента в расчетном сечении

Разработан запатентованный способ определения послойной прочности бетона в конструкции.

Предлагаемая деформационная модель может быть построена для каждого слоя бетона с индивидуальными характеристиками. Использование предлагаемой в работе экспоненциальной модели позволяет произвести расчет в тавровом сечении, разбитом на слои с индивидуальными характеристиками бетона.

3.3 Несущая способность нормально армированных железобетонных конструкций из бетона, значения модуля упругости которого соответствуют установленным в нормах для его класса по прочности

Сопоставим расчет несущей способности двух балок: нормально армированной и перearмированной балки. Характеристики бетона и армирования балок представлены в таблице 3.2. Первая балка изготовлена из бетона класса В25, значение модуля упругости бетона совпадает с установленным в нормах для его класса по прочности.

Вторая балка выполнена из высокопрочного бетона класса В100, значение модуля упругости которого тоже совпадает с установленным в нормах для его класса по прочности.

Таблица 3.2 – Параметры конструкции балок

№ обр.	Прочность бетона R_b , МПа	Модуль упругости по СП, МПа	h , м	b , м	A_s ($3\phi 36$), $m^2 \cdot 10^{-4}$	R_s , МПа	E_s , МПа	Тип конструкции
1	18,5	30 000	0,4	0,2	30,536	400	$210 \cdot 10^3$	Пере-армированная
2	71,0	43 000	0,4	0,2	30,536	400	$210 \cdot 10^3$	Нормально армированная

Воспользуемся представленным ранее выражением (2.3) для высокопрочного бетона с нормативным сопротивлением $R_b=71$ МПа, и значением модуля упругости $E_b = 43\,000$ МПа, совпадающего с установленным в нормах, для его класса по прочности. Значения коэффициентов для выражения (2.3) составят:

$$a = 3,436 \cdot 10^5 ; b = 1,246.$$

Вид диаграммы деформирования по выражению (2.3) представлен на рисунке 3.10. Координаты точки А определяются как начало стабилизации среднего участка восходящей ветви графика деформирования и могут приниматься равными от $0,1R_b$ до $0,4R_b$ с соответствующим значением величины относительной деформации бетона ε_b .

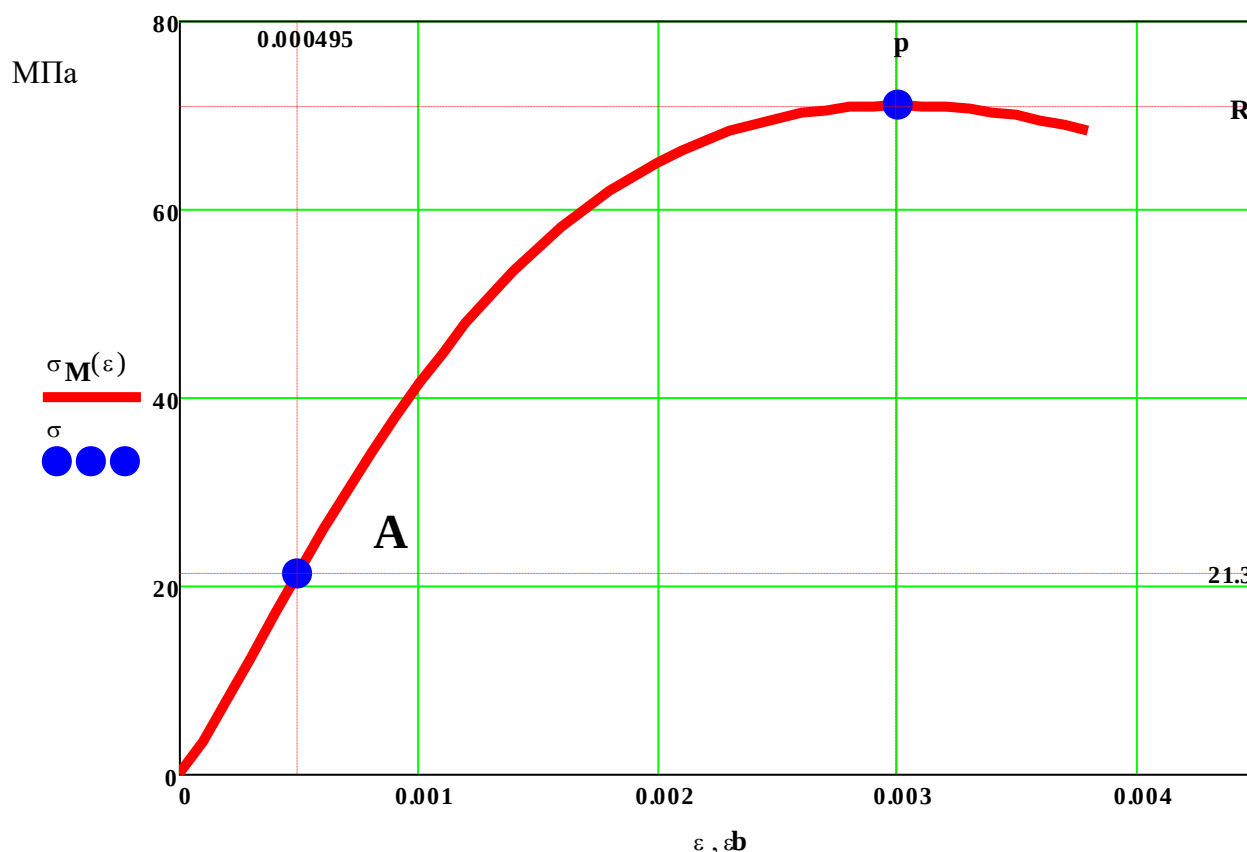


Рисунок 3.10 – Диаграмма деформирования бетона прочностью $R_b=71$ МПа с характерными точками для построения деформационной модели

Расчетная схема балки и принятые обозначения показаны на рисунке 3.11.

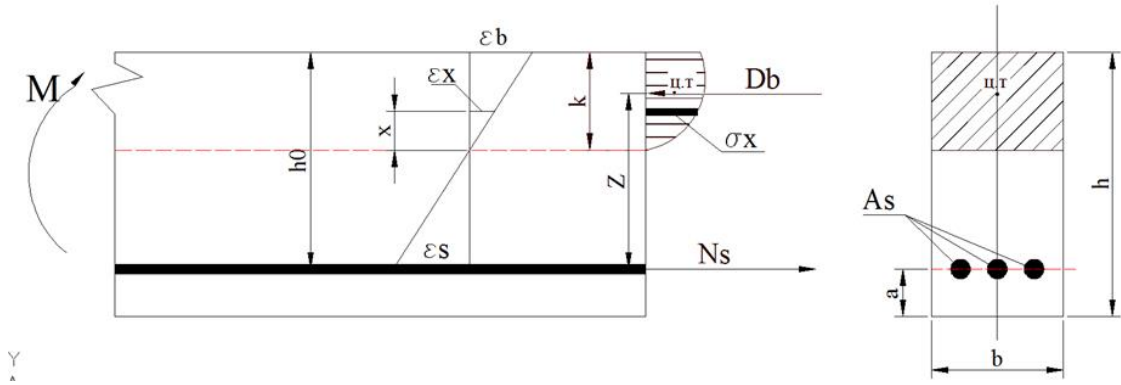


Рисунок 3.11 – Схема для расчета прочности балки с учетом нелинейности деформирования

Особенностью расчета балки в нормальном сечении от действия изгибающего момента с применением диаграммы деформирования, по сравнению с расчетом по предельным состояниям является то, что высота сжатой зоны – k , является переменной величиной, зависящей от действующего момента или опосредованно – от деформаций сжатой зоны.

Рассмотрим балку с прочностью бетона $R_b = 71$ МПа. При расчете прочности с применением предлагаемой модели деформирования необходимо определить значение высоты сжатой зоны при нагрузке.

При чистом изгибе равнодействующая усилий в сжатой зоне Db и усилия в растянутой арматуре N_s равны. Из равенства $Db = N_s$ определим высоту сжатой зоны k . Согласно расчетной схеме на рисунке 3.11:

$$Db(\epsilon_b) = \int_0^k \sigma_b \left(\frac{\epsilon_b}{k} \cdot x \right) \cdot b \cdot dx. \quad (3.7)$$

Усилия в арматуре вычислим на основе модели Прандтля:

$$\begin{cases} N_s(\epsilon_b) = \frac{\epsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \cdot A_s & \text{если } \left(\frac{\epsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \right) \in [0; R_s], \\ N_s(\epsilon_b) = R_s \cdot A_s & \text{если } \left(\frac{\epsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \right) \notin [0; R_s]. \end{cases} \quad (3.8)$$

Определяем высоту сжатой зоны, решив равенство:

$$Db(\epsilon_b) = N_s(\epsilon_b),$$

где ε_b – относительные деформации крайних сжатых волокон бетона, вызванные нагрузкой в виде изгибаемого момента M .

Так как нагрузка переменна, то и высота сжатой зоны изменяется в зависимости от приложенной нагрузки. Функцию изменения высоты сжатой зоны $L(\varepsilon_b)$ можно получить с применением ПК Mathcad следующим образом:

$$L(\varepsilon_b) = \text{root} \left[\frac{\int_0^k \sigma_b \left(\frac{\varepsilon_b}{k} \cdot x \right) \cdot b \cdot dx}{\left| \frac{\varepsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \cdot A_s \right| \text{ if } \frac{\varepsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \leq R_s} - 1, \quad k \right] \quad (3.9)$$

$$\left[\frac{\varepsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \cdot A_s \right] \text{ otherwise}$$

График выражения (3.9) представлен на рисунке 3.12. На этом рисунке отмечена деформация $\varepsilon_b = 1,62 \cdot 10^{-3}$, соответствующая началу текучести арматуры:

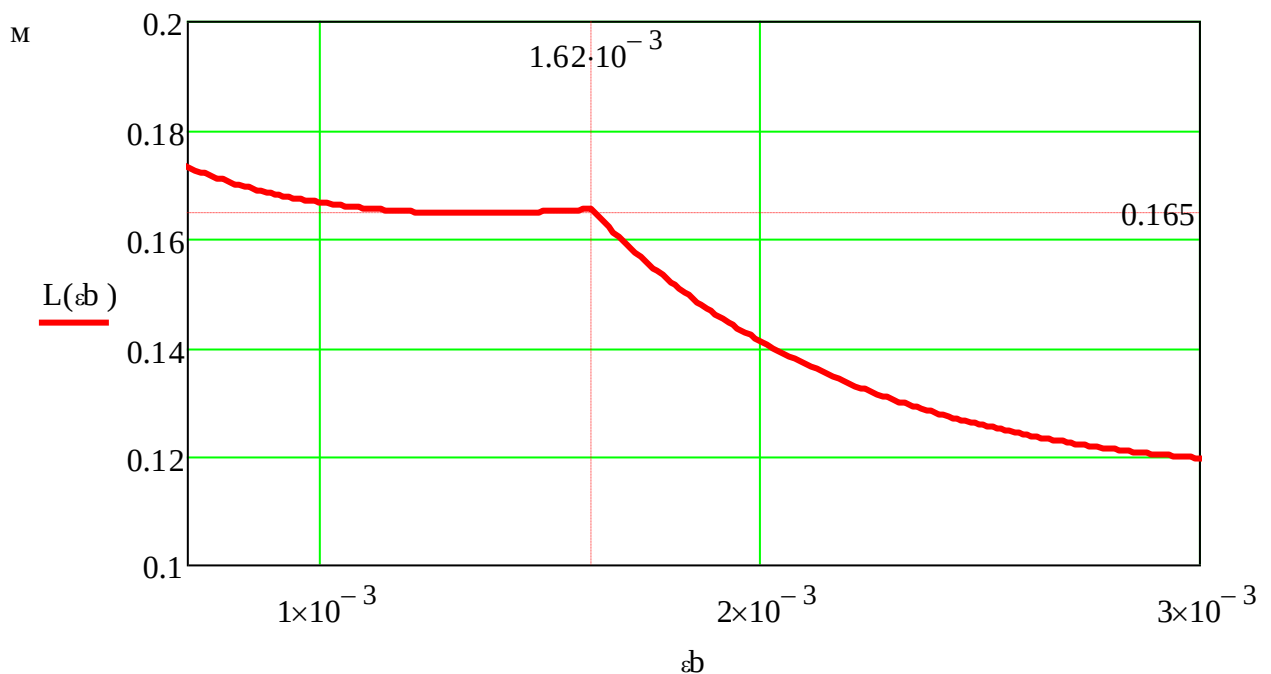


Рисунок 3.12 – График зависимости высоты сжатой зоны $L(\varepsilon_b)$ и деформаций ε_b

Теоретические разработки зависимостей изменения высоты сжатой зоны, на основе существующих диаграмм, в литературных источниках практически

отсутствуют. Это можно объяснить тем, что расчет несущей способности и прогибов конструкции ведется, ориентируясь на предельное состояние, которое не требует знание функциональной зависимости нагрузка – деформации. Графики прогибов получали в основном экспериментальным путем. Знание зависимости высоты сжатой зоны от деформаций позволяет подойти к расчету несущей способности и прогибов конструкции с более обоснованных позиций. Особенно это важно для расчетов статически неопределенных систем.

В рассматриваемом примере не учитывалась работа растянутого бетона, в связи с незначительным ее влиянием на основную часть кривой $L(\epsilon_b)$. Трещина в растянутой зоне возникает при достижении бетоном предела деформативности, на порядок меньшего по сравнению с предельной сжимаемостью. Кроме того, раннее образование трещин в растянутой зоне наблюдается в связи с растягивающими напряжениями, образующимися при усадке бетона. В нашем случае принято, что трещина в растянутой зоне образуется при относительных деформациях $\epsilon_b = 0,00022$.

График равнодействующих усилий в бетоне, определяемых по выражению (3.7), представлен на рисунке 3.13.

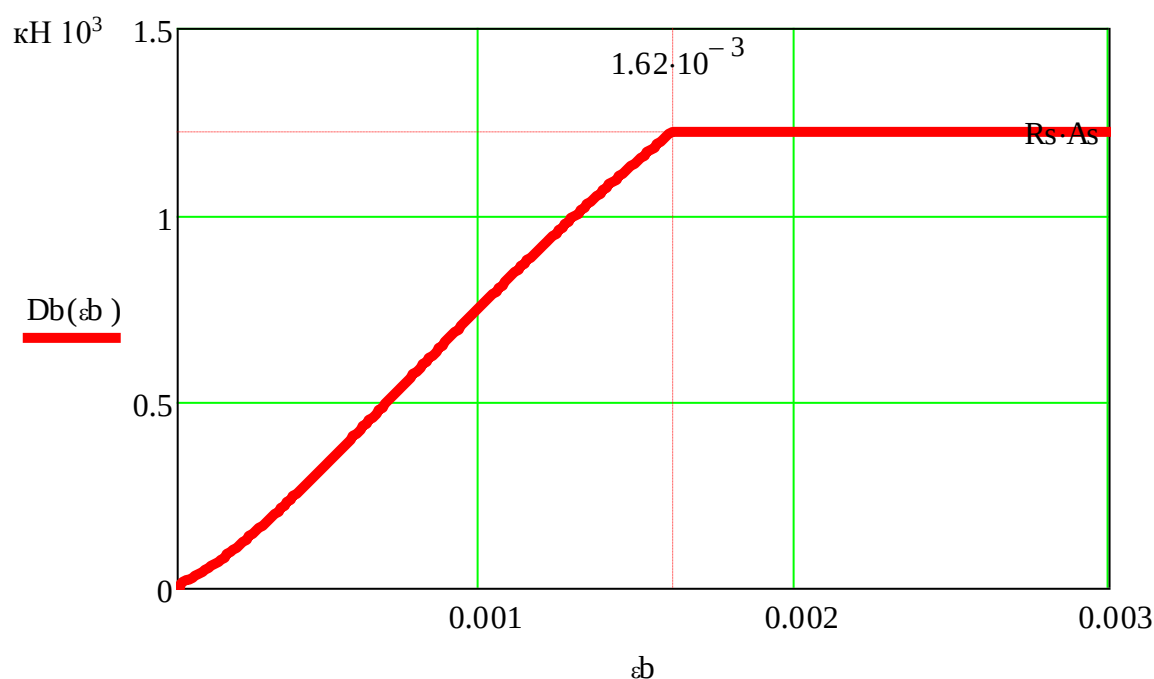


Рисунок 3.13 – График функции равнодействующих усилий в бетоне по выражению (3.7)

Для определения деформаций в арматуре используем выражение (3.8). При использовании кривой деформирования металла, более близкой к реальной, наблюдался бы более плавный переход от одного угла наклона кривой к другому. Перелом на кривой $L(\epsilon_b)$ наблюдается при относительных деформациях $1,62 \cdot 10^{-3}$, при которых в растянутой арматуре напряжения достигли $R_s=400$ МПа.

График изменения напряжений в растянутой арматуре показан на рисунке 3.14. При образовании трещины напряжения в арматуре при $\epsilon_b = 0,00022$ (ϵ_b – относительные деформации на сжатой грани бетона) достигают значения $\sigma_s(0,00022) = 31,21$ МПа. Предела текучести ($R_s=400$ МПа) растянутая арматура достигает при относительных деформациях $\epsilon_b = 0,00162$.

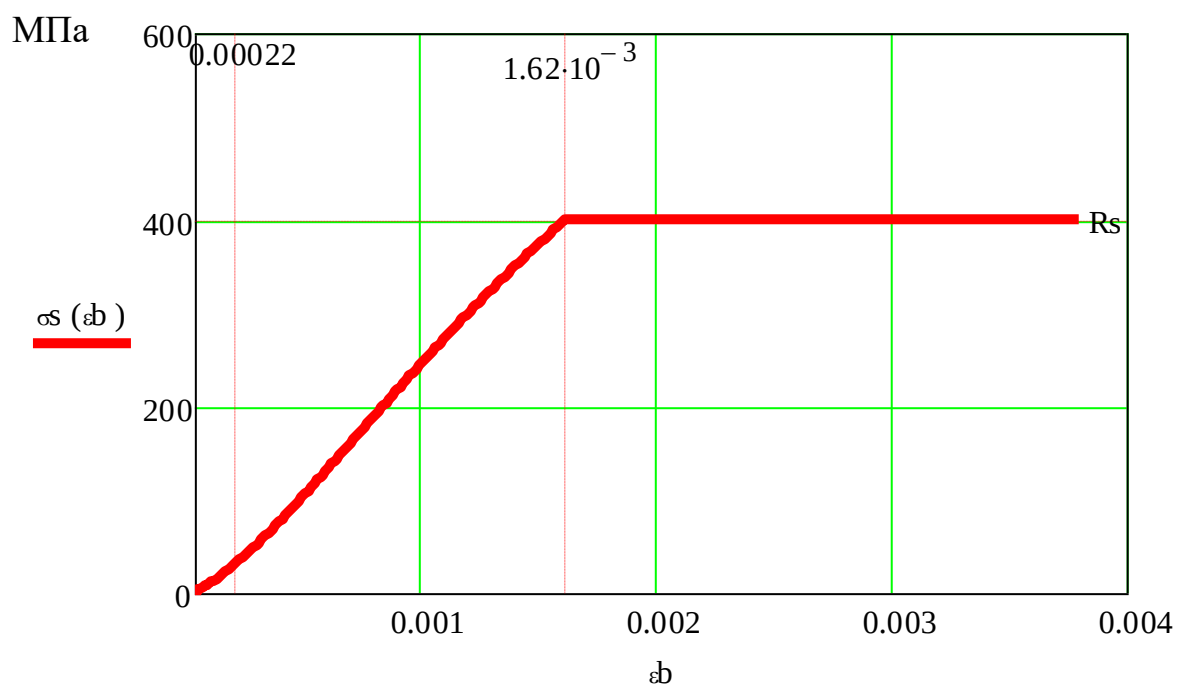


Рисунок 3.14 – Напряжения в растянутой арматуре

График усилий в растянутой арматуре – $N_s(\epsilon_b)$ – (рисунок 3.15) полностью соответствует графику усилий в сжатой зоне – $D_b(\epsilon_b)$ – (рисунок 3.12), т.к. они равны из условия равновесия.

Для определения расстояния от равнодействующей D_b до центра тяжести усилий в растянутой арматуре N_s используем выражение (3.5).

Изменение плеч внутренней пары сил и возможность определить высоту сжатой зоны в зависимости от уровня нагружения железобетонной конструкции имеет значение не только для анализа напряженного состояния при обследовании конструкции, но и для расчета конструкций по второй группе предельных состояний.

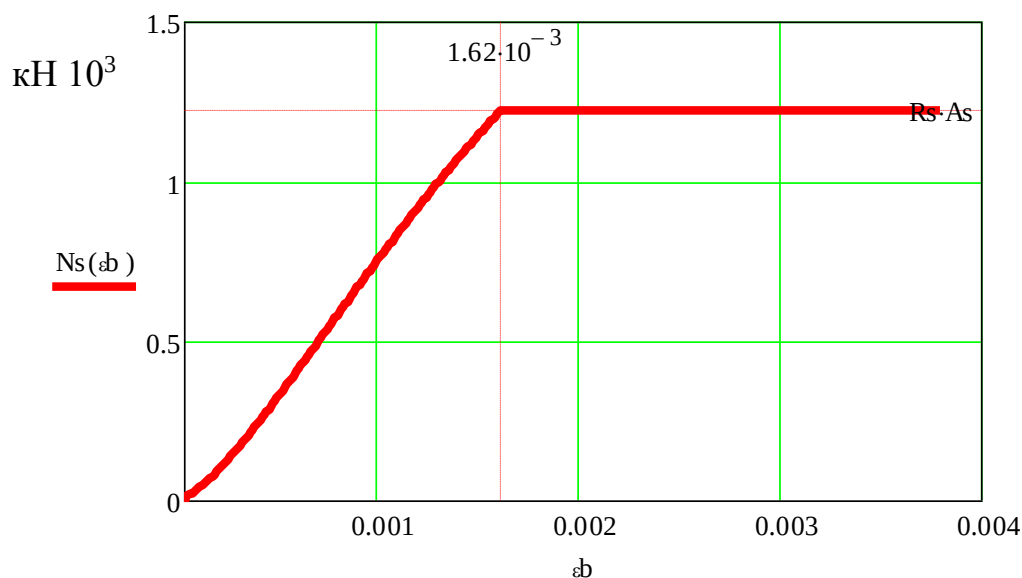


Рисунок 3.15 — График изменения усилий в арматуре при изменении относительных деформаций ϵ_b

Графическое построение плеч внутренней пары сил при использовании модели деформирования приведено на рисунке 3.16.

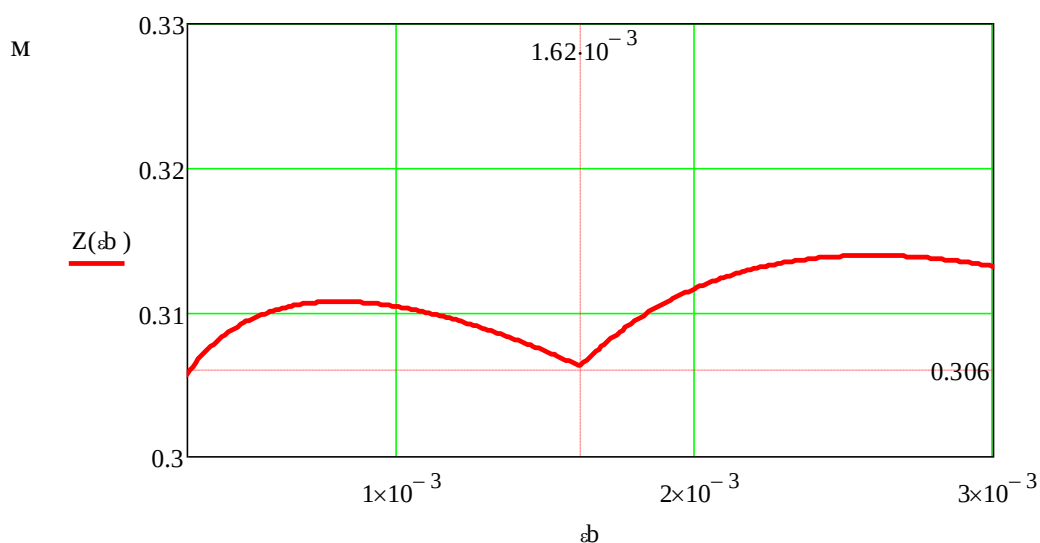


Рисунок 3.16 — Зависимость плеч внутренней пары сил и относительных деформаций при увеличении нагрузки на конструкцию

Из рисунка 3.16 видно, что график изменения плеч внутренней пары сил носит сложный характер. С момента, когда арматура достигает текучести (R_s) при $\varepsilon_b=0,00162$, плечи внутренней пары сил начинают плавно расти.

Получив выражения для равнодействующих $D_b(\varepsilon_b)$, $N_s(\varepsilon_b)$ и $Z(\varepsilon_b)$, определим изгибающий момент $M(\varepsilon_b)$, действующий на конструкцию, в зависимости от вызываемой им относительной деформации крайних сжатых волокон бетона ε_b :

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

Или

$$M(\varepsilon_b) = N_s(\varepsilon_b) \cdot Z(\varepsilon_b). \quad (3.10)$$

При $\varepsilon_b=0,00162$ напряжения в растянутой арматуре достигают предельных значений R_s (рисунок 3.17). В то же время при этих деформациях 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.

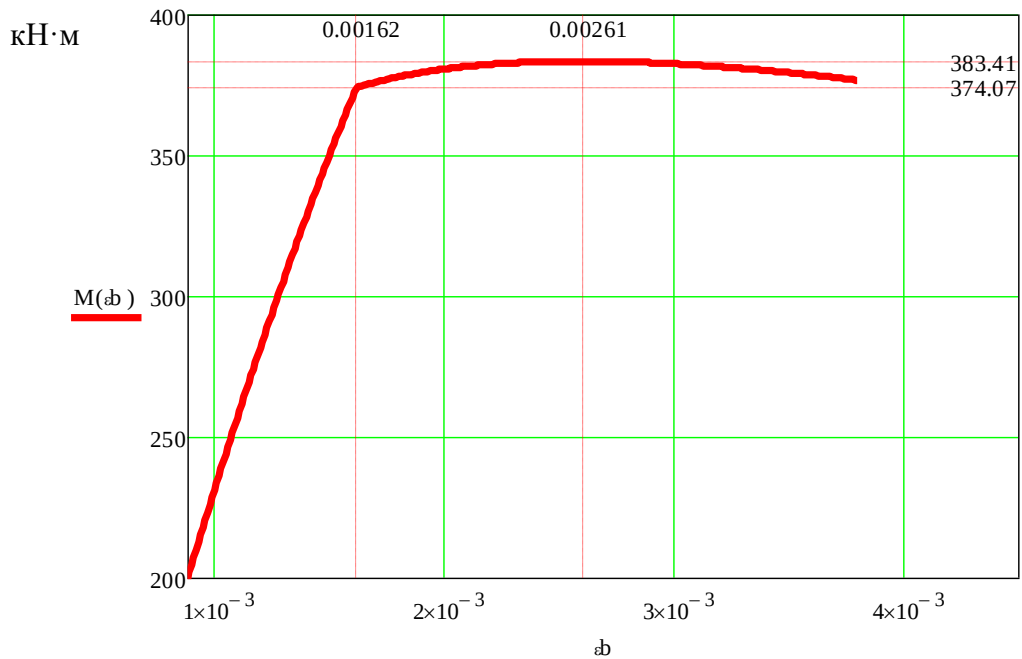


Рисунок 3.17 – Зависимость воспринимаемого сечением момента $M(\epsilon_b)$ и относительной деформации крайних сжатых волокон бетона сжатой зоны ϵ_b

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

- высота сжатой зоны

$$\frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{400 \cdot 30,536 \cdot 10^{-4}}{71 \cdot 0,2} = 0,086 \text{ м};$$

- относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{0,086}{h_0} = \frac{0,086}{0,36} = 0,239 < \xi_R = 0,435;$$

- изгибающий момент по СП 63.13330.2018

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

Сопоставление момента M_{norm} и полученного по СП 63.13330.2018 максимального момента $M(\epsilon_b)$ на основании предлагаемой модели

деформирования показывает, что их расхождение не превышает в данном случае 1 %:

$$\frac{M_{\text{norm}} - M}{M_{\text{norm}}} \cdot 100 \% = \frac{387,2 - 383,41}{387,2} \cdot 100 \% = 0,975 \%.$$

Такое расхождение находится в пределах допускаемой точности определения прочностных и деформационных параметров как при экспериментальных, так и в теоретических разработках.

Практически мы получили равные значения несущей способности при расчете по нормам 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 (2.3) позволяет определить схему напряжений по всей высоте слоев сжатой зоны, в сжатой зоне – близкую к фактической.

Используя методику построения графиков в MathCAD, визуализируем схемы напряженного состояния в нормальном сечении рассчитанной изгибаемой балки.

При относительных деформациях сжатой грани балки $\varepsilon_b = 0,00022$ (образование трещины в растянутой зоне), высота сжатой зоны по выражению (3.9) составит $k = 0,215$ м.

Нейтральная ось будет находиться на уровне $H - k = 0,185$ м, от растянутой грани балки, а напряжения на сжатой грани балки составят по выражению (3.7) – $\sigma_b = 6,034$ МПа. Выражение для напряжений в сжатой зоне бетона в зависимости от переменной высоты балки в точке с координатой x будет иметь вид:

$$\sigma_b \left(\frac{\varepsilon_b}{k} \cdot x \right).$$

Схема напряженного состояния рассчитанной балки показана на рисунке 3.18.

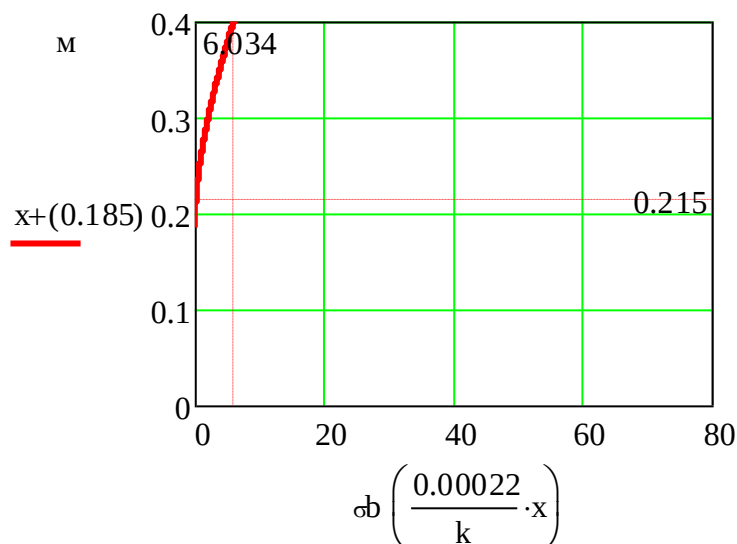


Рисунок 3.18 – Эпюра напряжений в сжатой зоне балки при $\varepsilon_b = 0,00022$

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 3.19.

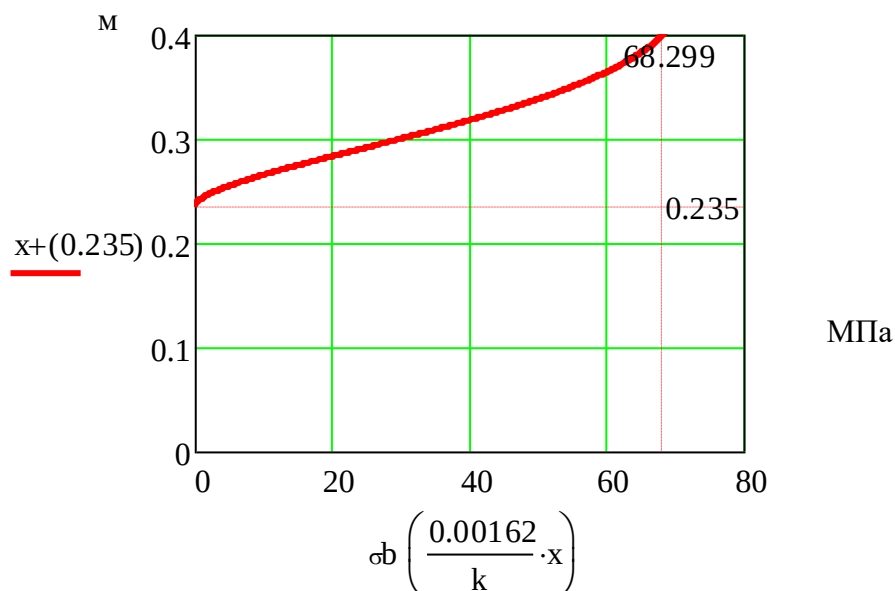


Рисунок 3.19 – Эпюра напряжений в сжатой зоне балки при достижении растянутой арматуры предела текучести

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 3.20. Высота сжатой зоны в этот момент составляет 0,124 м, а напряжения на сжатой грани бетона $\sigma_b(0,00262) = 66,027$ МПа.

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

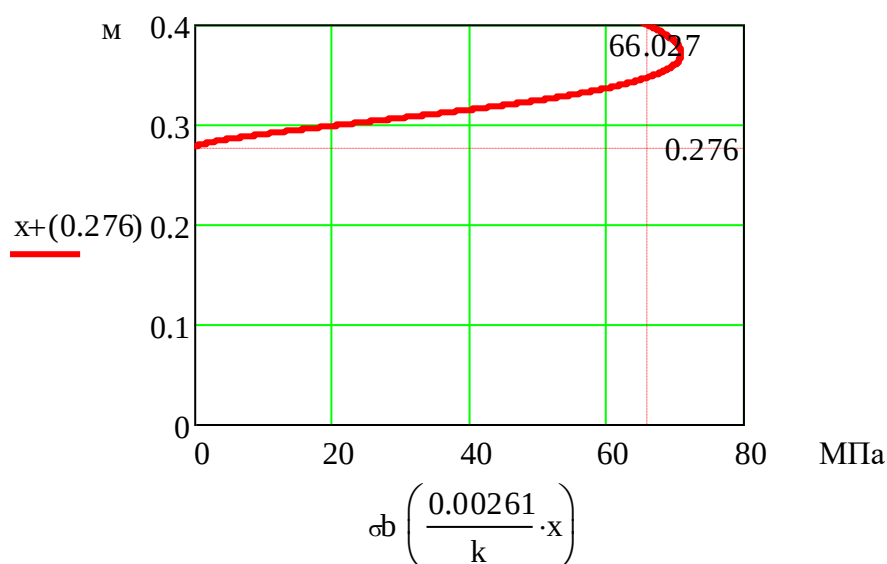


Рисунок 3.20 — Эпюра напряжений в сжатой зоне балки при достижении несущей способности

В то же время, при обследовании эксплуатируемых длительное время конструкций, особенно испытывавших коррозионное воздействие, прочностные и деформативные характеристики бетона могут не соответствовать нормативным значениям. Для такой конструкции из бетона, значение модуля упругости которого совпадает с установленным в нормах, для его класса по прочности – рекомендуемая в СП 63.13330.2018 деформационная нелинейная модель может оказаться неприменимой. 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.

Необходимо обратить внимание, что до достижения предельной несущей способности сечения, в сжатой зоне бетона верхние слои, как и в этом примере, уже могут работать в зоне ниспадающей ветви диаграммы деформирования бетона

(рисунок 3.20). В этом случае будет очень важен учет ниспадающей ветви. Безусловно, для многих расчетов использование ниспадающей ветви значительно усложняет расчетную модель, но тем не менее для обычных бетонов ее отсутствие будет приводить к погрешности. Для конструкций из высокопрочных бетонов, как показывают экспериментальные данные [202; 226; 227; 235–237], нисходящая ветвь может быть очень короткой и следует дополнительно вводить ограничения по максимальным относительным деформациям растяжения.

3.4 Расчет несущей способности переармированных железобетонных конструкций

При проектировании большинство изгибаемых конструкций рассчитываются как нормально армированные. Тем не менее, в процессе эксплуатации из-за снижения прочностных характеристик бетона, конструкция может перейти в разряд переармированных, когда усилия в растянутой арматуре превысят несущую способность сжатой зоны бетона изгибаемого элемента. Расчет по допускаемым напряжениям или нагрузкам ограничивает предельную высоту сжатой зоны бетона на основании зависимостей, основанных на экспериментальных данных. Поэтому расчеты таких конструкций выполняются со значительным запасом по сравнению с нормально армированными конструкциями.

Использование предложенного алгоритма расчета изгибаемого элемента, основанного на выражении (2.3), позволит исключить эмпирические ограничения и раскрыть напряженно-деформированное состояние на всех этапах нагружения.

Проиллюстрируем алгоритм расчета изгибаемого элемента на основе выражения (2.3) на примере балки (рисунок 3.11) с прочностью бетона класса В25 с нормативным сопротивлением сжатию $R_b=18,6$ МПа, модулем упругости $E_b=30\,000$ МПа и тем же количеством арматуры $A_s=30,536 \cdot 10^{-4}$ м² (таблица 3.2). В этом случае балка окажется переармированной:

- высота сжатой зоны

$$\frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{400 \cdot 30,536 \cdot 10^{-4}}{18,6 \cdot 0,2} = 0,328 \text{ м};$$

- относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{0,328}{h_0} = 0,912 > \xi_R = 0,509.$$

Предельная деформативность бетона при сжатии принята равной $\varepsilon_{b2}=0,004$, $p=0,002$.

Для обозначения величин и функций, определяемых для перearмированной балки, введем дополнительный индекс « p ». Равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона $D_{bp}(\varepsilon_b)$ определяется так же, как и для обычной конструкции из выражения (3.7).

Так как равнодействующая усилий в сжатой зоне, так же как и в случае с нормальным армированием, $D_{bp}(\varepsilon_b)$ и усилия в арматуре $N_{sp}=\sigma_{sp}(\varepsilon_b) \cdot A_s$ при чистом изгибе равны, то так же из равенства $D_{bp}(\varepsilon_b)=N_{sp}(\varepsilon_b)$ определим с помощью (3.9) высоту сжатой зоны – рисунок 3.21.

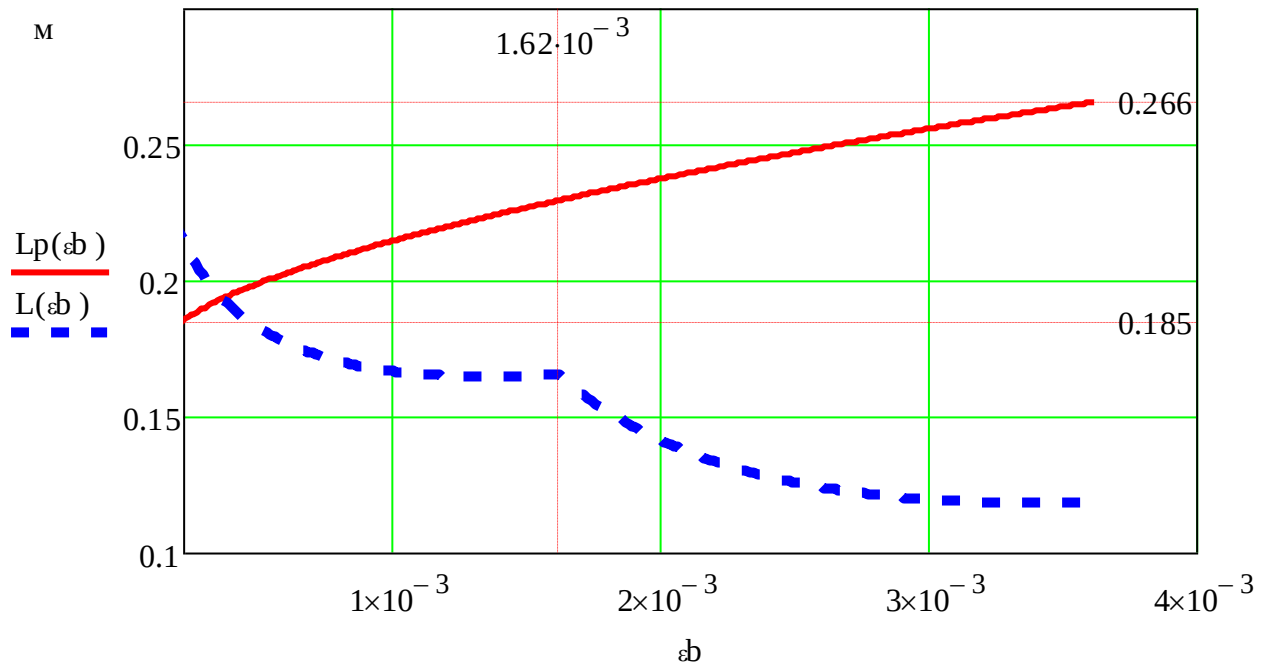


Рисунок 3.21 – Сопоставление изменения высоты сжатой зоны в переармированной конструкции – $L_p(\epsilon_b)$ и конструкции с нормальным армированием – $L(\epsilon_b)$

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

Напряжения в арматуре с учетом модели деформирования бетона будут определяться из выражения:

$$\sigma_{sp}(\epsilon_b) = \frac{\epsilon_b}{L_p(\epsilon_b)} \cdot (h_0 - L_p(\epsilon_b)) \cdot E_s, \quad (3.11)$$

где ϵ_b – деформации бетона на сжатой грани.

При предельных деформациях для бетона В25 $\epsilon_b=0,00362$ напряжения в растянутой арматуре $\sigma_{sp}(0,00362)=270,05$ МПа при $R_s=400$ МПа. Поэтому разрушение конструкции происходит по бетону без достижения предела текучести

в арматуре. Функция напряжений в арматуре в зависимости от напряжений ε_b плавно возрастает и не имеет переломов.

Сопоставление графиков изменения напряжений в растянутой арматуре нормально армированной и перearмированной конструкции балки показано на рисунке 3.22.

Из графика (рисунок 3.22) видно, что арматура в перearмированной конструкции не достигает текучести.

Усилия в растянутой арматуре представлены на рисунке 3.23 и определяются:

$$N_{sp} = \sigma_{sp}(\varepsilon_b) \cdot A_s. \quad (3.12)$$

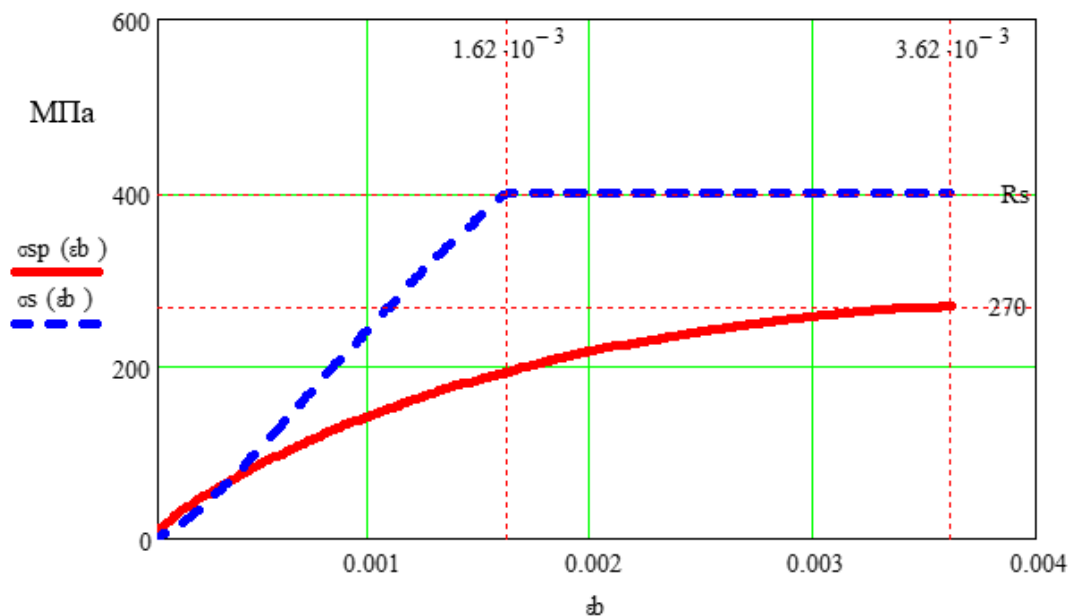


Рисунок 3.22 – Сопоставление изменения напряжений в растянутой арматуре перearмированной конструкции $\sigma_{sp}(\varepsilon_b)$ и нормально армированной $\sigma_s(\varepsilon_b)$

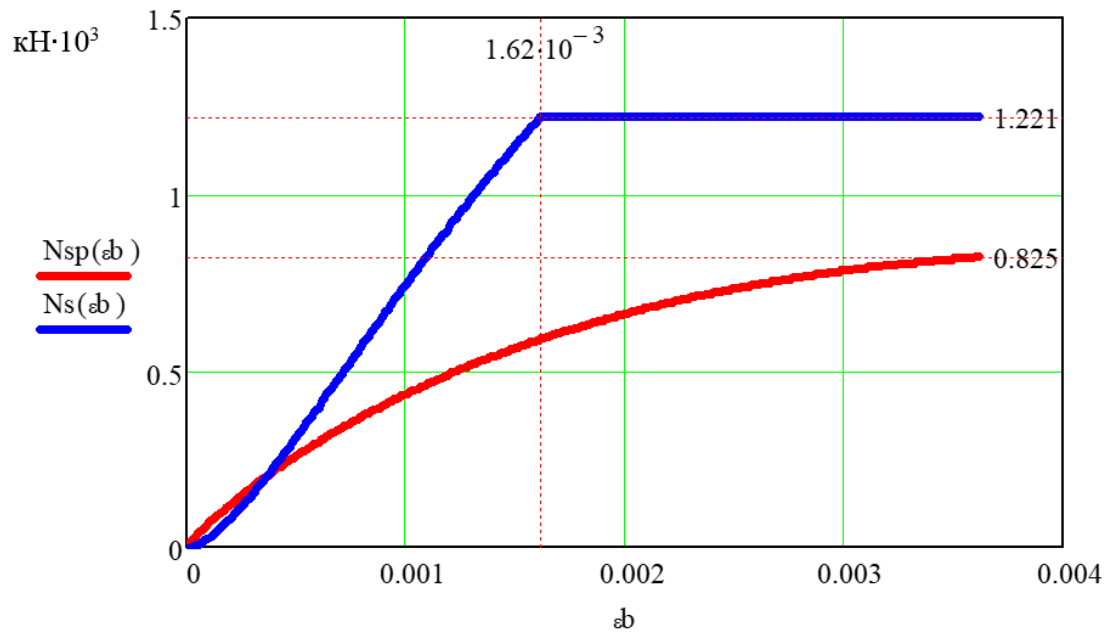


Рисунок 3.23 – Сопоставление усилий в растянутой арматуре переармированного N_{sp} и нормально армированного N_s сечений при изменении ϵ_b

Усилия в сжатой зоне бетона $Dbp(\epsilon_b)$ переармированной конструкции балки определяем по выражению (3.7). График усилий в сжатой зоне бетона $Dbp(\epsilon_b)$ и $Db(\epsilon_b)$ показана на рисунке 3.24.

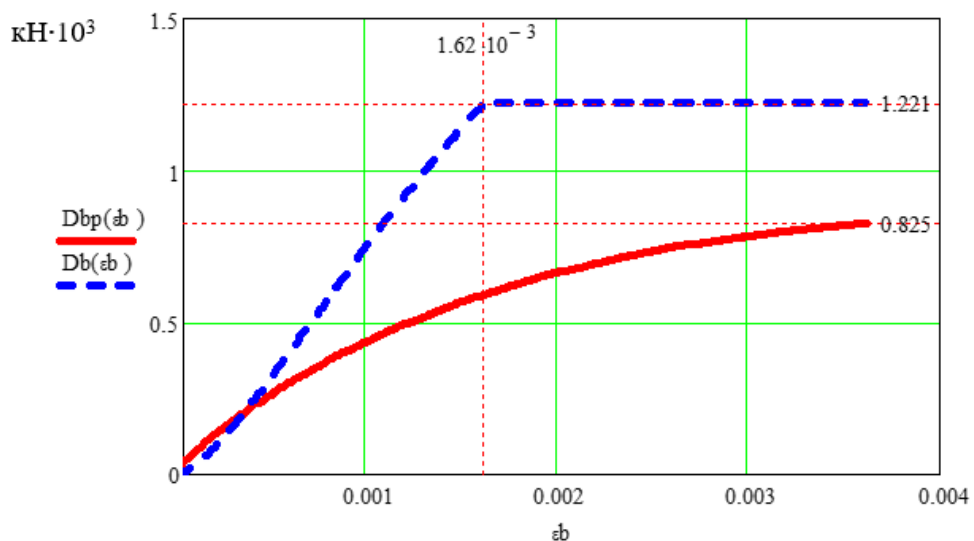


Рисунок 3.24 – Равнодействующая усилий в сжатой зоне $Db(\epsilon_b)$ и $Dbp(\epsilon_b)$

Расстояние Z_p между равнодействующими усилиями в бетоне $Dbp(\epsilon_b)$ и арматуре N_s определяется по формуле (3.5). Графически изменение плеч пары сил,

действующих в арматуре и сжатой зоне бетона, представлено на рисунке 3.25, в сопоставлении с обычно армированной балкой.

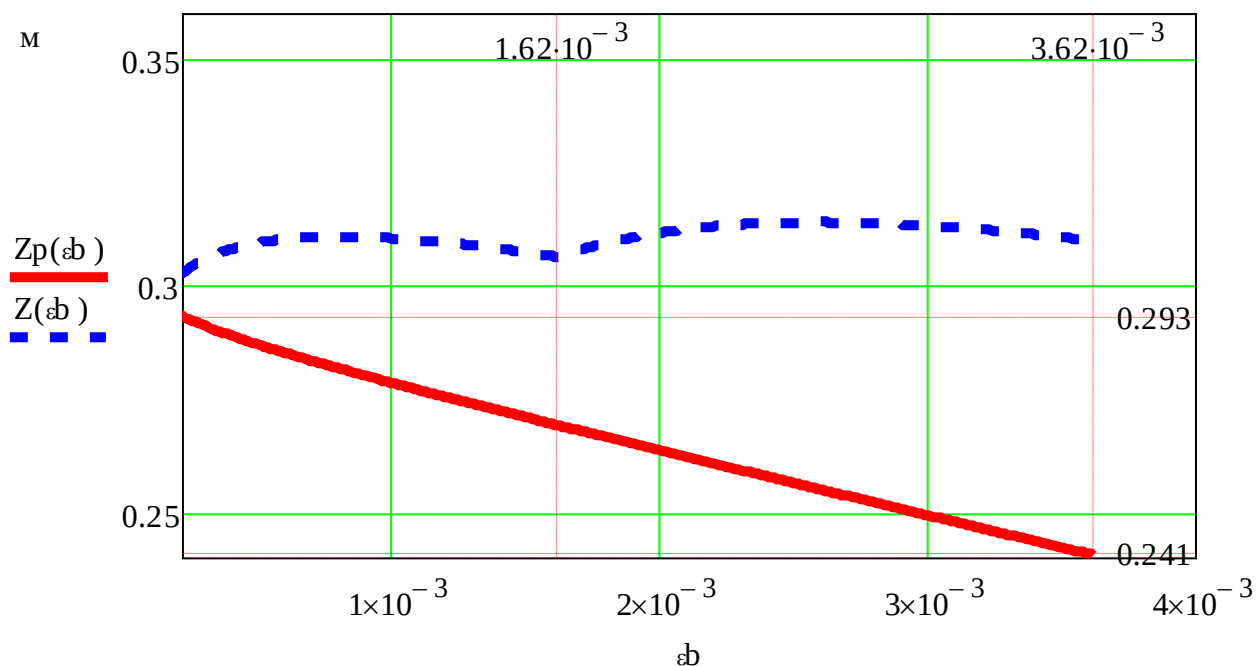


Рисунок 3.25 – Сопоставление расстояния между равнодействующими усилиями для нормально армированной конструкции – $Z(\epsilon_b)$ и конструкции перearмированной – $Z_p(\epsilon_b)$

Из рисунка 3.25 видно, что в перearмированной конструкции после образования трещины при $\epsilon_b=0,00022$ 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 1 см – от $Z(0,00022)=0,303$ м до $Z(0,0025)=0,314$ м.

Зависимость действующего момента M_p от изменения относительных деформаций ϵ_b определяется из выражения (3.10) и представлена на рисунке 3.26.

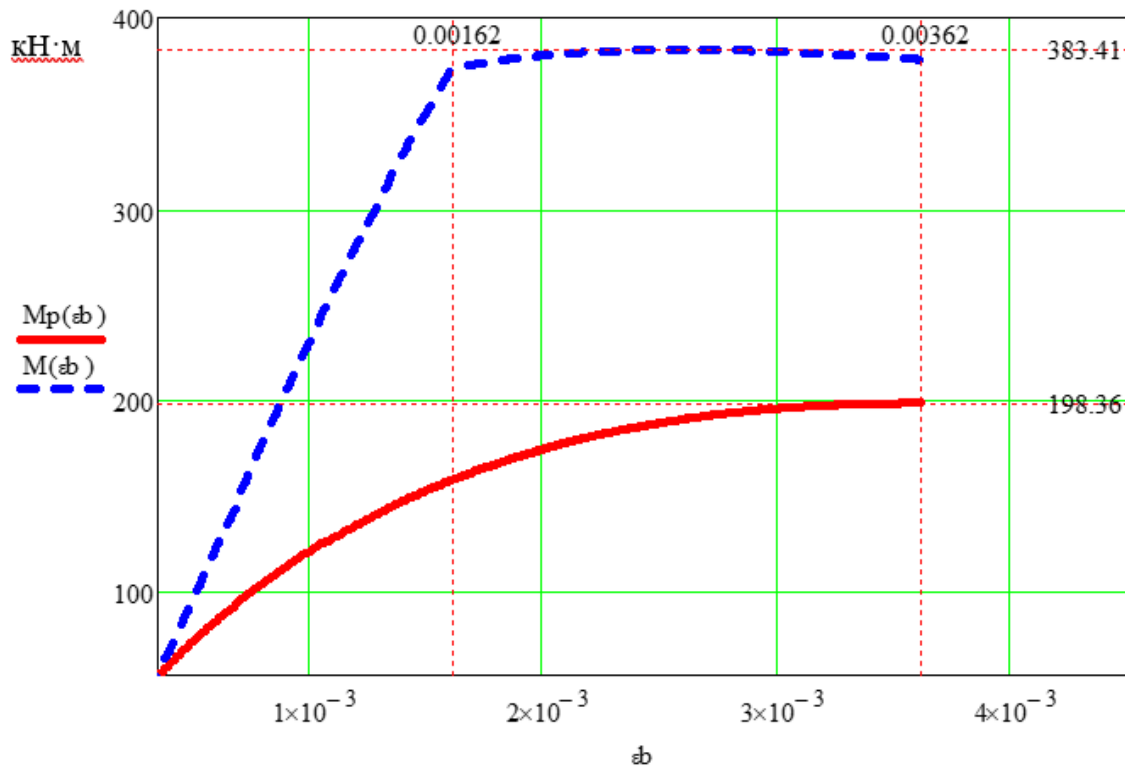


Рисунок 3.26 – Сопоставление зависимостей изгибающих моментов перearмированного сечения $M_p(\epsilon_b)$ и нормально армированного сечения $M(\epsilon_b)$ и относительных деформаций

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

Отсюда следует, если конструкция будет испытываться на обычном прессе, без слежения за деформациями и автоматическим уменьшением нагрузки на балку, произойдет разрушение конструкции еще до того, как в сжатой зоне величина деформаций достигнет $\epsilon_b = 0,004$. В соответствии со СП 63.13330.2018 несущая способность перearмированной конструкции балки определится из выражения, учитывая $\xi_R = 0,509$:

$$M_{norm} = R_b \cdot b \cdot \xi_R \cdot h_0 \cdot \left(h_0 - \frac{\xi_R \cdot h_0}{2} \right) = 182,94 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сопоставление M_{norm} с максимальным значением M по (2.3) показывает расхождение:

$$\frac{M_{norm} - M}{M_{norm}} \cdot 100\% = \frac{182,94 - 198,36}{182,94} \cdot 100\% = -8,428 \, \%.$$

Если принять, что выполненные расчеты с применением модели деформирования отражают адекватно работу конструкции, то расчеты по СП занизили прочность конструкции более 8 %. Заметим, что расхождение расчетов по СП 63.13330.2018 и с применением деформационной модели для нормально армированной конструкции составило всего 0,95 %.

Экспериментальные и теоретические исследования работы под нагрузкой перearмированных изгибаемых конструкций проводились как в РФ, так и во многих зарубежных странах. В связи с тем, что момент разрушения перearмированных конструкций определялся не только прочностью бетона, но и его характеристиками упругости, пластичности и предела деформативности, разброс результатов испытаний был существенен. Поэтому при расчете таких конструкций рекомендовали дополнительный запас по сравнению с нормально армированными элементами как минимум в 1,5 раза. В этом отношении представляет интерес рассмотреть опыты, проведенные А.А. Гвоздевым [40] (таблица 3.3), и специальные эксперименты в диссертационной работе Г.И. Мельникова [91] (Приложение В).

Таблица 3.3 – Результаты испытаний профессора А.А. Гвоздева [40]

№ обр.	Rk	μ , %	Ra	Mf	Mn	$\frac{Mf - Mn}{Mn}$, %	Mm	$\frac{Mf - Mm}{Mm}$, %	Причина разрушения
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
19	160	0,847	2872	4,189	4,046	3,53	4,118	1,72	Текучесть арматуры
20	169	0,855	3217	3,874	4,548	-14,82	4,637	-16,45	Текучесть арматуры
21	130	0,842	2632	4,178	3,649	14,50	3,725	12,16	Текучесть арматуры
22	179	2,03	3962	11,914	11,22	6,19	11,92	-0,05	Текучесть арматуры
23	140	2,03	3994	9,257	10,37	-10,73	10,73	-13,73	Текучесть арматуры
24	197	2,03	3976	12,23	11,55	5,89	12,23	0,00	Текучесть арматуры
25	160	3,325	4019	10,34	8,208	25,97	9,909	4,35	По бетону
26	125	3,327	4032	9,887	6,413	54,17	8,073	22,47	По бетону
27	163	3,34	3994	10,293	8,362	23,09	10,09	2,01	По бетону
28	161,3	6,6	3500	13,266	10,29	28,92	13,85	-4,22	По бетону
29	210,7	6,6	3500	15,293	14,34	6,65	18,65	-18,00	По бетону
30	184,5	6,6	3500	14,707	12,6	16,72	16,65	-11,67	По бетону
Среднее арифметическое						13,34		-1,78	
Среднее квадратическое отклонение, %						18,58		11,98	

В работе А.А. Гвоздева [40] 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 современным СП 63.13330.2018.

В таблице 3.3 в графе 7 представлено отклонение несущей способности образцов – M_f от результатов расчета M_p по СП 63.13330.2018, а в графе 9 отклонение M_f от M_m – несущей способности, рассчитанной с применением деформационной модели, рекомендуемой автором. Из сопоставления отклонений видно, что СП 63.13330.2018 занижает прочность образцов, особенно если они были перearмированы. Среднее квадратическое отклонение по всем отобранным образцам при расчетах по СП 63.13330.2018 составило 18,58 %, в то время как при расчетах по модели – 11,98 %. Достоверность расчетов несущей способности по предложенной методике и соответствие результатов расчетов экспериментальным данным из таблицы 3.3 подтверждается критерием Фишера, так как контрольное значение соотношения дисперсий для выборок M_f и M_m равно $f = 1,41$ меньше критического значения в таблице квантилей F-распределения $F = 2,82$ (при степенях свободы $m_1 = m_2 = 11$ и уровне доверительности $\alpha=0,05$).

Экспериментальные исследования по возможности применения расчетов несущей способности изгибаемых конструкций по разрушающим нагрузкам выполнялись различными отечественными и зарубежными научными школами.

Большинство школ согласилось с возможностью использования предложения А.Ф. Лолейта и с рекомендациями А.А. Гвоздева. Расхождение возникало в основном по установлению границы между нормально армированными и перearмированными конструкциями. Суть заключалась в том, что для перearмированных конструкций принцип Лолейта не удавалось применить в полном объеме, и требовался существенно больший коэффициент запаса при проектировании.

В этом отношении весьма интересной является диссертационная работа Г.И. Мельникова [91], в которой осуществлен анализ многочисленных экспериментальных исследований.

На основе различных экспериментальных данных представлены предложения не только по определению границы между конструкциями нормально армированными и перearмированными, но и сделаны рекомендации по расчету несущей способности изгибаемых железобетонных конструкций.

Так же, как и в работе А.А. Гвоздева [40], показано, что предложения А.Ф. Лолейта удовлетворительно согласуются с экспериментом для нормально армированных элементов, но требуют уточнений для перearмированных. В таблице (Приложение В) показано сопоставление экспериментальных данных из [91] с расчетами по предложению Г.И. Мельникова, по рекомендациям СП 63.13330.2018 и с использованием деформационной модели автора. Среднее квадратическое отклонение по образцам из [91] при расчетах по предложению Г.И. Мельникова составило 9,6 %, по СП 63.13330.2018 – 9,8 %, а с использованием деформационной модели – 11,6 %, что говорит о том, что расхождение практически малоозначимо.

Достоверность расчетов несущей способности по предложенной методике и соответствие результатов расчетов экспериментальным данным Г.И. Мельникова (Приложение В) подтверждается критерием Фишера, так как контрольное значение соотношения дисперсий для выборок M_f и M_m равно $f = 1,01$ меньше критического значения в таблице квантилей F-распределения $F = 3,79$ (при степенях свободы $m_1 = m_2 = 7$ и уровне доверительности $\alpha=0,05$).

Для получения дополнительного подтверждения достоверности результатов, получаемых при расчете изгибаемых железобетонных элементов, по методике, основанной на выражении (2.3) на кафедре «Железобетонных конструкций» АСА СамГТУ совместно с А.В. Козловым [76] проведены экспериментальные исследования и получены данные для сопоставления опытных и теоретически рассчитанных величин при кратковременном загрузении.

Было выполнено три серии (8, 10 и 5 штук, соответственно) образцов, в общем количестве 23 шт. Для испытания образцов использовалась доработанная установка [122] для проведения лабораторных работ, что позволило получить значительное число испытанных образцов. Сравнение экспериментальных данных

предельного изгибающего момента $M_{\text{эксп}}$ с результатами расчетов предельного изгибающего момента $M_{\text{теор}}$ по предложенной методике на основании выражения (2.3) и предельного изгибающего момента $M_{\text{сп}}$ по методике СП 63.13330.2018 представлены в таблице 3.4.

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 [143], С.С. Мордовского [99], А.В. Козлова [77], показали, что применение модели деформирования (2.3) дает положительные результаты.

Таблица 3.4 – Результаты экспериментальных исследований в СамГТУ

Номер серии	R_b , МПа	A_s , см ²	R_s , МПа	$M_{\text{сп}}$, кН·м	$M_{\text{теор}}$, кН·м	$M_{\text{эксп}}$, 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

В этих работах демонстрируются не только результаты, совпадающие с решением по СП 63.13330.2018 для нормально армированных конструкций, но и то, что предложенная деформационная модель позволяет определять несущую способность внецентренно сжатых элементов, изгибаемых элементов, испытывавших коррозионное воздействие, а также более точно вычислять прогибы конструкций.

3.5 Экспоненциальная деформационная модель применительно к некоторым видам бетонов

3.5.1 Мелкозернистый фибробетон

Особые виды высокопрочных бетонов, получаемые с применением органических полимеров, имеют начальный модуль деформаций значительно меньший по сравнению с высокопрочными бетонами. В Мордовском государственном университете им. Н.П. Огарёва получены деформационные кривые с восходящей и нисходящей ветвями фибробетонов с суперпластифицирующими добавками [167].

Прочность исследуемых образцов достигала 60 МПа, но начальный модуль деформирования оказался ниже от 35 % до 40 %. Кривая деформирования, полученная при испытании, представлена на рисунке 2.20. Для сопоставления с моделью диаграммы, построенной по (2.3), определен ряд точек, отмеченных на рисунке 3.27.

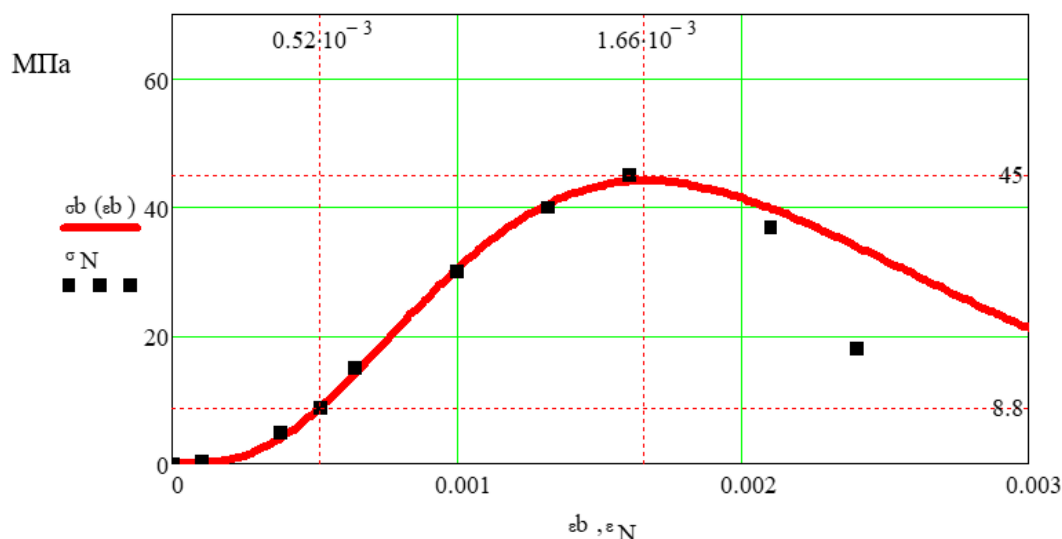


Рисунок 3.27 – Деформационная модель для фибробетона из таблицы 3.5
и экспериментальные точки – ■

Значения напряжений и соответствующие им значения относительных деформаций представлены в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Результаты испытаний фибробетона [167]

Точки	1	2	3	4	5	6	7	8	9
σ_b , МПа	0	0,5	4,9	15	30	40	44	37	18
$\varepsilon_b \cdot 10^{-3}$	0	0,1	0,38	0,64	1,0	1,32	1,6	2,1	2,4

Для построения модели деформирования по зависимости (2.3) для графика на рисунке 1.5 составим два уравнения с использованием данных [167], где прочность бетона – $R_b=44$ МПа, модуль деформативности $E_b=20740$ МПа, относительные деформации $\varepsilon=p=0,00166$ при максимуме напряжений, и при напряжениях $0,2R_b=8,8$ МПа относительные деформации $\varepsilon = 0,00052$. Значения коэффициентов для (2.3): $a = 3,607 \cdot 10^{12}$; $b = 3,395$.

Деформационная модель рассматриваемого фибробетона на основании выражения (2.3) с учетом значения полученных коэффициентов показана на рисунке 3.27.

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 то же время и ордината точки p на кривой деформирования, соответствующая максимуму напряжений, оказалась от 40 % до 45 % меньше по сравнению со значениями для бетонов, значения модулей упругости которых совпадают с установленными в нормах, для их класса по прочности. Интересно и то, что применение экспоненциальной зависимости (2.3) для фибробетонов, предложенных в [167], дало вполне удовлетворительные результаты.

Рассмотрим применение индивидуальной деформационной модели (2.3) для расчета несущей способности нормально армированной балки (рисунок 3.11).

Индивидуальная деформационная модель $\sigma_b(\epsilon_b)$ бетона с параметрами из таблицы 3.6, построенная по выражению (2.3), приведена на рисунке 3.27.

Таблица 3.6 – Параметры бетона конструкции балки

Номер балки	Прочность бетона R , МПа	Модуль упругости, МПа	h , м	b , м	A_s (3 $\varnothing$ 28), $\text{м}^2 \cdot 10^{-4}$	R_s , МПа	E_s , МПа
1	44	20 740	0,400	0,200	18,47	400	$210 \cdot 10^3$

Для определения зависимости изгибающего момента M от относительных деформаций воспользуемся описанным ранее алгоритмом и установим зависимости для данного фибробетона:

- равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона $Db(\epsilon_b)$ по выражению (3.7), представленной на рисунке 3.28;
- усилия в растянутой арматуре $N_s(\epsilon_b)$ по выражению (3.8) (рисунок 3.29);
- высоты сжатой зоны $L(\epsilon_b)$ из алгоритма (3.9) (рисунок 3.30);
- плечи пары сил $Z(\epsilon_b)$ между $Db(\epsilon_b)$ и $N_s(\epsilon_b)$ по выражению (3.6) (рисунок 3.31).

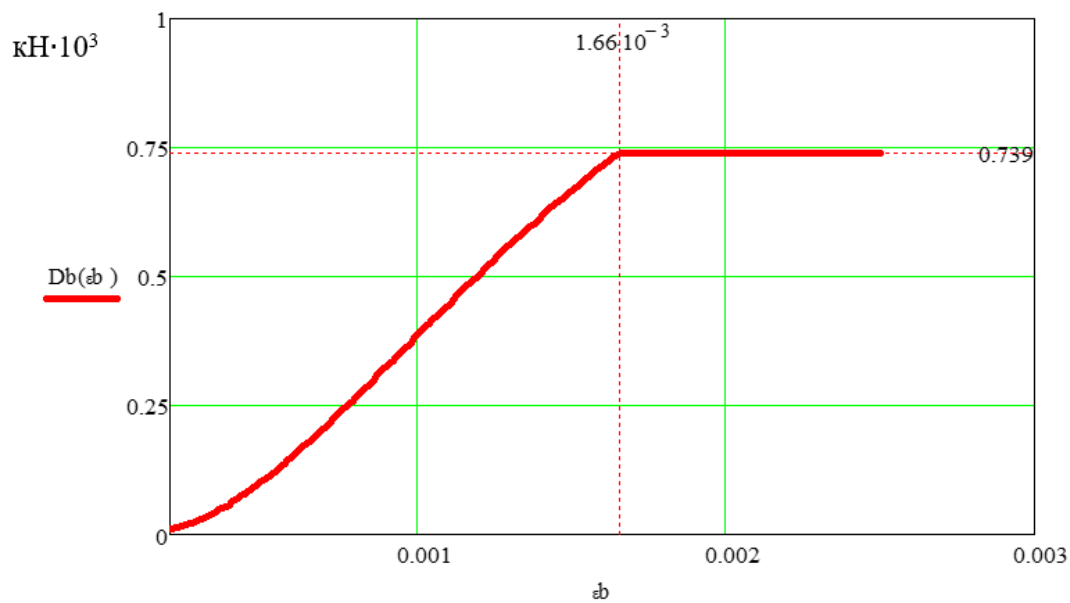


Рисунок 3.28 – График изменения усилия в сжатом бетоне от деформаций

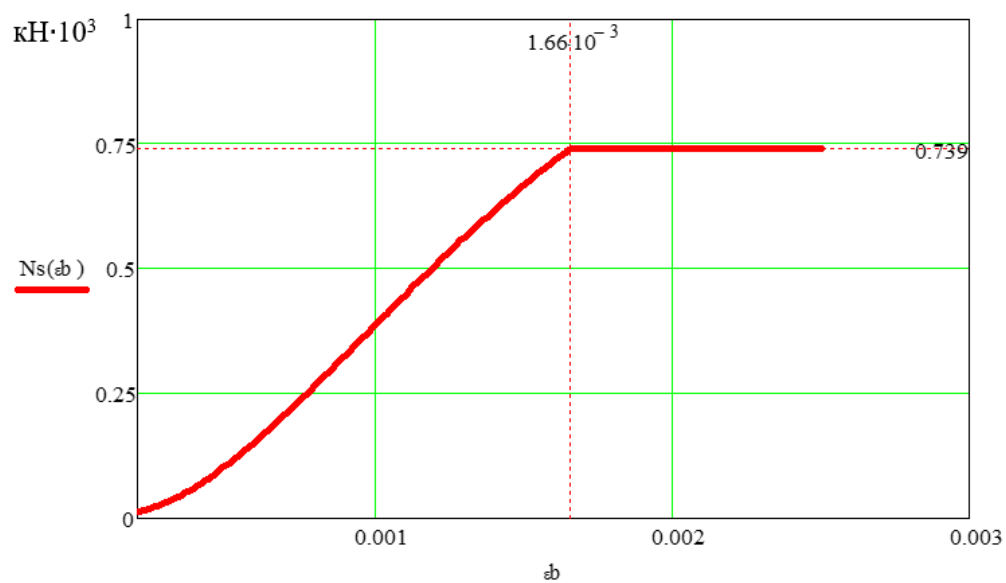


Рисунок 3.29 – Изменение усилия в растянутой арматуре в зависимости от относительных деформаций сжатого бетона

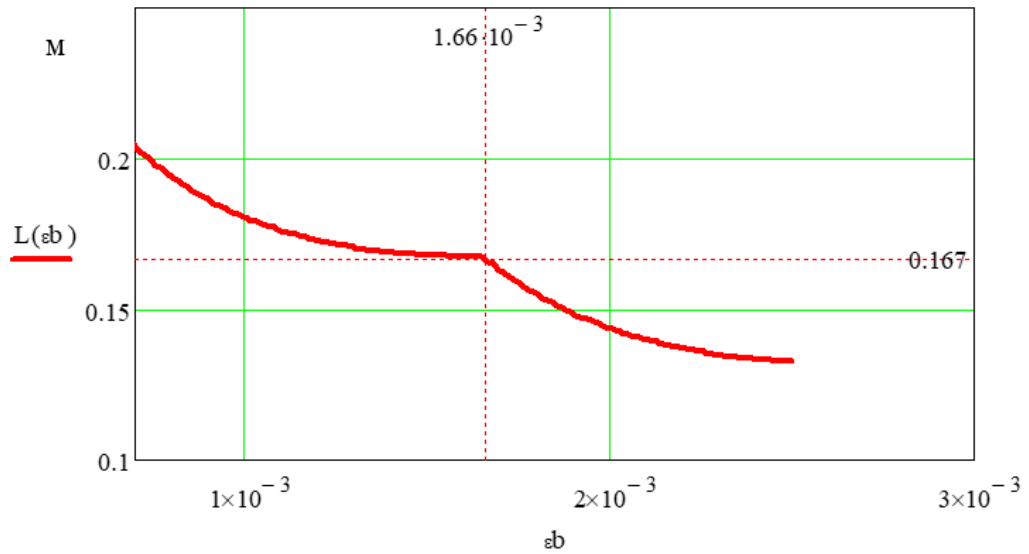


Рисунок 3.30 – Изменение высоты сжатой зоны в зависимости от деформаций

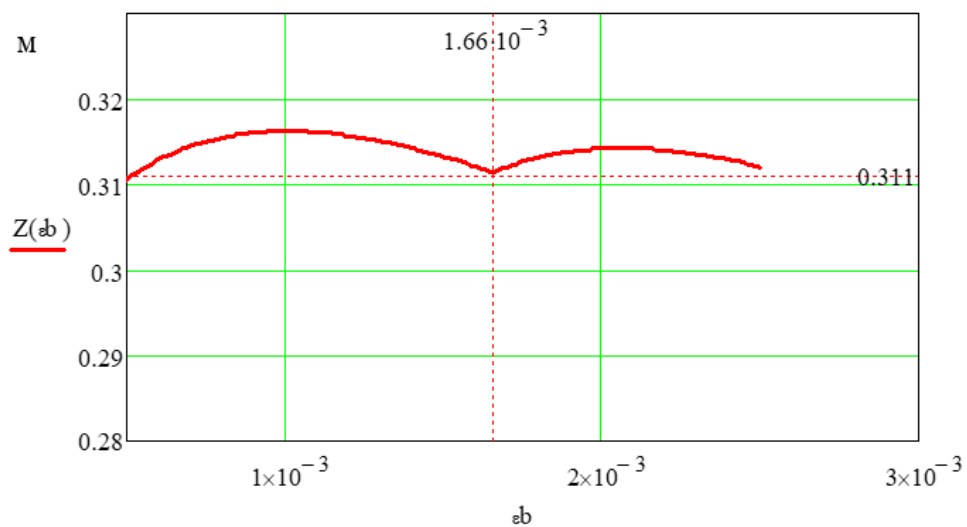


Рисунок 3.31 – Изменение плеча внутренней пары сил $Z(\epsilon_b)$ в зависимости от деформаций сжатой зоны бетона

На графике рисунка 3.28 $\epsilon_b = 0,00166$ – относительная деформация сжатия на верхней грани балки, при которой растянутая арматура достигает текучести.

Заметим, что $N_s(\epsilon_b)$ полностью соответствует $Db(\epsilon_b)$, и при величине относительных деформаций $\epsilon_b = 0,00166$ величина усилия $N_s(0,00166) = 739$ кН. График $N_s(\epsilon_b)$ представлен на рисунке 3.29.

Заметим, что графики высоты сжатой зоны (рисунок 3.30) и плеча внутренней пары сил (рисунок 3.31) существенно отличаются от аналогичных графиков для бетона, значение модуля упругости которого совпадает с установленным в нормах, для его класса по прочности, – в нормально армированной конструкции. Зная зависимости $Z(\varepsilon_b)$ и $D_b(\varepsilon_b)$, по выражению (3.10) получим искомую функцию для изгибающего момента $M(\varepsilon_b)$, которая представлена на рисунке 3.32. Величина максимального момента $M = 232,194$ кН·м.

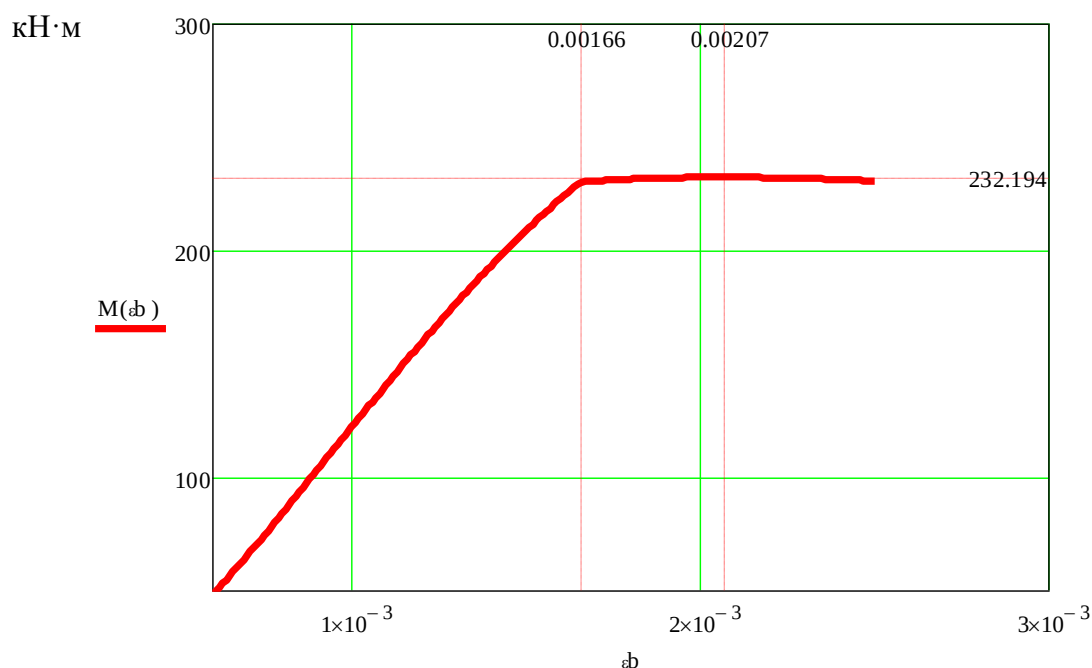


Рисунок 3.32 – Зависимость момента от относительных деформаций сжатой зоны бетона

Сопоставить полученный результат с использованием деформационной модели, рекомендованной в нормах, не представляется возможным в связи с неадекватностью модели для рассмотренного фибробетона. Однако сопоставление возможно с упрощенным отысканием несущей способности изгибаемой конструкции по СП 63.13330.2018 без использования модуля упругости с распределением формы эпюры сжатой зоны по прямоугольнику.

Результаты расчета параметров балки из фибробетона – в таблице 3.7.

Таблица 3.7 – Параметры балки из фибробетона

Метод	Высота сжатой зоны, м	Плечо пары усилий, м	Усилие в сжатой зоне, кН	Максимальный момент, кН·м
1	2	3	4	5
Выражение (2.3)	0,141	0,314	739	232,19
СП 63.13330	0,084	0,318	739	234,98
Δ	более 40 %	1,2 %	0,0 %	1,187 %

Как видим из таблицы 3.7, расхождение момента, вычисленного с применением ДМ, предлагаемой в диссертации, с расчетом момента с использованием прямоугольной формы эпюры в сжатой зоне составило приблизительно 1,2 %. Интересно и то, что усилия в сжатой зоне бетона с использованием ИДМ и по приближенной формуле СП 63.13330.2018 практически совпали. Это объясняется тем, что предельная деформативность мало отличается от предельной деформативности бетона, значения модуля упругости которого совпадает с установленным в нормах, для его класса по прочности, при значительно меньшем модуле упругости. В то же время полученные результаты с применением ИДМ дают удовлетворительные результаты практически при любых значениях относительных деформаций или момента, а для расчетов по упрощенной методике по СП 63.13330.2018 можно определить лишь предельный момент и только тогда, когда растянутая арматура достигает предела текучести, а предельная деформативность бетона достаточно велика.

3.5.2 Бетоны, твердеющие под давлением

Обработка бетона давлением в процессе твердения (БТД), как показывают эксперименты, приводит к увеличению прочности бетона и его модуля упругости. Увеличивается и предельная деформативность БТД по сравнению с исходным бетоном. Поэтому при проектировании конструкций из БТД требуется не только

учитывать особенности этого бетона в расчетах, но и по-иному подходить к выбору материалов для смеси, конструированию арматурных каркасов и стыков [75; 106; 127]. Из проведенных экспериментов, подробно описанных во второй главе, видно, что рост прочности и деформативности БТД не пропорциональны, а, следовательно, для него тоже необходимо построение деформационной модели.

Для подтверждения возможности применения предлагаемой методики на основе выражения (2.3) для изгибаемых элементов из БТД, рассмотрим железобетонную балку, расчетная схема которой представлена на рисунке 3.11.

Вычислим несущую способность по методике, в основе которой лежит выражение (2.3), и сравним с результатами расчета по методике СП 63.13330.2018 при использовании прямоугольной формы эпюры напряжений в сжатом бетоне.

Примем характеристики бетона, полученные по результатам испытаний колонн из БТД, описанные в разделе 2.4.4 второй главы, и приведенные в таблице 2.5 (образец № 3). $R_b = 107$ МПа, $\rho = 0,0021$, $\varepsilon_{b2} = 0,0035$, $E_b = 43\,480$ МПа. Как и для фибробетона, применить деформационную модель, рекомендуемую в СП 63.13330.2018, для этого бетона, обработанного давлением, не представляется возможным из-за высокой прочности и низкого модуля упругости.

Коэффициенты для выражения (2.3) для этого бетона имеют значения:

$$a = 2,943 \cdot 10^{11}; \quad b = 3,033.$$

Модель деформирования по выражению (2.3) приведена на рисунке 3.33.

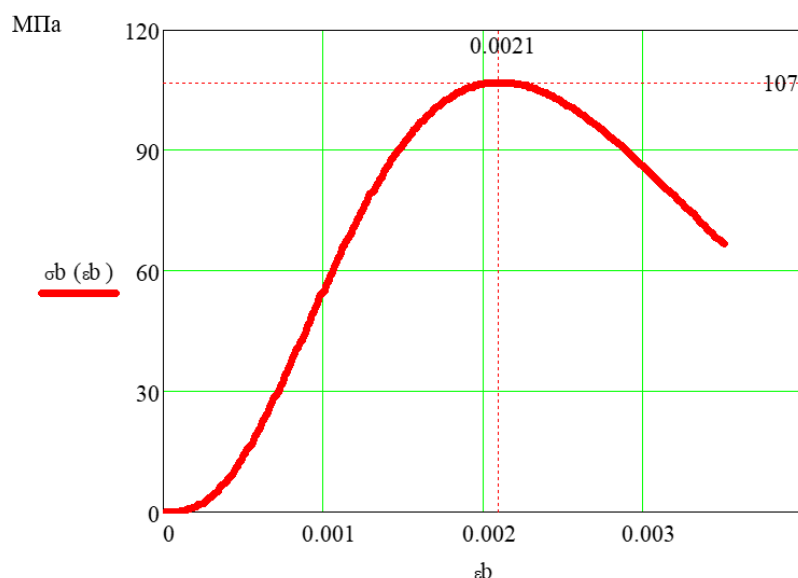


Рисунок 3.33 – Деформационная модель бетона, твердеющего под давлением

Параметры рассматриваемой железобетонной балки представлены в таблице 3.8, а расчетная схема на рисунке 3.11.

Таблица 3.8 – Параметры железобетонной балки

Прочность бетона R , МПа	Модуль упругости по СП, МПа	h , м	b , м	A_s , $\text{м}^2 \cdot 10^{-4}$	R_s , МПа	E_s , МПа	Тип армирования
1	2	3	4	5	6	7	8
107	43 480	400	200	36,945	400	$210 \cdot 10^3$	Нормальное армирование

Для определения зависимости изгибающего момента M и относительных деформаций воспользуемся описанным ранее алгоритмом и установим зависимости для данного фибробетона:

- высоты сжатой зоны $L(\epsilon_b)$ из (3.9) (рисунок 3.34);
- равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона $Db(\epsilon_b)$ по выражению (3.7);
- усилия в растянутой арматуре $N_s(\epsilon_b)$ по выражению (3.8) (рисунок 3.35);
- плечи пары сил $Z(\epsilon_b)$ между $Db(\epsilon_b)$ и $N_s(\epsilon_b)$ по выражению (3.6) (рисунок 3.36).

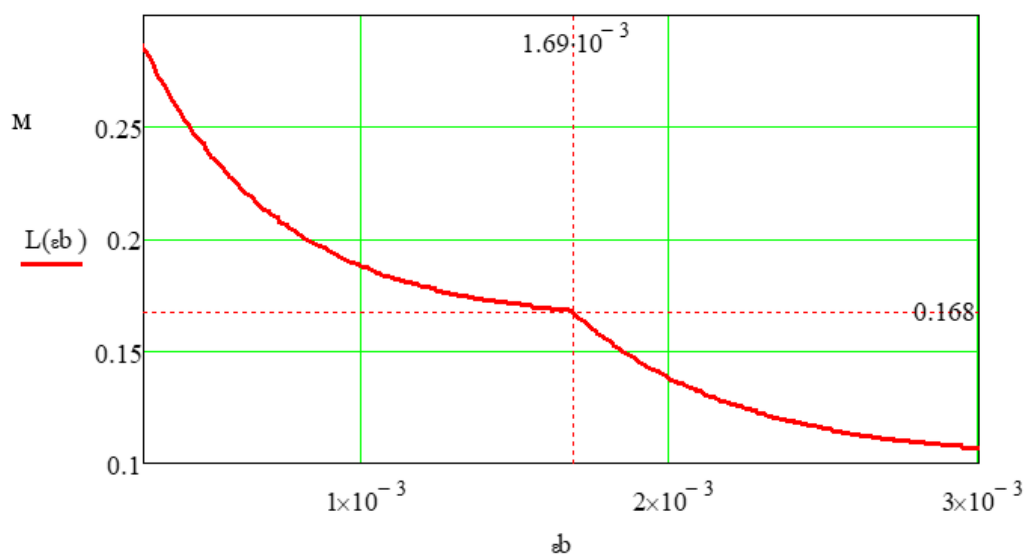


Рисунок 3.34 – График высоты сжатой зоны в железобетонной балке и относительных деформаций в сжатом бетоне

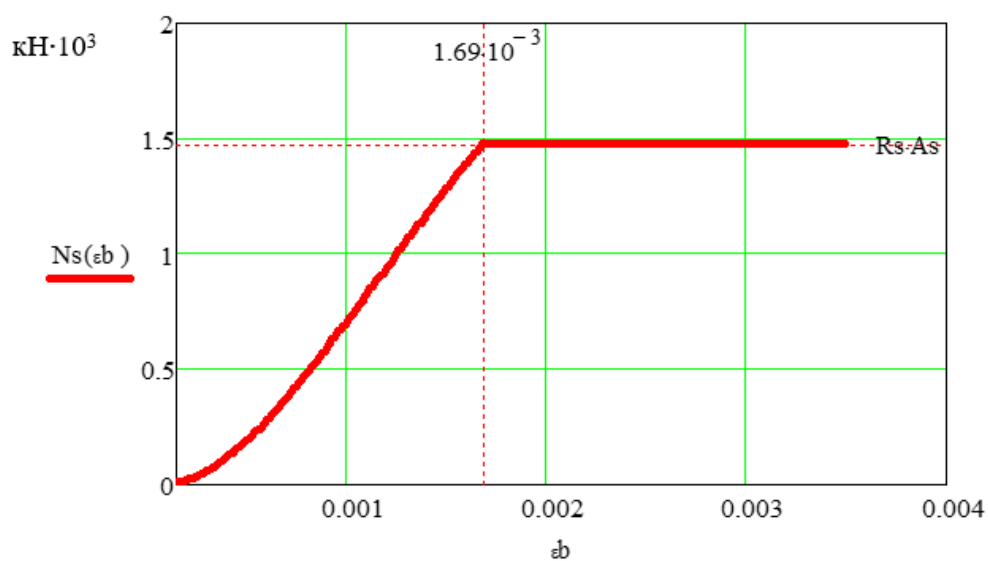


Рисунок 3.35 – График усилий в растянутой арматуре и деформаций бетона в сжатой зоне

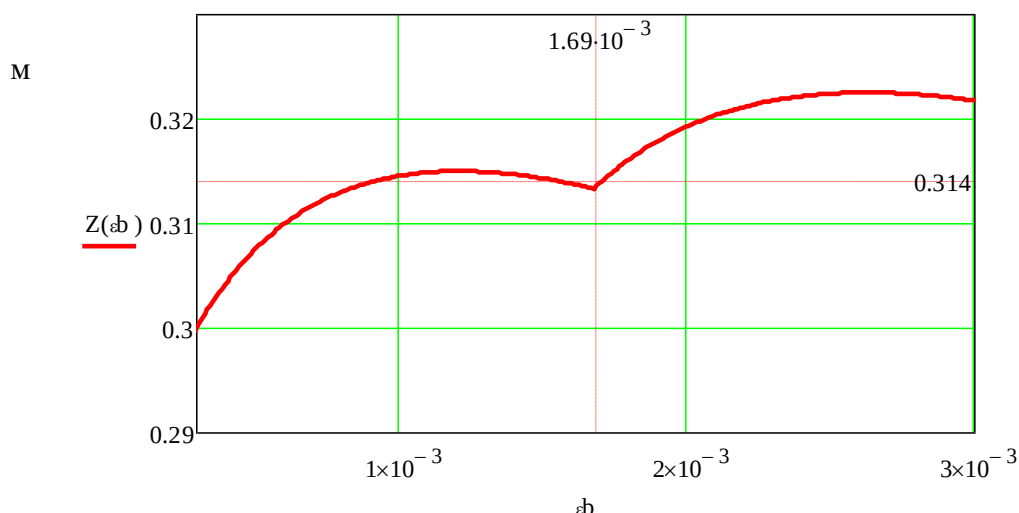


Рисунок 3.36 – График плеч внутренней пары сил и деформаций бетона в сжатой зоне для балки из БТД

Из рисунка 3.34 видно, что предельная деформативность бетона и модуль упругости существенно влияют не только на характер кривой, но и на величину относительных деформаций при достижении арматурой предела текучести.

Определим максимальную величину усилия в растянутой арматуре N_s . Максимальная величина N_s наступает при относительных деформациях крайнего волокна сжатой зоны бетона $\epsilon = 0,00169$ и соответствует значению произведения $N_s = A_s \cdot R_s = 1\,478$ кН.

Несущую способность рассматриваемой железобетонной балки получим из уравнения (3.10), график величины изгибающего момента в расчетном сечении представим на рисунке 3.37.

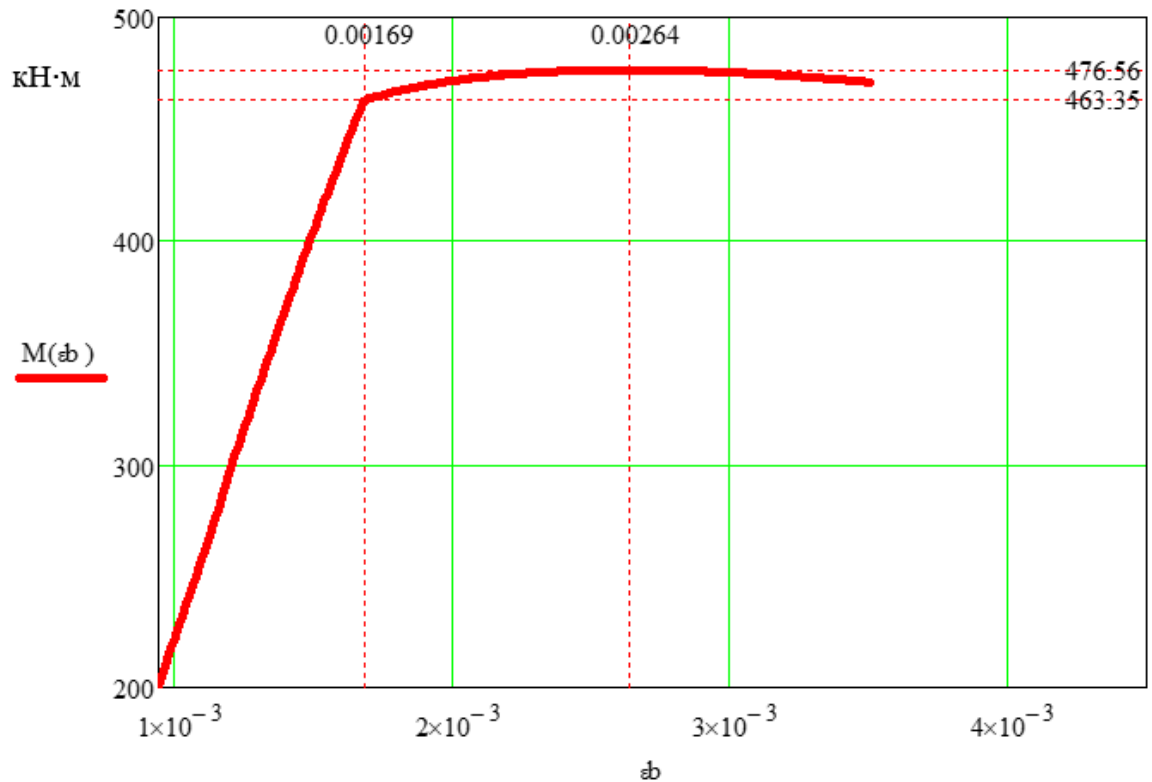


Рисунок 3.37 – График изгибающего момента и деформаций в сжатой зоне бетона в рассматриваемой балке из БТД

Максимальный момент $M = 476,56 \text{ кН}\cdot\text{м}$ получается при относительных деформациях бетона сжатой зоны $\varepsilon_b = 0,00264$.

Определим несущую способность рассматриваемой железобетонной балки по СП 63.13330.2018, принимая прямоугольную форму эпюры в сжатой зоне бетона:

- значение высоты сжатой зоны

$$\frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{400 \cdot 36,975 \cdot 10^{-4} A_s}{107 \cdot 0,2} = 0,069 \text{ м};$$

- относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{0,069}{h_0} = 0,262 < \xi_R;$$

- изгибающий момент по СП 63.13330.2018

$$M_{\text{norm}} = R_s A_s \left(h_0 - \frac{\frac{R_s A_s}{R_b b}}{2} \right) = 480,984 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

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

$$\frac{M_{\text{norm}} - M}{M_{\text{norm}}} \cdot 100 \% = \frac{480,984 - 476,56}{480,984} \cdot 100 \% = 0,92 \%.$$

Из этого следует, что определение несущей способности изгибаемой конструкции из БТД с нормальным армированием по методике СП 63.13330.2018 дает удовлетворительные результаты, как и в случае с фибробетоном.

Однако, для промежуточных значений относительных деформаций в сжатом бетоне действующий момент (для расчета по 2-й группе предельных состояний) определить не удастся без знания напряжений в арматуре.

3.5.3 Бетоны при длительных сроках эксплуатации

При длительных сроках эксплуатации железобетонных конструкций в бетоне происходит существенное изменение его прочностных и деформативных характеристик. Увеличиваются прочность и модуль упругости. Но происходит это не пропорционально [62]. В то же время предельная деформативность бетона снижается, повышается его хрупкость.

Длительная эксплуатация и среда имеют существенное значение для состояния железобетонных конструкций. В нормальных условиях (температурный режим от минус 0 до плюс 60 °С, влажность более 10 %, отсутствие агрессивного воздействия) прочность бетона может возрасти от 1,4 до 2,0 раз по сравнению с 28-

дневной прочностью за 5–10 лет [10; 135; 137]. В последующие годы прочность стабилизируется и остается постоянной, если не воздействует агрессивная среда. В литературных источниках имеется значительное количество экспериментальных исследований, на их основе предложено много зависимостей, позволяющих определить прочность бетона в зависимости от срока эксплуатации. Для сопоставления изменения прочности и модуля деформирования бетона от длительности эксплуатации наиболее удачным представляется решение Г.В. Несветаева [137].

Выражение зависимости прочности и модуля упругости бетона от длительности эксплуатации конструкции в обычных атмосферных условиях представлено в следующем виде:

$$R_b(t) = R_b \cdot e^{[k \cdot (1 - \frac{28}{t})]}, \quad (3.13)$$

где $R_b(t)$ – прочность бетона после эксплуатации t суток;

R_b – прочность бетона на 28-е сутки;

k – коэффициент, равный 0,2 для быстротвердеющих бетонов, 0,25 для нормально твердеющих бетонов, 0,38 для медленно твердеющего бетона.

В таблице 3.9 приведен множитель для R_b из выражения (3.13) в соответствии со временем (возрастом бетона).

Таким образом, прочность бетона независимо от класса (прочности) возрастает от 20 % до 45 % при эксплуатации до пяти лет.

Для модуля упругости $E(t)$ в зависимости от времени t Г.В. Несветаев усовершенствовал решение Н.Х. Арутюняна [7] в соответствии со своими экспериментами и данными других исследователей. Описание аналитического выражения (2.8) для начального модуля упругости представлено во второй главе, а результаты расчета – в таблице 2.2.

Таблица 3.9 – Прирост прочности бетона

Время t , сутки	Время, лет	$R_b(t)/R_b$ при $k=0.2$	$R_b(t)/R_b$ при $k=0,25$	$R_b(t)/R_b$ при $k=0,38$
28	0,077	1,000	1,000	1,000
180	0,493	1,184	1,235	1,378
332	0,91	1,201	1,257	1,416
484	1,326	1,207	1,266	1,430
636	1,742	1,211	1,27	1,438
788	2,159	1,213	1,273	1,443
940	2,575	1,214	1,274	1,446
1092	2,992	1,215	1,276	1,448
1244	3,408	1,216	1,277	1,450
1396	3,825	1,217	1,278	1,451
1548	4,241	1,217	1,278	1,452
1700	4,658	1,217	1,279	1,453
1852	5,074	1,218	1,279	1,454
2004	5,490	1,218	1,280	1,455
2156	5,907	1,218	1,280	1,455

Из таблицы видно, что изменение модуля упругости бетона от времени за пять лет возрастает при отсутствии агрессивного воздействия среды максимально на 10 % при применении быстротвердеющего цемента; на 11 % при применении нормально твердеющего цемента, и на 15,5 % при применении медленно твердеющего цемента. Это в значительно меньшей степени по сравнению с нарастанием прочности бетона.

Результаты испытания кубов из обычного бетона, полученных в 2010 году в СамГТУ (СГАСУ) и испытанных в 2017 году в МГУ им. Н.П. Огарёва, представлены в таблице 2.3. Из таблицы 2.3 видно, что прочность бетона возросла за семь лет на 44 %, а модуль упругости на 2 %. Эти испытания подтвердили выводы по исследованиям в [137]. Графическое сопоставление деформационных моделей бетона одного состава, но с интервалом семь лет, за которые он увеличил прочность с 24,8 МПа до 35,69 МПа, представлено на рисунке 3.38.

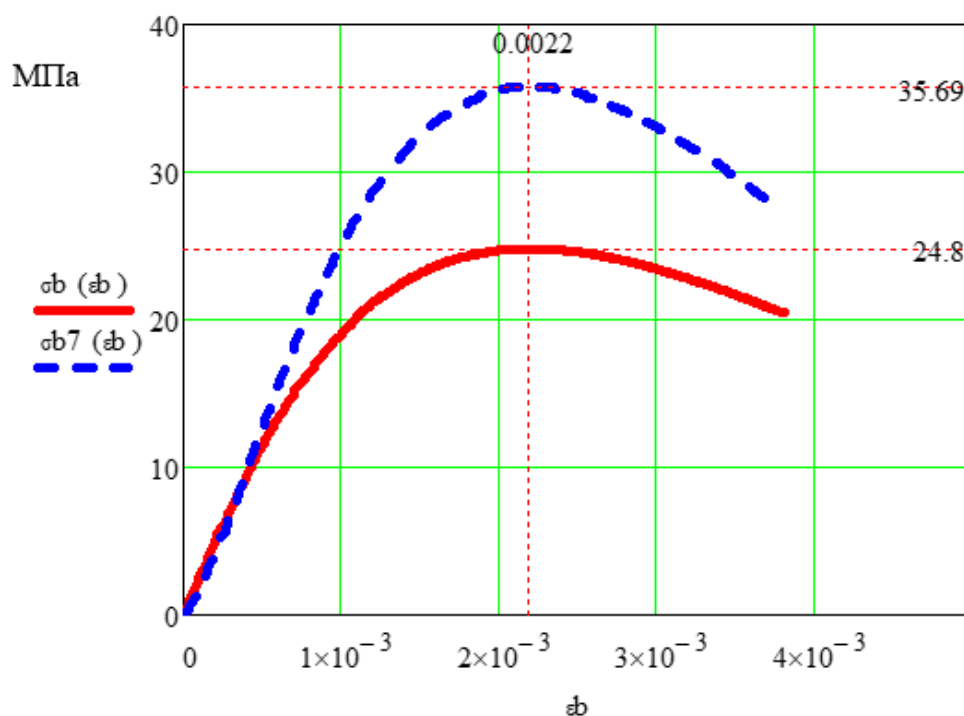


Рисунок 3.38 – Сопоставление деформационных моделей бетона одного состава σ_b на 28 суток ($R_b=24,8$ МПа) и σ_{b7} через семь лет ($R_b=35,69$ МПа)

При таком изменении со временем прочности бетона и его модуля упругости так же, как и для фибробетонов, оказывается некорректно использовать рекомендации нормативных материалов РФ, Евросоюза и др. стран для расчета сооружения, эксплуатируемых длительное время. Поэтому для таких конструкций необходимо в процессе обследования установить экспериментально прочностные и деформационные свойства бетона для того, чтобы создать деформационную модель, соответствующую результатам эксперимента.

При обследовании эксплуатируемой конструкции для выполнения расчетов прочности с использованием предложенной зависимости необходимо:

1) освидетельствовать конструкцию. Например, было установлено, что изгибаемая балка имеет высоту $h=400$ мм, ширину $b=200$ мм с прочностью бетона $R_b=24,8$ МПа и начальным модулем упругости $E_b=23\,962$ МПа (бетон, значение модуля упругости которого не совпадает с установленным в нормах, для его класса по прочности), а в растянутой зоне установлено три арматурных стержня диаметром $d=25$ мм класса А400 ($R_s = 390$ МПа) так, как показано на рисунке 3.11;

2) определить расчетную схему для расчета прочности по предельному состоянию в соответствии с нормативными материалами (в данном примере в зоне чистого изгиба).

Характеристики балок, расчетная схема которых представлена на рисунке 3.11, занесены в таблицу 3.10.

Таблица 3.10 – Характеристики балок

Обозначение ДМ	R_b , МПа	E_b , МПа	h , м	b , м	A_s (3 $\varnothing$ 22), $\text{м}^2 \cdot 10^{-4}$	R_s , МПа	E_s , МПа	Время изготовления конструкции
σ_b	24,80	23 962	0,400	0,2	15,27	390	$210 \cdot 10^3$	2010
σ_{b7}	35,69	24 472	0,400	0,2	15,27	390	$210 \cdot 10^3$	2017

Коэффициенты для уравнения (2.3) для бетона указанных балок составят:

$$R_b = 24,80 \text{ МПа};$$

$$R_{b7} = 35,69 \text{ МПа};$$

$$a = 6,04 \cdot 10^4;$$

$$a_7 = 1,336 \cdot 10^6;$$

$$b = 1,095;$$

$$b_7 = 1,479.$$

Для определения $M(\varepsilon_b)$ и относительных деформаций воспользуемся описанным ранее алгоритмом и установим зависимости для данного бетона:

- высота сжатой зоны $L(\varepsilon_b)$ из алгоритма (3.9);
- равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона $Db(\varepsilon_b)$ по выражению (3.7);
- усилия в растянутой арматуре $Ns(\varepsilon_b)$ по выражению (3.8);
- плечи пары сил $Z(\varepsilon_b)$ между $Db(\varepsilon_b)$ и $Ns(\varepsilon_b)$ по выражению (3.6);
- несущую способность рассматриваемой железобетонной балки получим из уравнения (3.10), как максимальное значение $M(\varepsilon_b)$.

Рассмотрим напряженное состояние сечения балки из бетона $R_b = 24,8 \text{ МПа}$. При величине относительных деформаций крайних сжатых волокон бетона

$\varepsilon_b = 0,00185$ арматура достигает предела текучести, напряженное состояние сечения в этот момент представлено на рисунке 3.39.

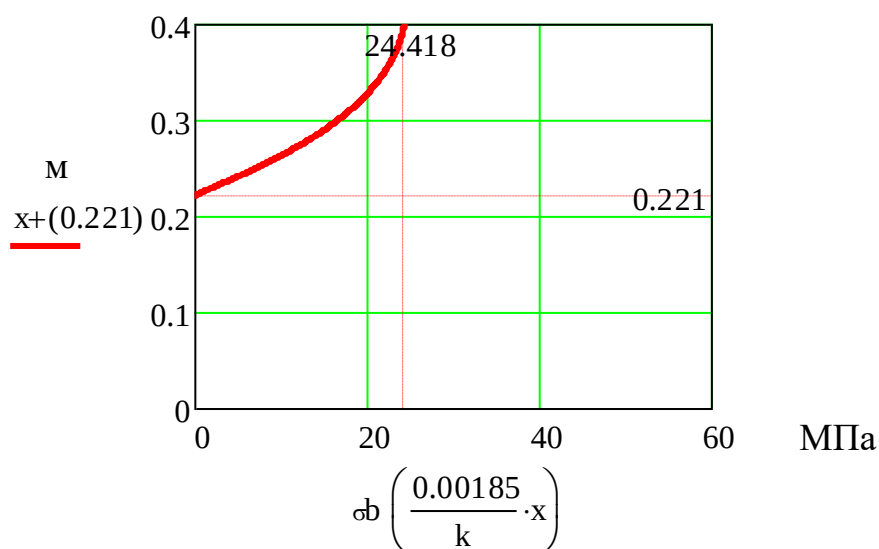


Рисунок 3.39 – Напряженное состояние в бетоне сжатой зоны сечения при достижении арматурой растянутой зоны предела текучести

Значение изгибаемого момента, воспринимаемого сечением, имеет максимальное значение $M(0,00297) = 171,669 \text{ кН} \cdot \text{м}$ при относительных деформациях крайних сжатых волокон бетона $\varepsilon_b = 0,00297$ и соответствует несущей способности балки. Вид напряженного состояния сжатой зоны бетона в этот момент показан на рисунке 3.40.

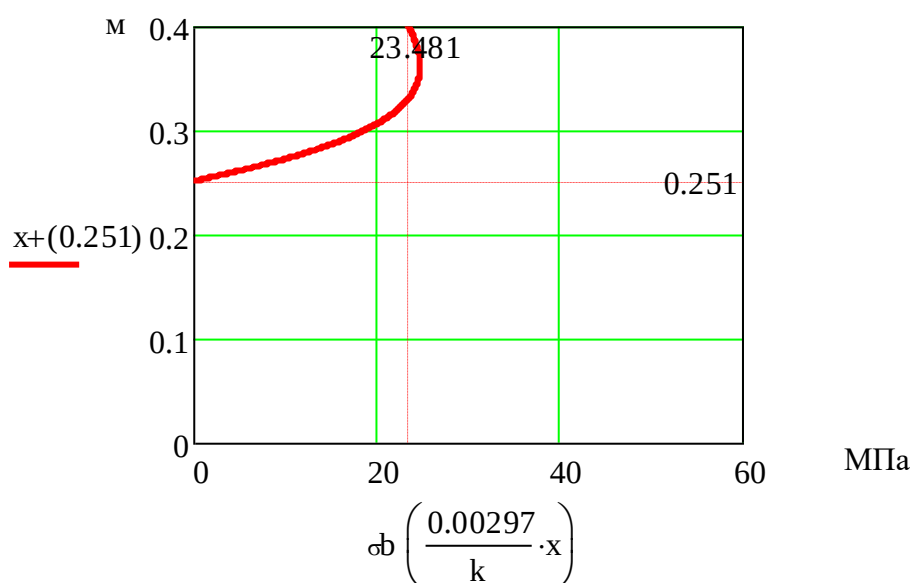


Рисунок 3.40 – Эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны сечения при действии максимального момента

Заметим, что после деформирования верхней грани сжатой зоны $\varepsilon_b = 0,00297$ несущая способность конструкции начинает снижаться, но при этом предельные деформации бетона еще не достигнуты. При использовании гидравлического оборудования без автоматического регулирования установленной скорости деформирования конструкции разрушение балки произошло бы при этом значении деформаций. Но в реальной многократно статически неопределимой системе усилия перераспределяются, и если в этом сечении они не будут превышать несущей способности $M(0,0038) = 170,594 \text{ кН}\cdot\text{м}$, в запредельной зоне деформаций конструкция продолжит работать до достижения предельных деформаций $\varepsilon_b = 0,0038$.

Вид напряженного состояния сжатой зоны бетона в сечении при $\varepsilon_b = 0,0038$ (предельной деформации) – показан на рисунке 3.41.

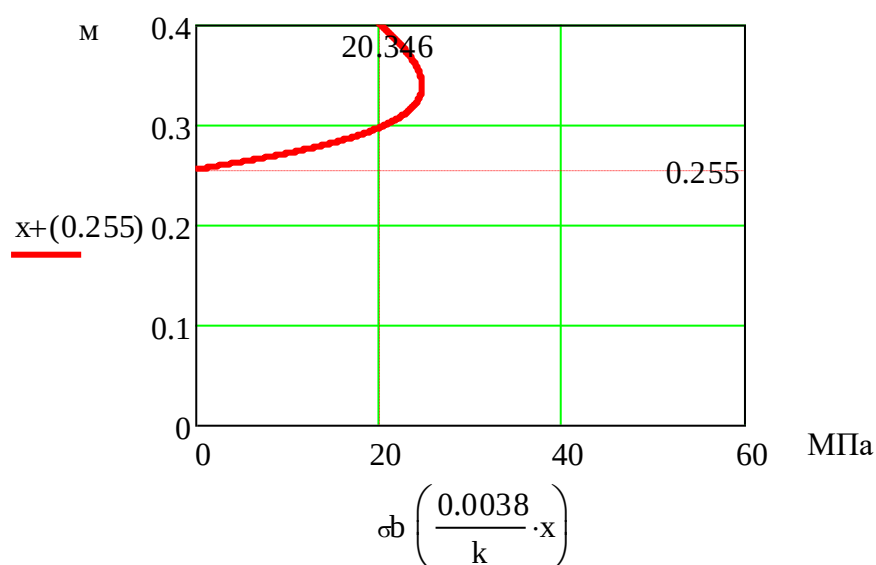


Рисунок 3.41 – Напряжения в бетоне сжатой зоны сечения при относительной деформации крайних сжатых волокон $\varepsilon_b = 0,0038$

Вернемся к расчету несущей способности балок. На рисунке 3.42 представлены графики изгибающего момента в сечении балки от относительных деформаций крайних волокон бетона сжатой зоны. Для сравнения приведены график $M(\varepsilon_b)$ для бетона $R_b = 24,8 \text{ МПа}$ и этого же бетона, набравшего прочность за семь лет до $R_{b7} = 35,69 \text{ МПа}$ (таблица 3.10) – $M7(\varepsilon_b)$.

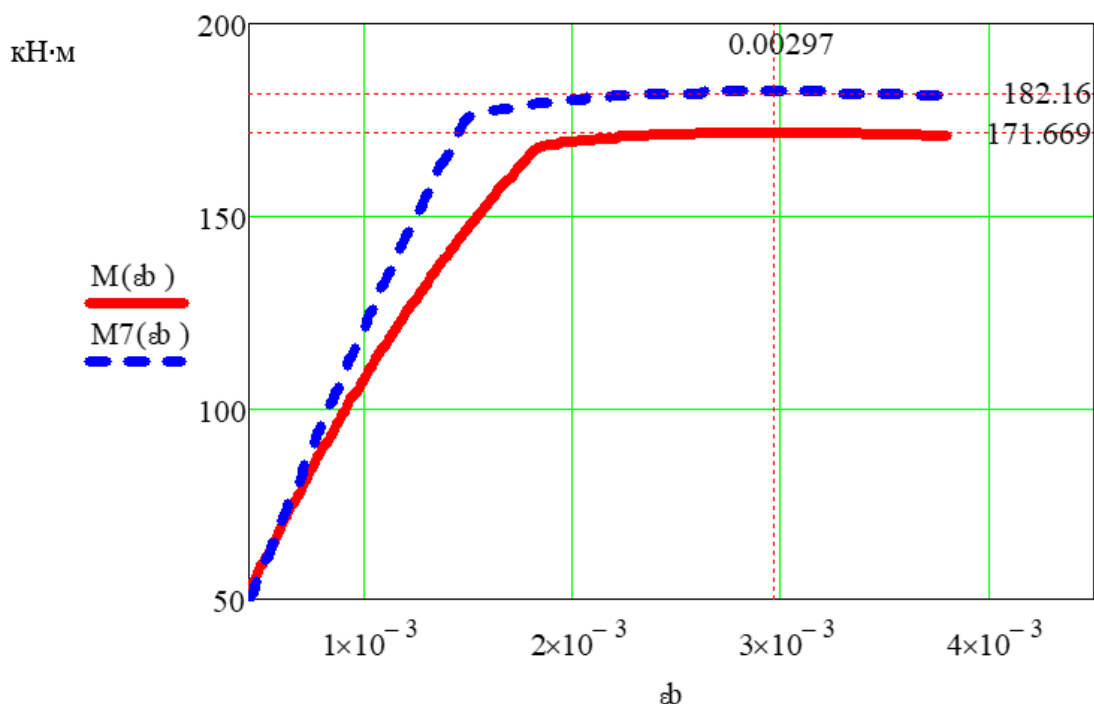


Рисунок 3.42 – Сопоставление зависимостей изгибающих моментов в сечении и деформаций крайних волокон бетона сжатой зоны с $R_b=24,8$ МПа и $R_{b7}=35,69$ МПа

За семилетний срок прочность бетона возросла с $R_b=24,8$ МПа до $R_{b7}=35,69$ МПа, а несущая способность балки из этого бетона увеличилась по расчету с применением ДМ на 6,1 % (с $M=171,669$ кН·м до $M_7=182,16$ кН·м).

3.6 Расчет несущей способности изгибаемых железобетонных балок при наличии сжатой арматуры

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 алгоритмом, приведенным выше. Это позволит определить напряженно-деформированное состояние элемента и высоту сжатой зоны на любом этапе загрузки.

Расчетная схема изгибаемого элемента с армированием в сжатой зоне представлена на рисунке 3.43.

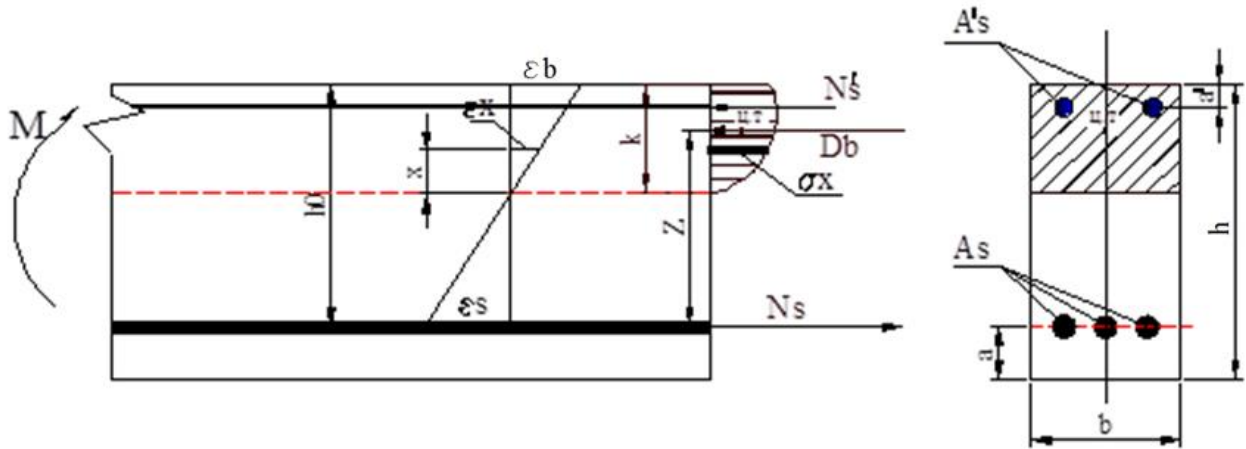


Рисунок 3.43 – Расчетная схема изгибаемой балки с армированием в сжатой зоне

Для определения зависимости M и относительных деформаций воспользуемся описанным ранее алгоритмом и установим зависимости для бетона:

- равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона $Db(\epsilon_b)$ по выражению (3.7):

$$Db(\epsilon_b) = \int_0^k \sigma_b\left(\frac{\epsilon_b}{k} \cdot x\right) \cdot b \cdot dx;$$

- усилия в растянутой арматуре $N_s(\epsilon_b)$ по выражению (3.8):

$$\begin{cases} N_s(\epsilon_b) = \frac{\epsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \cdot A_s & \text{если } \left(\frac{\epsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s\right) \in [0; R_s], \\ N_s(\epsilon_b) = R_s \cdot A_s & \text{если } \left(\frac{\epsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s\right) \notin [0; R_s]; \end{cases}$$

- усилия в сжатой арматуре $N'_s(\epsilon_b)$ по выражению:

$$\begin{cases} N'_s(\epsilon_b) = \frac{\epsilon_b}{k} \cdot (k - a') \cdot E'_s \cdot A'_s & \text{если } \left(\frac{\epsilon_b}{k} \cdot (k - a') \cdot E'_s\right) \in [0; R'_s], \\ N'_s(\epsilon_b) = R'_s \cdot A'_s & \text{если } \left(\frac{\epsilon_b}{k} \cdot (k - a') \cdot E'_s\right) \notin [0; R'_s]; \end{cases} \quad (3.14)$$

- высоты сжатой зоны из равенства уравнения (3.8) и суммы уравнений (3.7) и (3.14):

$$Db(\varepsilon_b) + N'_s(\varepsilon_b) = N_s(\varepsilon_b), \quad (3.15)$$

- функцию высоты сжатой зоны $L(\varepsilon_b)$ по алгоритму:

$$L(\varepsilon_b) = \text{root} \left[\begin{array}{l} \frac{\int_0^k \sigma_b \left(\frac{\varepsilon_b}{k} \cdot x \right) \cdot b \cdot dx + N'_s(\varepsilon_b)}{\left| \frac{\varepsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \cdot A_s \quad \text{if} \quad \frac{\varepsilon_b}{k} \cdot (h_0 - k) \cdot E_s \leq R_s \right.} - 1, \quad k, \\ \left. (R_s \cdot A_s) \quad \text{otherwise} \right] \end{array} \right]$$

- плечи пары сил $Z(\varepsilon_b)$ по выражению:

$$Z(\varepsilon_b) = \frac{\int_0^k (\sigma_b(\varepsilon) \cdot b \cdot x) dx + N'_s(\varepsilon) \cdot (k - a')}{\int_0^k (\sigma_b(\varepsilon) \cdot b) dx + N'_s(\varepsilon)} + (h_0 - k), \quad (3.16)$$

- зная зависимости $Z(\varepsilon_b)$ и $N_s(\varepsilon_b)$ по выражению (3.10) получим искомую функцию для изгибающего момента $M(\varepsilon_b)$:

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

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 3

1. Разработана методика расчета несущей способности железобетонных конструкций с применением предложенной обобщенной деформационной модели с нелинейным деформированием бетона при силовом воздействии.

2. Несущие способности нормально армированных железобетонных конструкций из бетона, значение модуля упругости которого совпадает с установленным в нормах, для его класса по прочности, вычисленные с

применением диаграммы деформирования на основе предложенного выражения (2.3) и по СП 63.13330.2018, – практически совпадают.

3. Несущая способность перearмированных железобетонных конструкций, определяемая по зависимостям СП 63.13330.2018, занижает несущую способность более чем на 8 %.

4. Разработана методика, позволяющая графически проиллюстрировать напряженно-деформированное состояние изгибаемого элемента с применением предложенной модели деформирования на любом этапе загрузки.

5. Модели деформирования, установленные по рекомендациям норм РФ и Евросоюза для бетонов, модуль упругости которых отклоняется от значения, указанного в нормах для их прочности, приводят к недостоверным результатам.

6. Применение разработанной деформационной модели для расчета несущей способности и напряженно-деформированного состояния в конструкциях, у которых соотношение модуля упругости и прочности не соответствует нормам РФ и Евросоюза (фибробетоны; бетоны, твердеющие под давлением и др.), удовлетворительно согласуется с экспериментальными данными.

4 ВЛИЯНИЕ ПОЛЗУЧЕСТИ НА РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ И НАПРЯЖЕНИЙ В ЖЕЛЕЗОБЕТОННОМ ИЗГИБАЕМОМ ЭЛЕМЕНТЕ

В предыдущей главе определена несущая способность железобетонной конструкции на основе предложенного выражения (2.3). Кроме этого, необходимо выполнить расчет по деформациям и определить величину прогиба для изгибаемых элементов. При длительном нагружении железобетонного элемента к нелинейным деформациям бетона от кратковременного нагружения накладываются нелинейные деформации от длительного действия нагрузки, которые принято называть ползучестью. Это приводит к изменению напряженно-деформированного состояния в сечении изгибаемого железобетонного элемента, которое необходимо учесть при определении прогиба. В главе рассматривается учет длительных деформаций бетона при эксплуатации железобетонных конструкций на основе классического рассмотрения вопросов ползучести бетона. Приводятся результаты моделирования длительных процессов с применением программы Лира. Показывается пример трансформирования напряженного состояния в нормальном сечении изгибаемой конструкции.

4.1 Алгоритм учета влияния ползучести на характеристики бетона и распределения деформаций в сечении

В процессе эксплуатации железобетонных конструкций происходит изменение модуля упругости бетона относительно начального. Используя предложения Н.Х. Арутюняна [7], функцию модуля упругости от времени примем в виде следующей зависимости:

$$E(t) = E_b \cdot (1 - \xi \cdot e^{-\beta t}). \quad (4.1)$$

Для построения кривой приняты следующие значения констант по опытным данным ЛИИЖТ[3]:

$$\xi = 0,4;$$

$$\beta = 0,06.$$

Для модуля упругости $E_b = 32\,500$ МПа.

График функции модуля упругости представлен на рисунке 4.1.

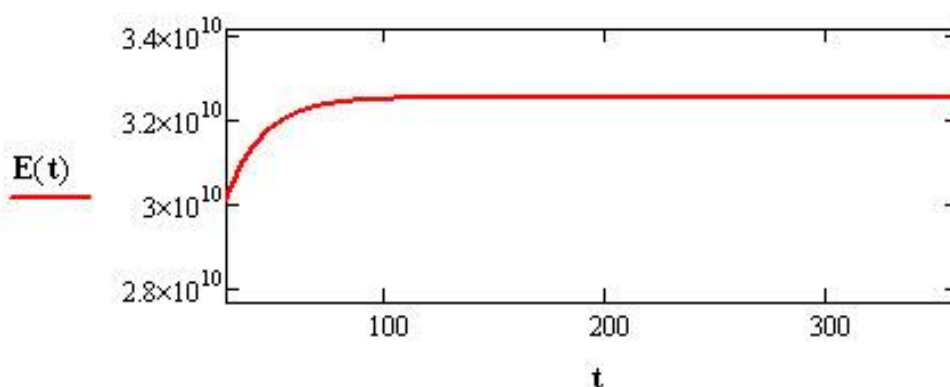


Рисунок 4.1 – Функция модуля упругости бетона от времени

($E(t)$ – модуль упругости бетона, Па; t – время, сутки)

Явлению ползучести бетона посвятили свои работы Н.Х. Арутюнян, С.В. Александровский, В.М. Бондаренко, П.И. Васильев, В. Вольтер, А.А. Гвоздев, А.Б. Голышев, Ф. Дишингер, К.С. Карапетян, А.К. Малмейстер, Г.Н. Маслов, И.Е. Прокопович, Ю.Н. Работнов, А.Р. Ржаницын, Я.В. Столяров, А.Г. Тамразян, Ц. Уитни, И.И. Улицкий и другие [3; 23; 77; 111; 160; 187]. Важные предложения по моделированию меры ползучести для современных высокопрочных бетонов опубликованы в [63]. Исходя из работы С.В. Александровского, функцию меры ползучести запишем следующим образом:

$$C(t, t_0) = \phi(t) - F(t) \cdot (e^{\gamma \cdot t_0} - A_2) - \Delta(t_0) \cdot e^{-\alpha \cdot (t - t_0)}. \quad (4.2)$$

где t – текущее время;

t_0 – момент начала приложения нагрузки.

Значения констант приняты в соответствии с данными [3]:

$$A1 = 4,62 \cdot 10^{-5};$$

$$A2 = 1;$$

$$A3 = 3,416 \cdot 10^{-5};$$

$$C1 = 0,975 \cdot 10^{-5};$$

$$C3 = 0,756 \cdot 10^{-5};$$

$$\gamma = 0,03;$$

$$\alpha = 6.$$

Кроме того, в состав уравнения меры ползучести входят следующие функции:

$$\Psi(t_0) = C3 + \frac{A3}{t_0};$$

$$\Delta(t_0) = C1 - C3 + \frac{A1 + A3}{t_0};$$

$$\phi(t_0) = \Psi(t_0) + \Delta;$$

$$F(t) = \frac{\Psi(t)}{e^{\gamma t} - A2}.$$

При этом функция $\phi(t_0)$ имеет вид, представленный на рисунке 4.2.

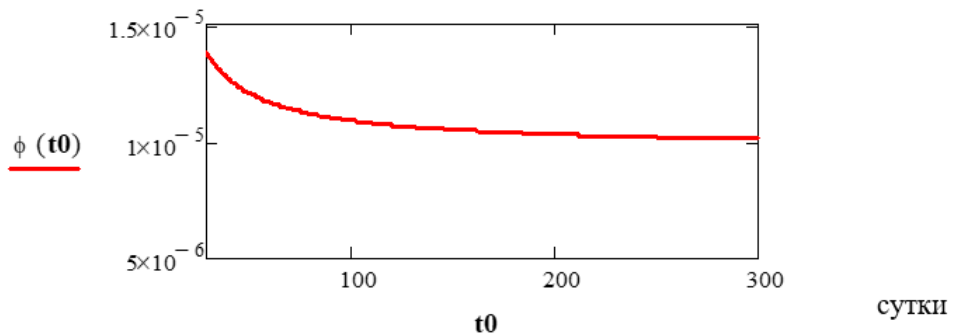


Рисунок 4.2 – Функция $\phi(t_0)$ из уравнения меры ползучести

График функции меры ползучести бетона, построенный на основании принятых констант и функций, представлен на рисунке 4.3.

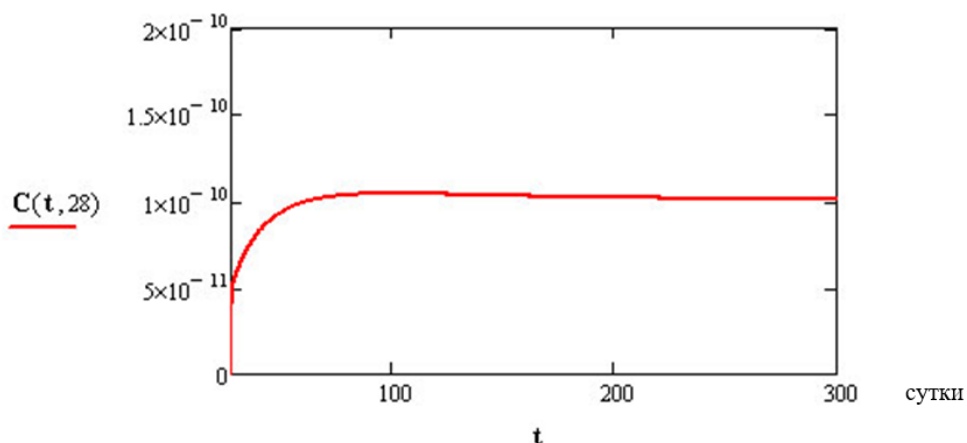


Рисунок 4.3 – Функция меры ползучести бетона во времени t при начале нагружения в возрасте $t_0 = 28$ суток

Приложим к сжатому железобетонному элементу нагрузку, вызывающую относительные деформации сжатия бетона заданной величины. Далее величина нагрузки будет оставаться постоянной, независимо от деформаций элемента.

В армированном сечении развитие деформаций в бетоне приводит к деформации и продольных арматурных стержней. При этом вследствие этих деформаций напряжение в арматуре увеличивается больше, чем в бетоне, из-за значительной разности модулей упругости этих материалов, и арматура разгружает бетон, т.е. забирает на себя часть усилия, действующего на бетон. Таким образом, процесс ползучести затухает, так как усилие, приложенное к бетону, падает с течением времени, а напряжение в стержневой арматуре растет. Таким образом, при наличии арматуры, математическое описание этого процесса усложняется тем, что необходимо описывать зависимость перераспределения напряжений и деформаций между бетоном и арматурой в многократно статически неопределимой системе.

Поэтому при решении практических задач по определению деформаций, чтобы уйти от учета перераспределения напряжений между бетоном и арматурой, имеющих разную упругость, вычисляется приведенная жесткость элемента. Эмпирически определяется значение длительного модуля упругости бетона и вычисляется значение деформаций. С практической точки зрения, такой подход позволяет с определенной точностью определить величины деформаций,

связанных с ползучестью. Но применяемые в нормативной литературе методы не раскрывают сущности процесса, а позволяют определить критическое значение деформаций ползучести.

Используя дискретный подход, т.е. разбивая процесс деформирования бетона под нагрузкой на очень маленькие периоды времени, получаем график деформирования железобетонного элемента. На рисунке 4.4 показаны график деформирования сжатого железобетонного элемента в результате ползучести бетона ε_p и кривая ε_{pj} , отражающие свободные деформации бетонного элемента под действием постоянной нагрузки.

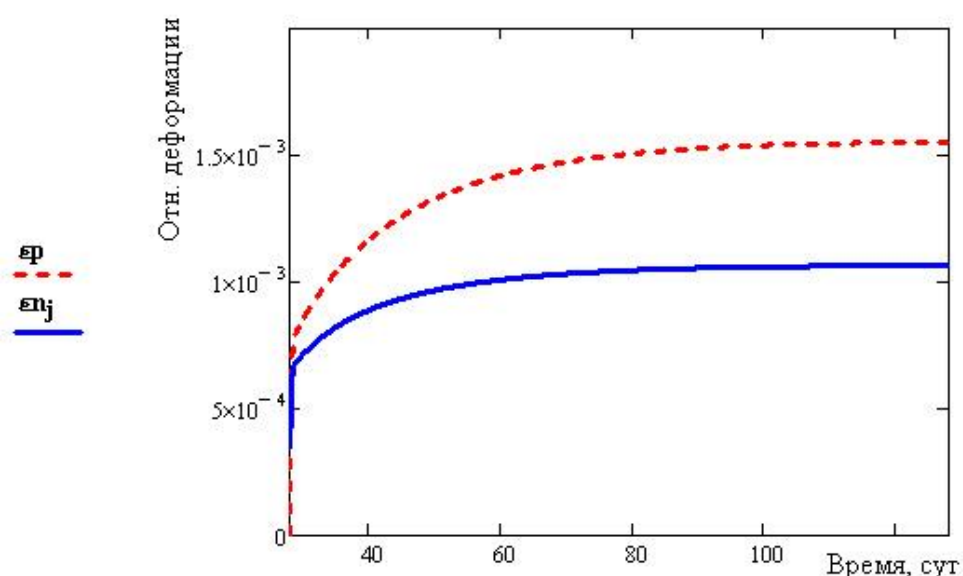


Рисунок 4.4 – График нарастания деформаций ползучести ε_{pj} в железобетонном элементе, ε_p – кривая свободных деформаций ползучести в бетоне

Данный подход позволяет моделировать напряженно-деформированное состояние сжатого железобетонного элемента в любой период времени, а также установить период времени, после которого нарастание деформаций ползучести будет незначительным. Решение этой задачи выполнено пошаговым методом в «Mathcad» с учетом сдерживания деформаций арматурой. Алгоритм расчета пошаговым методом представлен в приложении Г.

В результате процесса ползучести напряжения в сжатой зоне падают, а так как внешний момент остается постоянным, то равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона снижаться не должна. Следовательно, происходит процесс смещения нейтральной оси. Этот процесс известен давно и описан в монографии В.М. Бондаренко [23].

Необходимо заметить, что эксперименты показывают незначительные изменения напряжений в арматуре изгибаемых элементов со временем, что позволяет на данном этапе исследований принять величину деформаций в арматуре ϵ_a постоянной (рисунок 4.5).

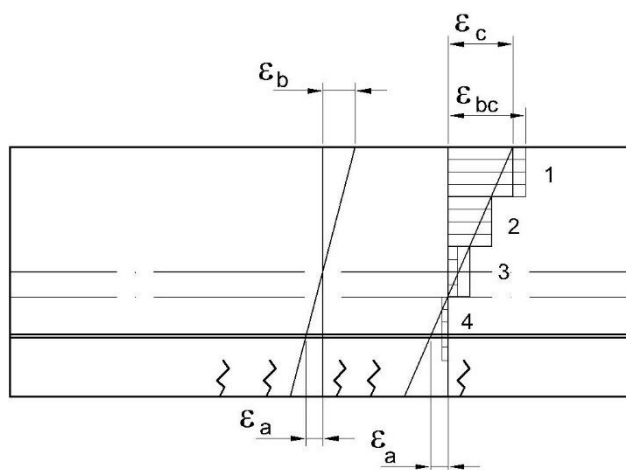


Рисунок 4.5 – Схема изменения деформаций в изгибаемом элементе в процессе ползучести

При изгибе напряжения в сжатой зоне бетона увеличиваются по нелинейному закону к крайним сжатым волокнам. Исключение составляет случай, когда еще до крайних волокон деформации бетона превышают предел деформативности бетона при сжатии. Разный уровень величины напряжений в бетоне должен привести к тому, что деформации ползучести в крайних слоях будут значительно больше, чем деформации бетона вблизи нейтральной оси.

При этом согласно гипотезе плоских сечений поворот сечения при изгибе происходит по линейному закону, назовем такие деформации в сечении фактическими ϵ_c .

Проследить за процессом изменения деформаций и напряжений можно условно, разделив на элементарные слои сечение сжатой зоны по высоте [3].

Применив 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 4.5).

Таким образом, слои вблизи нейтральной оси (зона 3, рисунок 4.5) сдерживают деформации слоев с максимальными напряжениями (зона 1, рисунок 4.5). Кроме того, сдерживают деформации слоев с максимальным напряжением и растянутый бетон от нейтральной оси до устья трещины (зона 4, рисунок 4.5). В зоне 2 условно можно принять, что фактические и свободные деформации ползучести равны. Точность решения зависит от принятого размера этой зоны.

Для определения величины смещения нейтральной оси В.М. Бондаренко была составлена система уравнений [23], но решение этой системы в замкнутом виде невозможно даже в линейной постановке.

Тем не менее, приняв условия, что работа усилий в зоне 1 (рисунок 4.5) равна сумме работ в зоне 3 и зоне 4, а также неизменности напряжений в арматуре, задачу можно решить приближенно, пошаговым методом при действии в сечении постоянного момента. Общая площадь эпюры нормальных напряжений в бетоне сечения увеличивается пропорционально снижению плеча внутренней пары сил в результате смещения нейтральной оси.

Решение этой задачи упрощенно можно получить, исходя из следующего предположения. Чтобы определить, насколько сопротивление зоны 3 и зоны 4, указанных на рисунке 4.5, снизят общие свободные деформации крайних сжатых волокон ε_{bc} , необходимо определить расстояние зоны 2 до нейтральной оси. Первый вариант решается путем введения коэффициента k_b , отражающего изменение ползучести бетона при изгибе, относительно ползучести при сжатии [190]:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{bc} \cdot k_b. \quad (4.3)$$

Для практического решения такой задачи необходимо дополнительно ввести еще одно допущение. На практике многие исследователи отмечали, что изменение напряжений в арматуре происходит в незначительных пределах, либо вообще не происходит.

Для подтверждения этого предположения проведены следующие исследования. Построена математическая модель однопролетной свободно опертой железобетонной балки. Среда исследования – ПК «Ли́ра». Результаты показали, что изменения напряжений в растянутой арматуре в трещине на интервале времени 100 дней были не значительными. Подробнее модель и результаты исследования представлены ниже.

Если условно принять значение деформаций в арматуре с течением времени постоянной величиной ε_a , 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 4.5:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_b \cdot \frac{(h_0 - x)}{x},$$

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

Тогда:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_b \cdot \frac{(h_0 - x)}{(h_0 - (x + \Delta x(t)))} \cdot \frac{x + \Delta x(t)}{x}. \quad (4.4)$$

Зная значение ε_c из выражение (4.3), получаем:

$$\varepsilon_{bc} \cdot k_b = \varepsilon_b \cdot \frac{(h_0 - x)}{(h_0 - (x + \Delta x(t)))} \cdot \frac{x + \Delta x(t)}{x}. \quad (4.5)$$

При этом ε_{bc} тоже известная величина:

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

Решая совместно уравнения (4.4) и (4.5), можно определить высоту сжатой зоны в любой момент времени.

Другой путь, позволяющий определить величину деформации крайних сжатых волокон бетона ε_{bc} , состоит в следующем: из подобия треугольников можно найти приращение деформаций за счет изменения высоты сжатой зоны.

Запишем выражение для ε_{bc} следующим образом:

$$\varepsilon_{bc} = \varepsilon_b \cdot E_b(\varepsilon_b, t) \cdot C(t, t_0), \quad (4.6)$$

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 (4.5) и (4.6), становится очевидным, что коэффициент трансформации после нескольких преобразований можно представить в виде:

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

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

Представленное ниже соотношение напрямую зависит от ползучести бетона, численно отражаемой мерой ползучести:

$$\frac{(h_0 - x)}{(h_0 - (x + \Delta x(t)))} \cdot \frac{x + \Delta x(t)}{x}.$$

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 В:

$$k_b = \frac{B}{E_b(\varepsilon_b, t)}. \quad (4.7)$$

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 4.6) и для исследуемых моделей, описанных ниже, составляет $k_b = 0,72$. На рисунке 4.6 синяя 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 линией отображены деформации крайних сжатых волокон изгибаемого элемента. Соотношение величины свободных деформаций и деформаций при изгибе остается практически одинаковым на всем периоде наблюдений. Превышение свободных деформаций над деформациями при изгибе представлено в таблице 4.1.

Таблица 4.1 –Относительные деформации ползучести при сжатии и при изгибе

Время, сутки	1	30	100
Процент, %	28,6	28,6	28,2

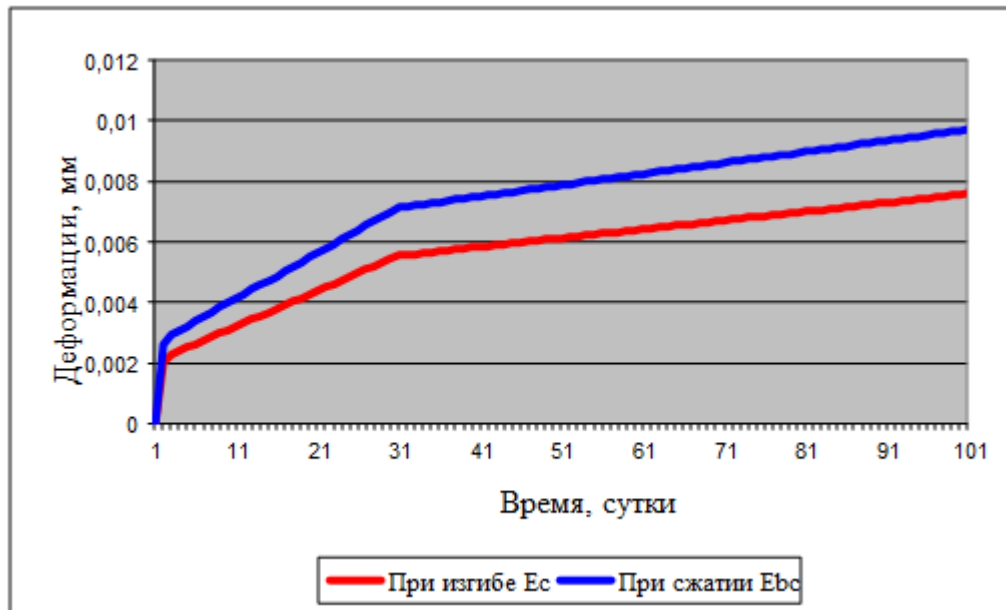


Рисунок 4.6 – Графики деформаций бетона с учетом ползучести при сжатии и при изгибе

Если говорить об изменении коэффициента трансформации по высоте сечения, то будет более уместна функция трансформации $k_b(\epsilon_b, t)$. Общий вид трансформированной функции бетона деформаций в сжатой зоне при изгибе можно увидеть на рисунке 4.7.

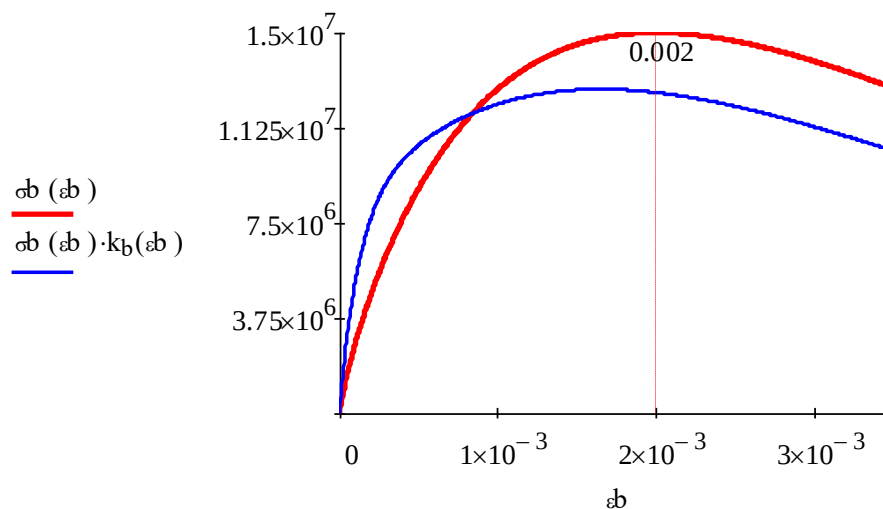


Рисунок 4.7 – Общий вид трансформированной функции бетона деформаций в сжатой зоне при изгибе

В практических расчетах уравнение (4.5) позволяет вычислить деформации в крайних сжатых волокнах бетона ϵ_c в любой момент времени, используя

эмпирическую зависимость высоты сжатой зоны бетона со временем, используемую Eurocod 2:

$$x_c = \frac{[(A_s \alpha_e + A_{s2}(\alpha_e - 1))^2 + 2b(A_s d \alpha_e + A_{s2} d_2(\alpha_e - 1))]^{0.5} - (A_s \alpha_e + A_{s2}(\alpha_e - 1))}{b}.$$

4.2 Моделирование влияния ползучести бетона с использованием ПК «Лира»

Рассмотрим, как влияет ползучесть на распределение напряжений в изгибаемом элементе.

Изгибаемый элемент моделировался в виде однопролетной свободно опертой балки. Размер сечения балки 220×120 мм. Среда моделирования – ПК «Лира». Бетон задавался с помощью четырехугольного физически нелинейного конечного элемента типа КЭ № 230. Принятый класс бетона В30.

Физическая нелинейность конечного элемента задана с помощью экспоненциального закона деформирования бетона № 21 (рисунок 4.8).

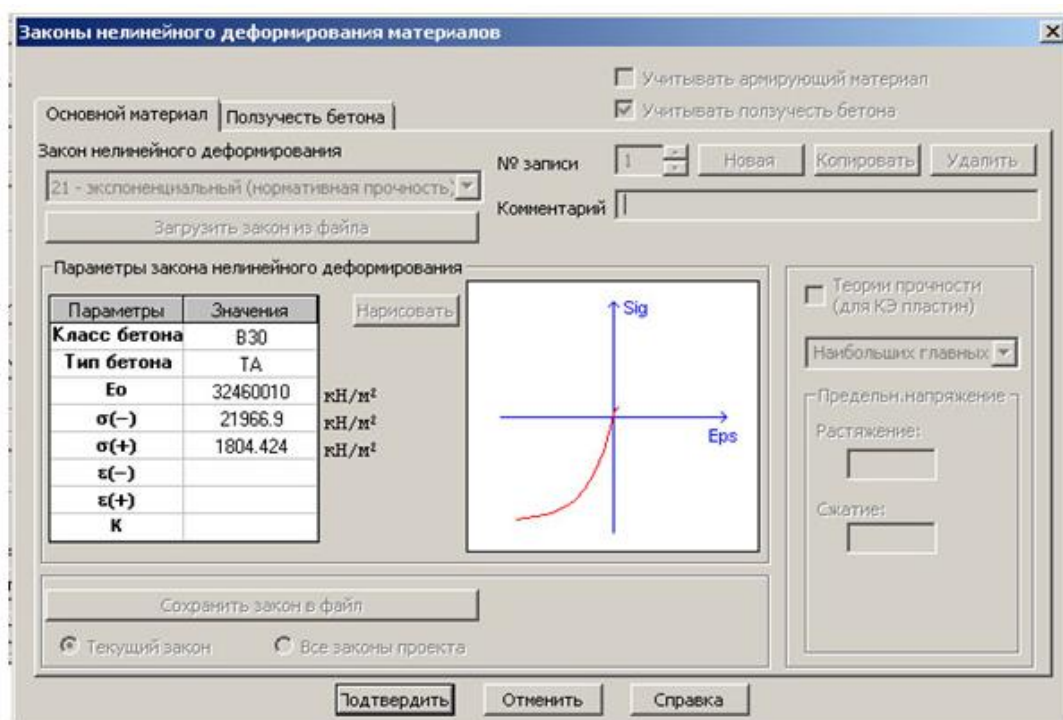


Рисунок 4.8 – Задание закона деформирования бетона в ПВ «Лира»

Ползучесть бетона задавалась степенной функцией по характеристикам Eurocod 2 (рисунок 4.9).

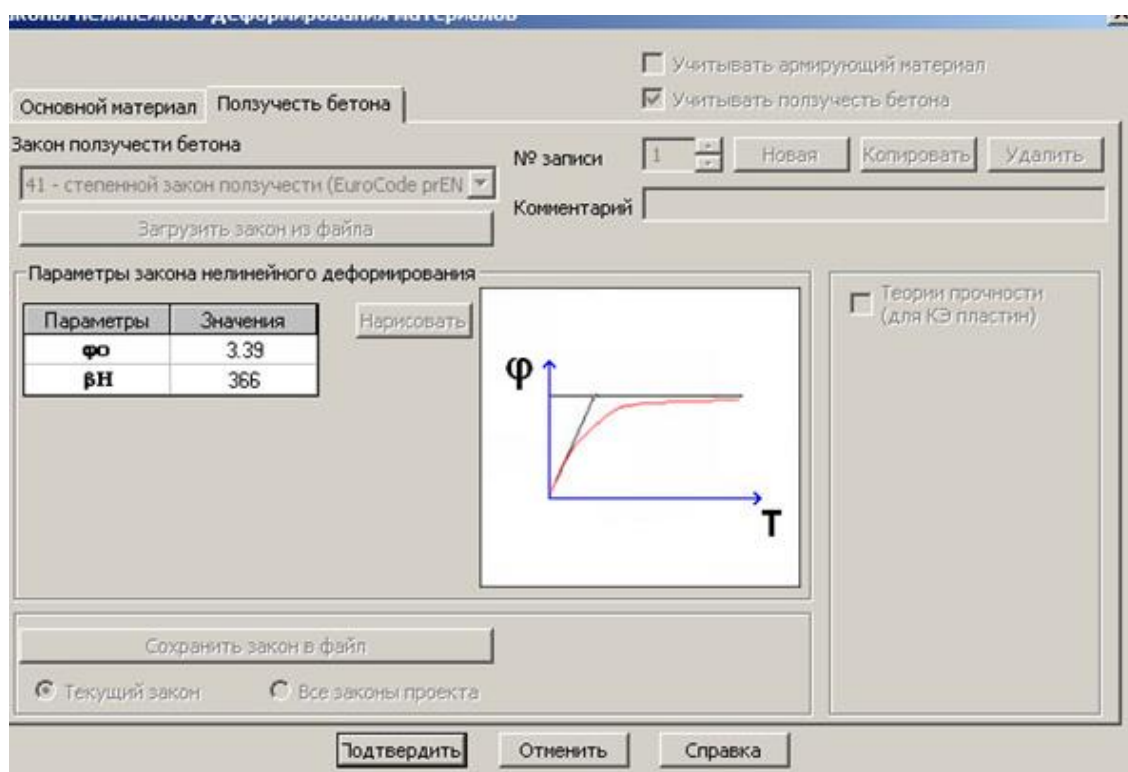


Рисунок 4.9 – Задание ползучести бетона в ПК «Лира»

Арматура моделировалась стержневыми элементами без учета нелинейности, что, с одной стороны, позволяет выявлять влияние именно пластических деформаций бетона, а, с другой стороны, не приводит к погрешности, так как образец не доводится до разрушения.

Моделирование контактной зоны арматуры и бетона представляет значительные трудности. Поэтому нами был предложен приближенный учет контактной зоны. Арматура в середине блока между трещинами имела полное сцепление в двух узлах, а по краям блока – сцепление отсутствовало. Такая модель показала практически полное совпадение с результатами эксперимента, где сцепление арматуры и бетона формировалось по всей длине специальной контактной зоной, что позволяло дополнительно учесть адгезию поверхностей элементов и влияние ребер арматуры. В указанном эксперименте контактная зона арматуры с бетоном образовывалась тремя тонкими (0,5 мм) слоями плоских

конечных элементов. Высота слоев соответствует высоте ребер арматурного стержня. Ширина слоев равна $\pi d_s/2$ – полупериметру соответствующего арматурного стержня с тем, чтобы получать касательные напряжения, соответствующие реальной поверхности контакта. Модель тела арматуры создана из прямоугольных конечных элементов № 21 размером 1910 мм так, чтобы поперечные размеры арматуры соответствовали размерам арматурных стержней диаметром 20 мм в соответствии с ГОСТ 34028-2016. Жесткостные характеристики и закон деформирования № 11 для арматуры приняты согласно классу арматуры.

Образование трещин моделировалось расшивкой узлов. Арматура в узлах в середине блока соединена с бетоном двумя узлами, что отражает анкеровку арматуры в середине бетонного блока между трещинами. По краям трещин анкеровка арматуры отсутствует. Расстояние между трещинами не рассчитывалось, т.к. на его значение влияет характеристика сцепления бетона и арматуры. Значение расстояния между трещинами принято из удобства моделирования 100 мм. Величина расстояния между трещинами находится в реальном диапазоне для элемента с принятым процентом армирования и существующими диаметрами арматуры.

Данный подход оправдывает себя тем, что такая модель позволяет без перестроения расчетной схемы изучать напряженно-деформированное состояние при разных процентах армирования.

Общий вид модели представлен на рисунке 4.10. На рисунке 4.11 выделены элементы для определения напряжений в элементах сжатой зоны бетона над трещиной. На рисунке 4.12 выделены конечные элементы в блоке между трещинами, по которым определялись напряжения в сжатой зоне бетона в середине блока. Рисунок 4.13 имеет выделенные узлы, по смещению которых определялись в процессе исследования деформации бетона, как деформации конечных элементов-пластин. Для удобства балка закреплена от горизонтальных перемещений по всем вертикальным узлам сечения посередине балки. Таким образом, узлы по левому краю элементов, выделенных на рисунке 4.11, имеют

нулевые смещения по горизонтальной оси (оси X). Тогда узлы, выделенные на рисунке 4.13, будут иметь смещение по оси X, равное деформации в бетоне.

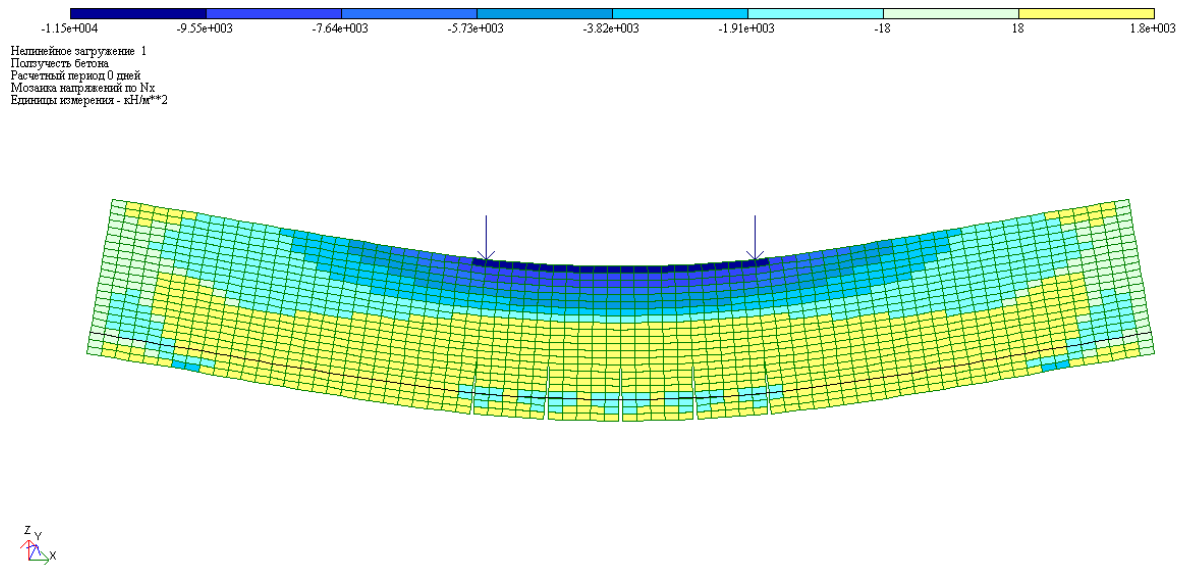


Рисунок 4.10 – Общий вид модели изгибаемой балки в ПК «Лира»

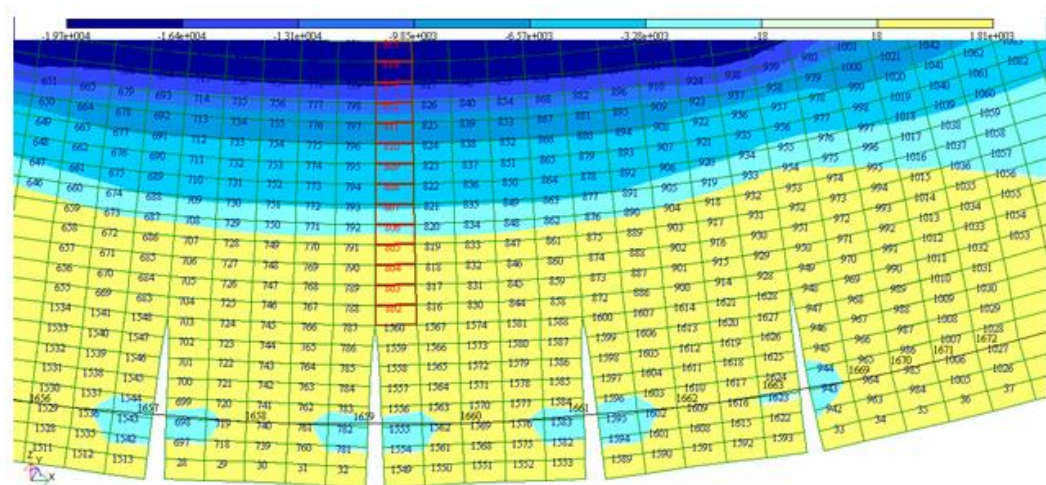


Рисунок 4.11 – Конечные элементы над трещиной

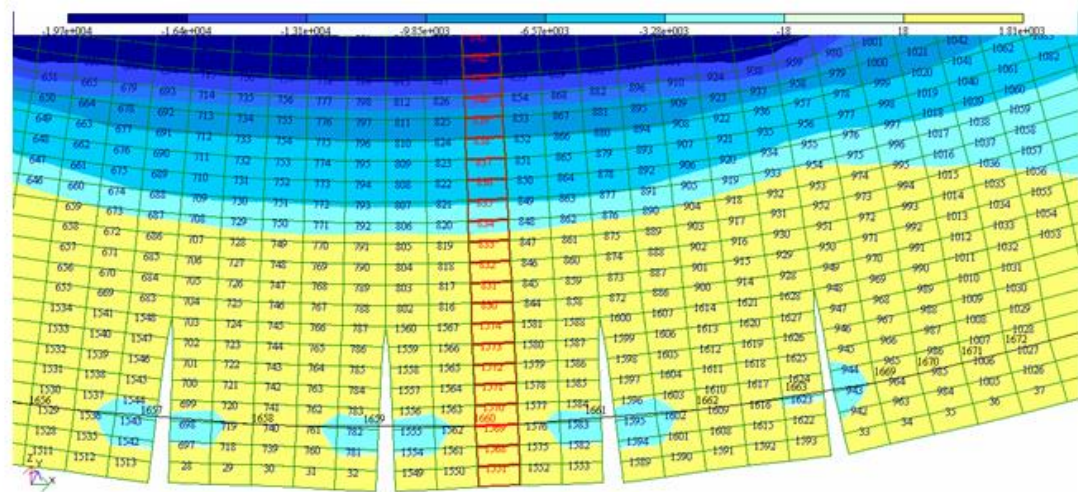


Рисунок 4.12 – Конечные элементы в блоке между трещинами

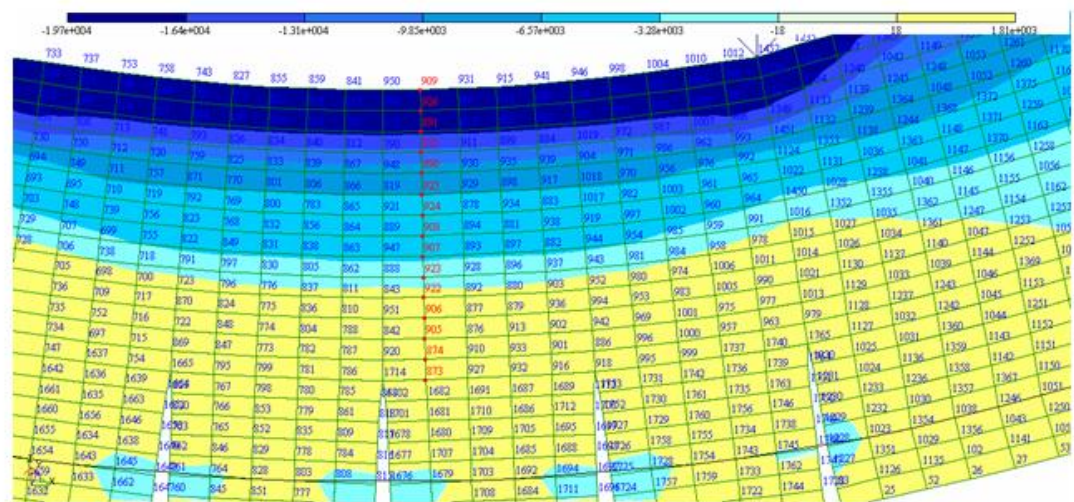


Рисунок 4.13 – Узлы для определения деформаций элементов

Значения деформаций в сжатой зоне бетона в сечении над трещиной представлены на рисунке 4.14. По вертикальной оси отложены деформации бетона в $\text{мм} \cdot 10^{-3}$. По горизонтальной оси – номера элементов. Пересечение графика деформаций с горизонтальной осью – точка, через которую проходит нейтральная ось. Из графика на рисунке 4.14 видно, что с течением времени (на графике отражены деформации при кратковременном нагружении, при нагружении длительностью одни сутки, 30 и 100 суток) нейтральная ось смещается.

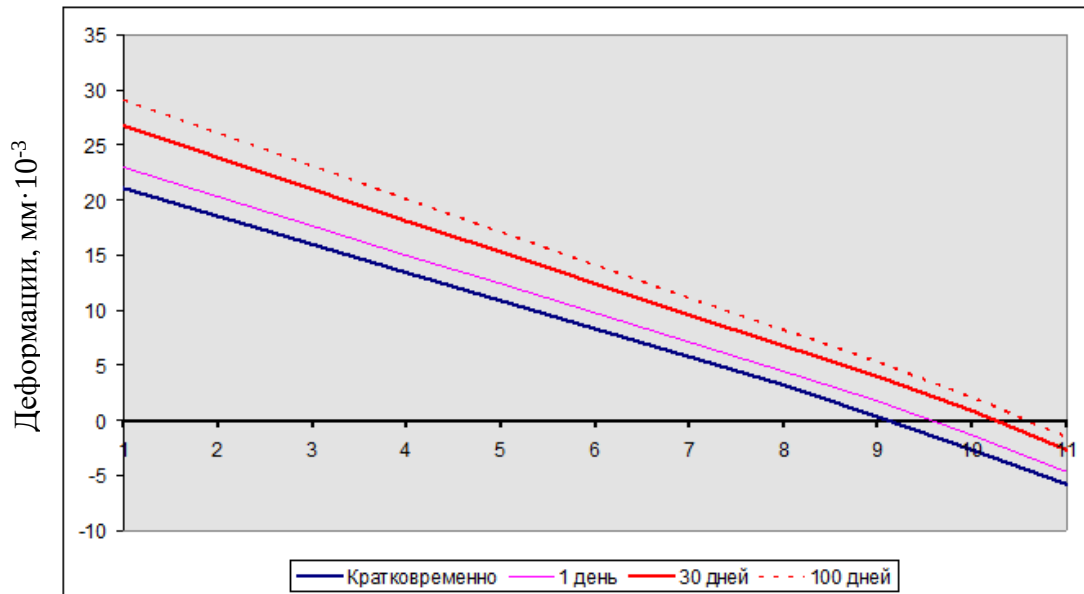


Рисунок 4.14 – Деформации бетона над трещиной с течением времени

Для элементов в сечении над трещиной (рисунок 4.11) построена кривая напряжений. Для кратковременного нагружения данная кривая отражена на рисунке 4.15. Процесс деформации кривой деформирования бетона при изгибе с течением времени представлен на рисунке 4.16.

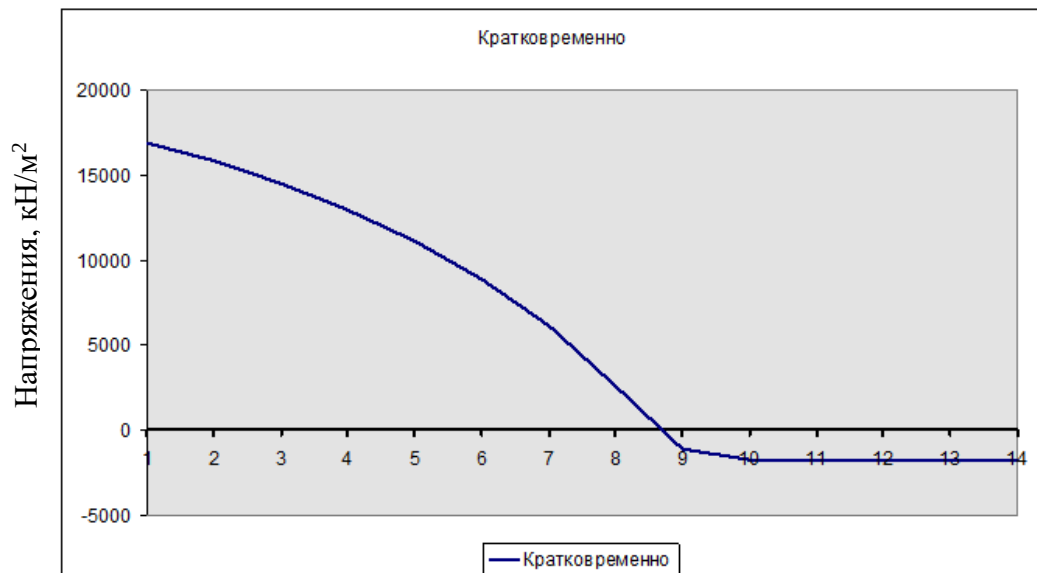


Рисунок 4.15 – Напряжения в бетоне по данным ПК «Ли́ра» при кратковременном нагружении

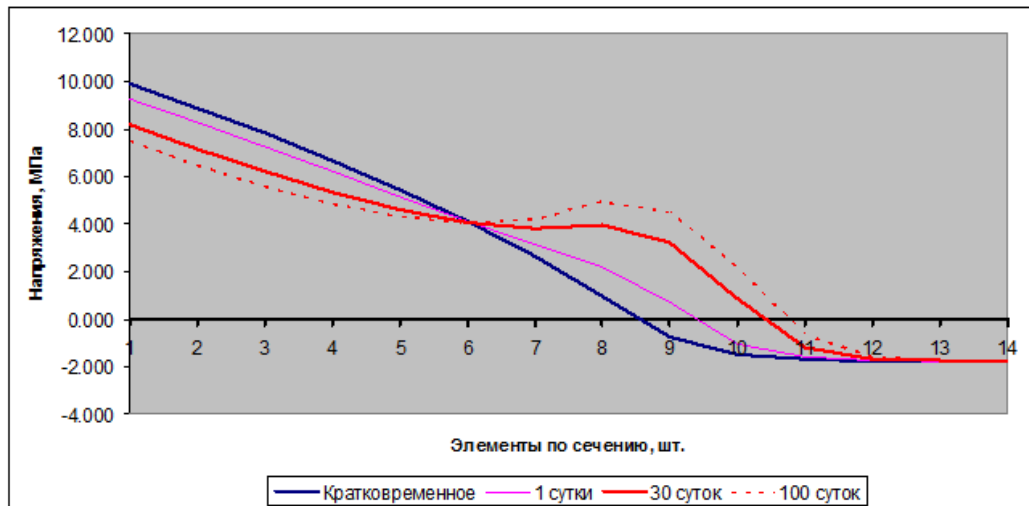


Рисунок 4.16 – Изменения напряжений в бетоне по данным ПК «Ли́ра» при длительном нагружении

Аналогичные графики изменений напряжений в бетоне с течением времени при изгибе в середине блока между трещинами представлены на рисунке 4.17.

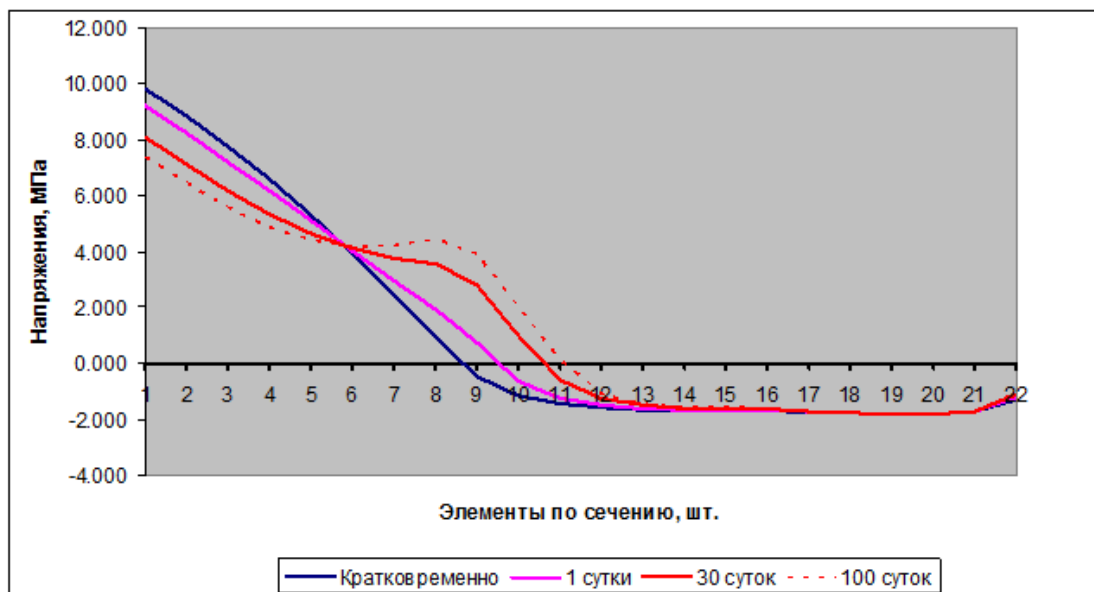


Рисунок 4.17 – Изменения напряжений в бетоне по данным ПК «Ли́ра» при длительном нагружении в середине блока между трещинами

Для подтверждения приведенного выше предположения о незначительности изменения величины изменения напряжений в растянутой арматуре изгибаемого элемента в исследуемой модели построен график напряжений, рисунок 4.18.

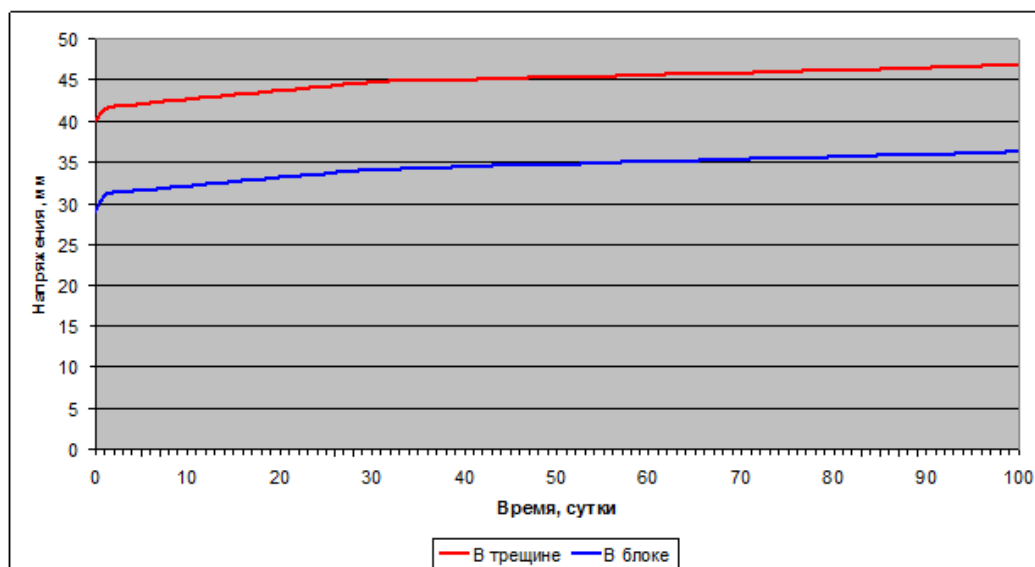


Рисунок 4.18 – Динамика изменения напряжений в арматуре с течением времени

Напряжения в растянутой арматуре в зоне, где потеряна анкеровка (в трещине) выше, чем в середине блока между трещинами. Связано это с тем, что в блоке между трещинами бетон работает на растяжение совместно с арматурой по всей высоте от нейтральной оси до края сечения. В сечении с трещиной на растяжения работает бетон только над устьем трещины.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 4

1. В процессе эксплуатации, под воздействием длительной нагрузки происходит перераспределение напряжений по высоте сечения, которое необходимо учитывать при определении кривизны изгибаемых железобетонных элементов.
2. Учет ползучести в изгибаемых железобетонных элементах необходимо производить с использованием коэффициента трансформации при переходе от деформаций ползучести бетона при сжатии.
3. Численный эксперимент подтвердил возможность применения допущений, принятых при разработке методики определения влияния ползучести

при длительном нагружении на распределение деформаций в сечении изгибаемого железобетонного элемента, и вычисления коэффициента трансформации.

5 РАСЧЕТ ПРОГИБОВ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ НЕЛИНЕЙНОСТИ ДЕФОРМИРОВАНИЯ БЕТОНА

Произведя расчет несущей способности изгибаемого железобетонного элемента на основе выражения (2.3), в третьей главе установлено напряженно-деформированное состояние сечения и, соответственно, может быть вычислена кривизна элемента в этом сечении. С течением времени от эффекта ползучести бетона напряженно-деформированное состояние сечения трансформируется, как описано в четвертой главе, и кривизна увеличится.

5.1 Применение деформационной модели для расчета по второй группе предельных состояний

Особенно сложным является вопрос определения прогибов железобетонных конструкций, эксплуатируемых длительное время. В правилах обследования зданий и сооружений [181] в основном определяются правила определения прочности материалов и несущей способности конструкции. Более определенно устанавливаются правила и методики определения состояния конструкций сооружения после огневого воздействия [181]. В этом нормативном документе идет разделение кривизны от обычной нагрузки по СП 63.13330.2018 [180] и дополнительно от температурного воздействия, когда модуль деформаций $E_{bt} = E_b \cdot \beta_2$. Но в этом случае не учитывается, что при температуре более 300 °С модуль деформаций бетона снижается практически в два раза и применение модели деформирования, рекомендуемой в [180], приведет к неточным результатам. Кроме того, указанная методика не учитывает особенности деформационных свойств бетона [87].

Как было показано выше, существует множество различных деформационных моделей, определяющих зависимости деформирования сжатого и растянутого бетона и арматуры от нагрузки, описанных в отечественных и зарубежных научных работах и нормативных документах. Однако, их использование для расчета прогиба, так же, как и при определении напряженно-деформированного состояния, может привести к неверным расчетным результатам, если они применяются для бетонов с нарушенным соответствием между прочностью и начальным модулем деформации.

Рассмотренная выше экспоненциальная деформационная модель (2.3) может служить основой для определения индивидуальной модели реальной конструкции. Выражение (2.3) представлено одним уравнением, в котором переменной величиной являются относительные деформации, что значительно упрощает ее использование во многих практических расчетах.

Рассмотрим определение прогибов конструкций на основе предложенной модели деформирования (2.3).

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_m по длине балки используем выражение:

$$\sigma_m = \sigma_{max} \cdot \psi_s ,$$

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

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

M_f – действующий момент при расчете прогибов.

4) в случае необходимости учета кривизна 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.

5.2 Методика расчета прогибов на основе разработанной модели с учетом нелинейности деформирования бетона

Для расчета прогибов создается математическая модель сопротивления сечения балки изгибающему моменту в соответствии с алгоритмом, приведенным в главе 3. Это позволит определить напряженно-деформированное состояние элемента и вычислить высоту сжатой зоны на любом этапе загрузки.

Установим зависимость изгибающего момента и относительных деформаций в бетоне по описанному ранее алгоритму:

- высоты сжатой зоны из тождества уравнений (3.7) и (3.8), а функцию высоты сжатой зоны $L(\epsilon_b)$ по алгоритму (3.9);
- равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона $Db(\epsilon_b)$ по выражению (3.7);
- усилия в растянутой арматуре $N_s(\epsilon_b)$ по выражению (3.8);
- плечи пары сил $Z(\epsilon_b)$ между $Db(\epsilon_b)$ и $N_s(\epsilon_b)$ по выражению (3.6);
- зная зависимости $Z(\epsilon_b)$ и $Db(\epsilon_b)$ по выражению (3.10), получим искомую функцию для изгибающего момента $M(\epsilon_b)$.

Установив зависимость между величиной изгибающего момента и относительными деформациями в бетоне, определяем напряженное состояние элемента при расчетной нагрузке.

Для определения средних напряжений в арматуре необходимо установить величину момента трещинообразования M_{crc} .

Исходя из расчетной схемы изгибаемого элемента, представленной на рисунке 3.11, значение относительных деформаций крайних растянутых волокон бетона ε_{br} соответствуют определённым относительным деформациям крайних сжатых волокон бетона ε_b . Их взаимосвязь из подобия треугольников определяется следующим образом:

$$\frac{\varepsilon_b}{L(\varepsilon_b)} = \frac{\varepsilon_{br}}{H - L(\varepsilon_b)},$$

где ε_{br} – относительные деформации крайних растянутых волокон бетона.

Отсюда величина ε_b , соответствующая относительным деформациям бетона на нижней растянутой грани бетона ε_{br} , равна:

$$\varepsilon_b = \frac{L(\varepsilon_b)}{H - L(\varepsilon_b)} \cdot \varepsilon_{br}. \quad (5.1)$$

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} .

Таким образом:

$$M_{crc} = M \left(\frac{L(\varepsilon_b)}{H - L(\varepsilon_b)} \cdot \varepsilon_{bt2} \right), \quad (5.2)$$

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

Расчет прогиба производим от продолжительного действия нагрузок. От постоянной нагрузки в сечении возникает изгибающий момент, значение которого соответствует M_f .

Приравняв выражение (3.10) к M_f , и решив относительно переменной ε_b , получаем величину относительных деформаций ε_b в крайних сжатых волокнах бетона:

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

Далее для полученной величины относительных деформаций ε_b крайних сжатых волокон бетона определяем высоту сжатой зоны.

Исходя из расчетной схемы на рисунке 3.11, кривизна балки при кратковременной нагрузке в сечении с трещиной составит:

$$\frac{1}{r_k} = \frac{\varepsilon_b}{L(\varepsilon_b)}. \quad (5.3)$$

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

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

Из подобия треугольников (рисунок 3.11) перейдем от деформаций в растянутой арматуре к деформациям в сжатом бетоне. Тогда средняя кривизна сечения балки от кратковременной нагрузки составит:

$$\frac{1}{r_k} = \frac{\varepsilon_b \cdot \psi_s}{L(\varepsilon_b)}, \quad (5.4)$$

Учитывая, что рассматривается конструкция после длительной эксплуатации, в которой деформации ползучести в основном реализовались, учета кривизны от деформаций ползучести не требуется. Прогиб изгибаемого элемента производится на основании выражения (5.7), как показано ниже.

Однако при необходимости расчета с учетом деформаций ползучести, при ее наличии, когда от длительного действия нагрузки возникают деформации ползучести, которые в свою очередь приводят к дополнительному прогибу, расчет можно выполнить по следующему алгоритму.

Определим напряжения в бетоне, исходя из выражения (2.3) для $\sigma_b(\varepsilon_b)$.

Согласно выражению (4.6), деформации ползучести в бетоне при напряжениях $\sigma(\varepsilon)$ составят:

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

где $C(t, t_0)$ – функция меры ползучести по выражению (4.2);

t – срок действия напряжений;

t_0 – возраст бетона в момент начала действия напряжений.

Учитывая, что в изгибаемом элементе величина напряжений непостоянна по высоте сечения, деформации ползучести необходимо скорректировать. Подробно необходимость трансформации от сжатия к изгибу описана в главе 4.

Для учета этого эффекта при переходе от сжатия к изгибу используем коэффициент трансформации из выражения (4.3):

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{bc} \cdot k_b,$$

где ε_{bc} – величина относительных деформаций бетона при сжатии;

ε_c – величина относительных деформаций бетона при изгибе;

k_b – коэффициент трансформации.

Кривизна от деформаций бетона, связанных с ползучестью:

$$\frac{1}{r_p} = \frac{\varepsilon_p}{h_0}. \quad (5.5)$$

Общая кривизна сечения:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_k} + \frac{1}{r_p}. \quad (5.6)$$

Прогиб железобетонного элемента, обусловленный деформацией изгиба, определяется по формуле [157]:

$$f = \int_0^l \frac{1}{r}(x) \cdot M1(x) dx, \quad (5.7)$$

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.

Проиллюстрируем изложенную методику на примере № 45 из [157], где произведен расчет прогиба железобетонной плиты перекрытия прямоугольного сечения размерами $h = 200$ мм, $b = 1000$ мм, $h_0 = 173$ мм, пролет 5,6 м. На плиту действует полная равномерно распределенная нагрузка $q = 7,5$ кН/м, в том числе ее часть от постоянных и длительных нагрузок $q = 6,5$ кН/м. Бетон класса В15, $R_b = 11$ МПа, $E_b = 24\,000$ МПа, $\rho = 2 \cdot 10^{-3}$, $\varepsilon_{bt2} = 0,00027$.

В процессе расчета по прочности на основании предложенного алгоритма установлено, что при относительных деформациях крайних сжатых волокон бетона $\varepsilon_b = 0,0008462$ растянутая арматура достигает предела текучести.

Максимальная величина момента достигается при относительных деформациях в бетоне $\varepsilon_b = 0,0028$ (что меньше предельных $\varepsilon_{bmax} = 0,0035$) и составляет $M(0,0028) = 48,77$ кН·м. Расхождение с полученной по СП 63.13330.2018 несущей способностью составляет 0,37 %.

В примере [157] расчет прогибов осуществляется по кривизне, определяемой в результате подсчета жесткости изгибаемого элемента по формуле:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{B}. \quad (5.8)$$

Момент в середине пролета от постоянных и длительных нагрузок:

$$M_f = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6,5 \cdot 5,6^2}{8} = 25,48 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Выполненный в [157] расчет показывает, что прогиб плиты по упрощенному вычислению составит $f_1=32,6$ мм, а с уточнением $f_2=27,6$ мм.

Недостаток методики расчета, приведенной в СП 63.133302.2018, заключается в том, что:

- рассматривается только конструкции из бетона, характеристики которого укладываются в нормативную связь модуль упругости – прочность, и не могут распространяться на иные бетоны (изменяющие свои свойства при длительной эксплуатации сооружения; при воздействии на конструкцию высокой температуры; полимербетоны; бетоны, обработанные давлением; и др.).
- для определения минимальной жесткости используются эмпирические формулы, основанные на аппроксимации и усреднении результатов экспериментальных данных, ориентированных исключительно на определение прогибов по 2-й группе предельных состояний, без возможности рассмотрения на всем диапазоне работы конструкции – от начала загрузки, до разрушения.

Выполняя расчет по предлагаемой методике, используем полученную зависимость (3.10) момента и относительных деформаций сжатой зоны – определяем, что при расчетном моменте $M_f=25,48$ кН·м, значение относительных деформаций сжатой зоны $\varepsilon_b=0,0003625$.

Высота сжатой зоны при этой относительной деформации составит 44,11 мм. Кривизна в сечении с трещиной при расчетной кратковременной нагрузке, согласно формуле (5.3), составит:

$$\frac{1}{r_k} = \frac{0,0003625}{44,11} = 8,218 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Учитывая, что кривизна плиты в сечении между трещинами меньше кривизны блока между трещинами, усредним значения кривизны, используя усреднение напряжений в арматуре по предложению Мурашева [134]. Для этого вычисляем величину момента, при котором образуются трещины. Зная предельное значение деформаций бетона растяжению, по формуле (5.2) определяем M_{crc} :

$$M_{crc} = M \left(\frac{L(\varepsilon_b)}{H - L(\varepsilon_b)} \cdot \varepsilon_{bt2} \right) = 7,119 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

тогда:

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M_f} = 0,776.$$

Из подобия треугольников на расчетной схеме (рисунок 5.1) перейдем от деформаций в растянутой арматуре к деформациям в сжатом бетоне. Тогда средняя кривизна сечения балки от кратковременной нагрузки составит:

$$\frac{1}{r_k} = \frac{\varepsilon_b \cdot \psi_s}{L(\varepsilon_b)} = 6,381 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Учитывая, что в данном примере [157] рассматривается новая конструкция, определим величину нарастания кривизны от эффекта ползучести бетона. Напряжения в бетоне на основе предложенной модели (2.3) при относительных деформациях $\varepsilon_b=0,0003625$ от расчетного момента M_f составят:

$$\sigma(\varepsilon_b) = 5,958 \text{ МПа.}$$

Согласно приведенным выкладкам в главе 4 с учетом коэффициента трансформации от сжатия к изгибу $k_b = 0,72$, величина относительных деформаций бетона при действии напряжений 5,958 МПа составит $\varepsilon_p = 4,206 \cdot 10^{-4}$.

Тогда кривизна, вызванная деформациями ползучести, согласно выражению (5.5), составит:

$$\frac{1}{r_p} = \frac{\varepsilon_p}{h_0} = 2,431 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Полная кривизна сечения в зоне максимального момента в соответствии с выражением (5.6) составит:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_k} + \frac{1}{r_p} = 6,381 \cdot 10^{-6} + 2,431 \cdot 10^{-6} = 8,812 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Максимальная кривизна, полученная в расчете [157], составляет:

$$\frac{1}{r_{\max}} = 9,99 \cdot 10^{-6} \frac{1}{\text{мм}}.$$

Таким образом, расхождение в значениях максимальной кривизны между расчетом по [157] и по предложенной методике составляет 11 %:

$$\frac{9,99 - 8,812}{9,99} 100\% = 11 \%.$$

Далее вычисляем прогиб по выражению (5.7). Для этого необходимо задать функцию, описывающую эпюру кривизны по пролету плиты.

В нашем случае сечение плиты имеет одинаковую жесткость по всей длине. Учитывая, что кривизна связана с изгибающим моментом соотношением (5.8), можно предположить, что форма эпюры кривизны полностью повторяет эпюру изгибающего момента. Из графика изгибающего момента и кривизны, видно их

линейную зависимость (рисунок 5.1) до начала текучести арматуры ($M = 47,08$ кНм).

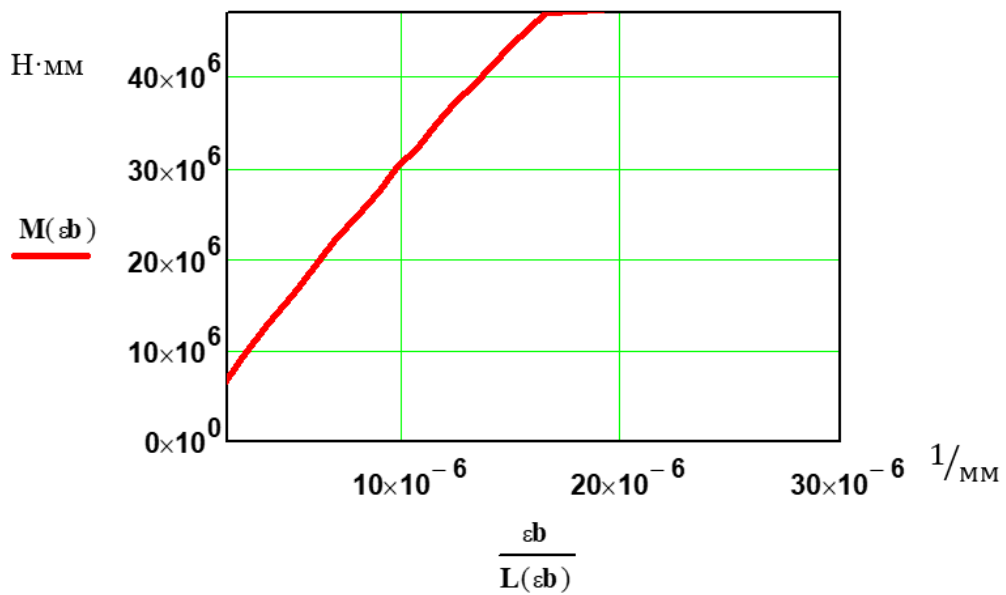


Рисунок 5.1 – График зависимости изгибающего момента $M(\epsilon_b)$ и кривизны $\frac{1}{r_k}$ при кратковременном нагружении

По аналогии с изгибающим моментом от равномерно распределенной нагрузки:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}.$$

Представим кривизну балки в середине пролета:

$$\frac{1}{r} = \frac{R \cdot l^2}{8}.$$

Тогда:

$$R = \frac{1}{r} \cdot \frac{8}{l^2}.$$

Функцию кривизны по сечению выразим в виде:

$$\frac{1}{r}(x) = R \frac{x}{2} \cdot l - R \frac{x}{2} \cdot x.$$

Проинтегрировав по длине пролета $l = 5600$ мм, получим:

$$f = \int_0^{5600} \left(R \frac{x}{2} \cdot l - R \frac{x}{2} \cdot x \right) \cdot M1(x) dx = 36,846 \text{ мм.}$$

5.3 Результаты экспериментальных исследований прогибов

Экспериментальные исследования по изучению прогибов железобетонных конструкций проводились в СамГТУ (СГАСУ) в 2002–2012 гг.

Для определения напряженного состояния в блоках с трещиной Д.А. Панфилов использовал деформационную модель, предложенную автором, – (2.3). В блоках между трещинами были использованы собственные предложения Д.А. Панфилова так же, как и предложения по виду формы кривизны в изгибаемой конструкции по длине. Результаты совместных с В.Г. Мурашкиным исследований были опубликованы в [130].

В опытах с Д.А. Панфиловым на железобетонных балках с размерами $1600 \times 220 \times 60$ мм загрузку образцов осуществлялось на гидравлическом прессе ГРМ-1 (рисунок 5.2) [110; 143].

Измерение деформирования балки осуществлялось индикаторами часового типа (рисунок 5.3). Конструкции опытных образцов представлены на рисунке 5.4.



Рисунок 5.2 – Гидравлический пресс ГРМ1 с установленной балкой для испытания

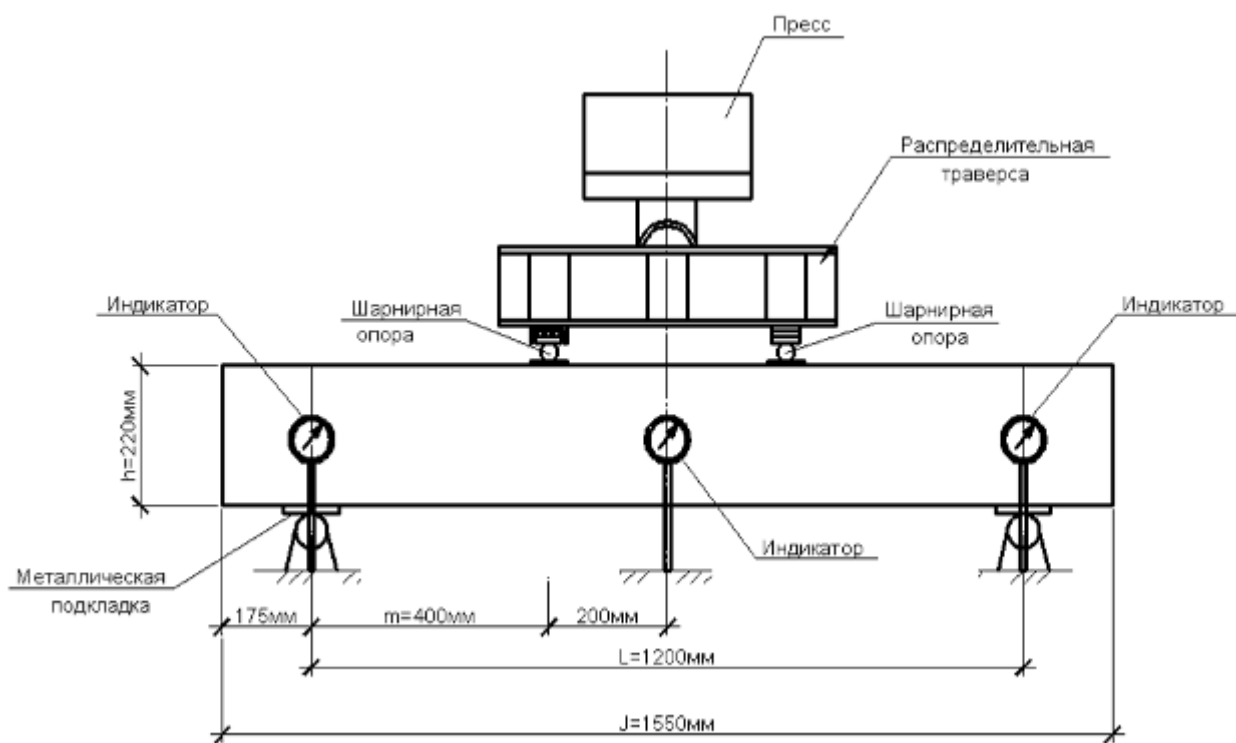
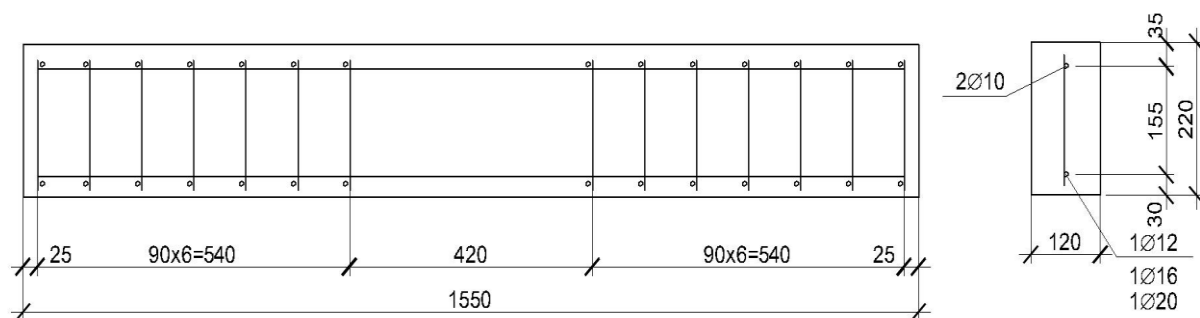


Рисунок 5.3 – Схема установки для проведения эксперимента

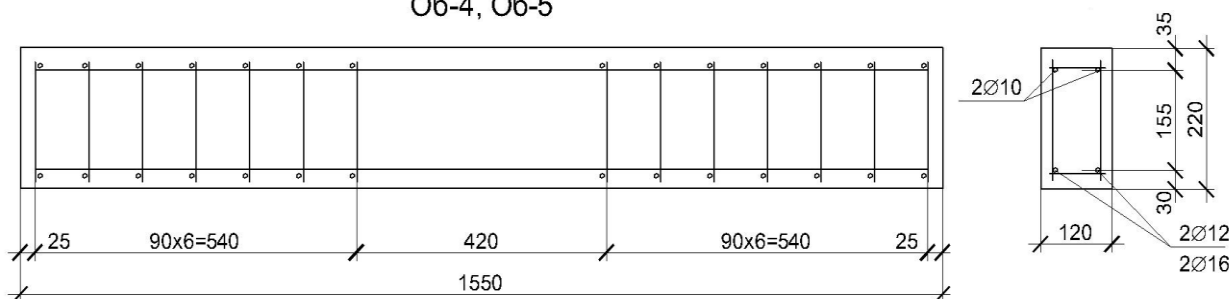
а)

О6-1, О6-2, О6-3



б)

О6-4, О6-5



в)

О6-6

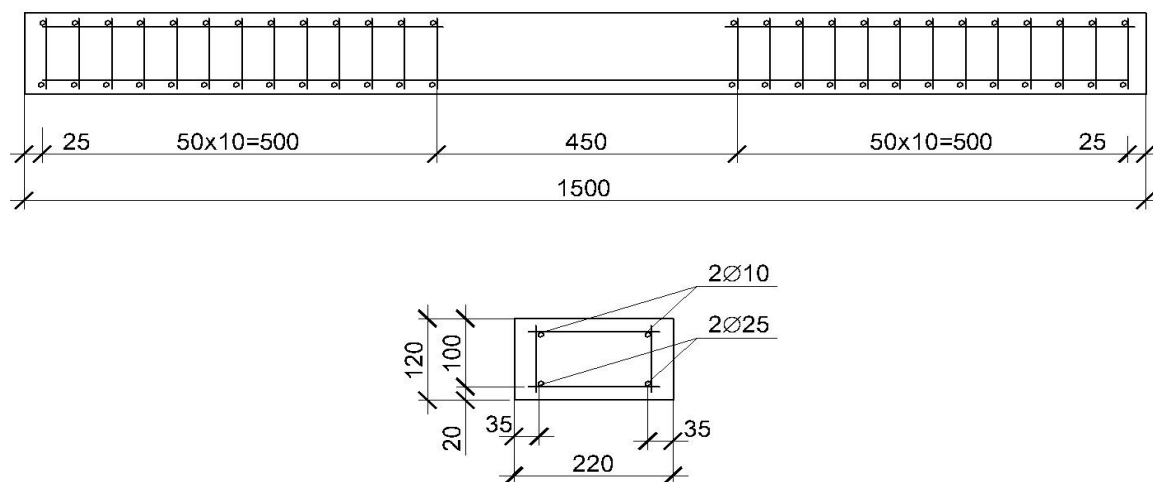


Рисунок 5.4 – Конструкция опытных образцов серий О61-О66

Результаты испытания контрольных кубов приведены в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Результаты испытания контрольных кубов

Серия	Средняя прочность кубов, МПа
Об-1	25,95
Об-2, Об-3	31,92
Об-4, Об-5, Об-6	89,88

Результаты испытания образцов арматуры приведены в таблице 5.2.

Таблица 5.2 – Результаты испытания арматуры

Диаметр - класс	Предел текучести σ_t , МПа	Предел прочности σ_R , МПа	Относительная деформация при σ_t
10 - A400	356,2	724,4	0,00242
16 – A400	348,2	681,4	0,00197
25 – A400	387,05	685,00	0,00232
12 - A500	495,4	648,6	0,0037
16 - A500	440,8	590,00	0,00249
20 - A500	477,00	542,00	0,00236

Результаты экспериментальных исследований прогибов [110; 143] приведены в таблице 5.3.

Таблица 5.3 – 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	-6,9	-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	-8,5	-5,3

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

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 5

1. Предложенная методика позволяет выполнить расчет кривизны и прогиба изгибаемых железобетонных элементов на основе модели деформирования (2.3) для бетонов после длительного срока эксплуатации.
2. Учет коэффициента трансформации позволяет определить кривизну изгибаемых железобетонных элементов от деформаций ползучести.
3. Сопоставление расчета по предложенной методике выполнено на примере из пособия к СП 63.13330.2012, расхождение значения максимальной кривизны составило 11 %.
4. Проведенные экспериментальные исследования в СамГТУ (СГАСУ) с участием автора показали удовлетворительную сходимость результатов эксперимента с расчетом с применением разработанной в диссертации деформационной модели.

6 ОСТАТОЧНЫЙ РЕСУРС БЕЗОПАСНОЙ ЭКСПЛУАТАЦИИ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО РЕЗЕРВУАРА

При обследовании железобетонных конструкций, в соответствии с нормативными требованиями независимо от используемой методологии обследования [45; 58; 115; 128; 162; 171; 172; 181; 195], почти всегда основным вопросом является остаточный ресурс или срок безопасной дальнейшей эксплуатации конструкций.

В главе предложена методика решения этой задачи на примере определения остаточного ресурса безопасной эксплуатации плит покрытия резервуаров нефтепровода «Дружба».

6.1 Учет изменения прочности бетона при проектировании железобетонных конструкций и их обследовании

Наращение прочности бетона продолжается и после 28 суток [50]. Впервые в 1956 году в СССР было разрешено для гидротехнического строительства принимать в качестве срока для определения расчетной прочности бетона не 28, а 180 суток, и это условие вошло в ВСН-05-64 [36].

СП 63.13330.2018 разрешает принимать в качестве расчетной прочность бетона, отличную от 28-суточного возраста, на основе реальных данных.

В ФРГ, США и некоторых других странах организован контроль качества поставляемого бетона на строительную площадку и условий выполнения технологических приемов его укладки. Для этого в ФРГ организованы на площадке независимые от поставщиков бетона и строителей экспертные лаборатории, куда производители бетонной смеси и фирмы «осуществляющие строительство» обязаны поставлять образцы бетона, где они хранятся и испытываются на 28-е и 180-е сутки. Такой контроль позволил включить в EuroCode рекомендации по

проектированию конструкций с учетом упрочнения бетона в зависимости от срока ввода в эксплуатацию объекта [211].

Чаще всего в зарубежной и отечественной литературе приводится логарифмическая зависимость упрочнения бетона от времени:

$$R(t) = R_{28} \cdot \frac{\log(t)}{\log(28)}, \quad (6.1)$$

где $R(t)$ – прочность бетона на сжатие в МПа в возрасте t (в сутках);

R_{28} – прочность бетона на сжатие в МПа в возрасте 28 суток;

$\log(t)$ – десятичный логарифм, где t возраст бетона в сутках.

В работе [10] приводится уточнение зависимости (6.1) с добавлением корректирующего значения прочности бетона в недельном возрасте $R(k)$:

$$R_{\text{Bag}}(t) = R(k) + (R_{28} - R(k)) \cdot \frac{\log(t) - \log(k)}{\log(28) - \log(k)}, \quad (6.2)$$

где $R(k)$ – прочность бетона в недельном возрасте.

Используя кроме прочности R_{28} прочность $R(k)$, которая предусматривала прочность бетона на сжатие при сроке $k=7$ или $k=14$ суток, авторам [10], удалось скорректировать формулу (6.1) практически для любого вида цемента, но в пределах твердения бетона от одного до двух лет. Для большего срока зависимость (6.2) так же, как и выражение (6.1), дает существенно завышенные результаты (рисунок 6.1). Например, при $t=30$ годам по выражению (6.1) прочность бетона достигает 83,8 МПа, а по выражению (6.2) прочность бетона достигает 72,6 МПа, что для обычного бетона не соответствует экспериментальным данным. При проведении обследования железобетонных резервуаров, изготовленных из бетона М300, через 30 лет прочность бетона достигла 58 МПа [126], т.е. значительно меньше того, что показывают выражения (6.1) и (6.2).

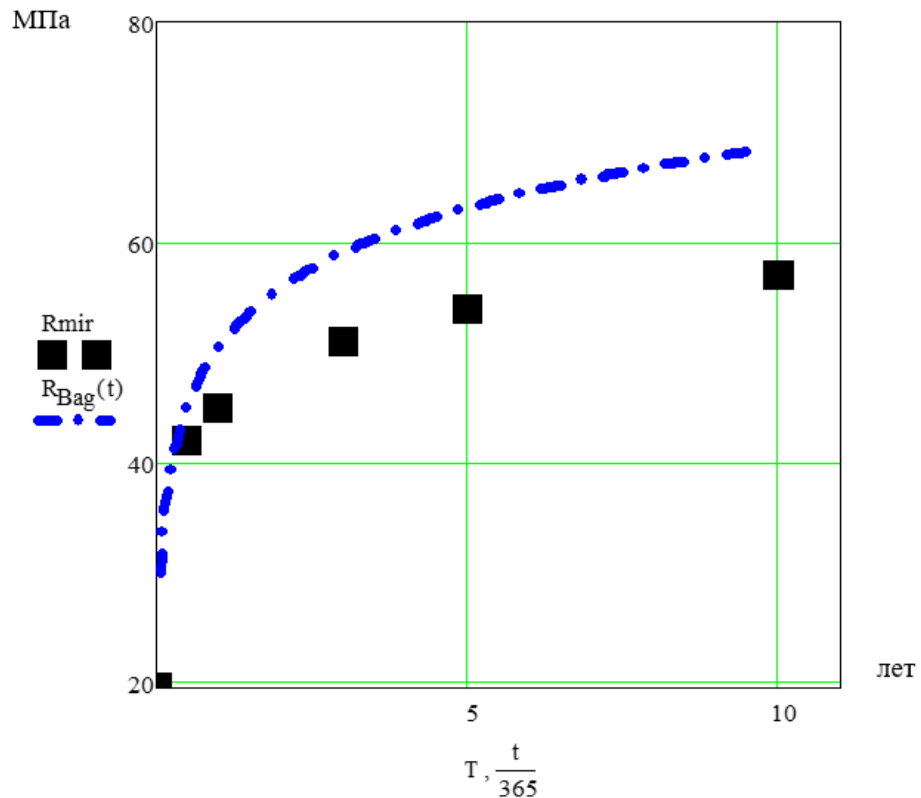


Рисунок 6.1 – Нарастание прочности бетона ($R(28)=30$ МПа, $R(k)=19$ МПа) по выражению (6.2) – R_{Bag} и данным С.А. Миронова – ■

Для оценки изменения прочности бетона вводится понятие коэффициента упрочнения [36], представляющего собой отношение текущей прочности к прочности на 28-е сутки твердения.

По данным [36] средние значения коэффициента упрочнения представлены в таблице 6.1.

Таблица 6.1 – Средние значения коэффициента упрочнения

Вид цемента	Среднее значение коэффициента упрочнения бетона в возрасте			
	7 дней	28 дней	90 дней	180 дней
Алитовые портландцементы	0,7	1,0	1,175	1,35
Обычные портландцементы ¹	0,65	1,0	1,25	1,40
Белитовые портландцементы	0,6	1,0	1,35	1,525
Шлакопортландцементы с добавкой кислых шлаков	0,45	1,0	1,525	1,8
Шлакопортландцементы с добавкой основных шлаков	0,45	1,0	1,5	1,725
Пуцолановые портландцементы с добавкой туфа	0,55	1,0	1,6	1,725
Пуцолановые портландцемент с добавкой опоки	0,55	1,0	1,4	1,525

¹ включая портландцемент с умеренной экзотермией (ГОСТ 970–62)

Обширные исследования по нарастанию прочности бетона во времени при нормальных условиях на значительном периоде времени, которые позволили систематизировать данные, были проведены в НИИЖБ С.А. Мироновым [92; 93]. Усредненные коэффициенты нарастания прочности бетона на обычных портландцементов с В/Ц в диапазоне от 0,4 до 0,8 приведены в таблице 6.2.

Таблица 6.2 – Усредненные коэффициенты нарастания прочности бетона

Сутки	Коэффициент нарастания прочности	Годы	Коэффициент нарастания прочности
3	0,35	1	1,5
7	0,65	3–5	1,7–1,8
28	1	10	1,9
90	1,25	15–25	2–2,25
180	1,4		

На рисунке 6.1 в графическом виде представлено нарастание прочности бетона по данным С.А. Миронова [92; 93] и приведен график аппроксимации этих данных с помощью выражения (6.2).

В EuroCode [209] предусматривается возможность проведения прочностных расчетов железобетонных конструкций с учетом упрочнения бетона в период эксплуатации по выражению (6.3):

$$R_{Eur}(t) = R_{28} \cdot e^{s \cdot \left(1 - \frac{28}{t}\right)^{0,5}}, \quad (6.3)$$

где s – определяется в зависимости от марки цемента по прочности из таблицы 6.3.

Таблица 6.3 – Коэффициент S для выражения (6.3)

Марка цемента	32,5 N	42,5 N	52,5 N
S	0,38	0,25	0,2

В [209] выражение (6.3), предназначенное для расчета прочности конструкции, корректируется в зависимости от прочности бетона. Исходя из таблицы 6.3, наибольшее упрочнение получают бетоны на цементах низкой прочности 32,5N. Однако и для этих бетонов возможность принятого для расчета упрочнения бетона снижена в запас на 30 % по сравнению с фактическими результатами, полученными на экспериментальной основе разными исследователями.

6.2 Расчетная зависимость роста прочности бетона в процессе эксплуатации

Выражение (6.2) касается возможности использовать при проектировании конструкций из железобетона не расчетную прочность, получаемую на 28 сутки, а прочность бетона несколько большую, так как срок строительства монолитных зданий значительно больше. Однако, для определения остаточного ресурса, когда срок эксплуатации 20–30 и более лет, ни выражение (6.1), ни выражение (6.2) не подходят, так как дают завышенные результаты по сравнению с фактическими данными. По данным, приведенным в [135], нарастание прочности происходит в бетоне ощутимо до полутора–двух лет, а далее лишь на десятые или сотые доли процента. Экспериментально полученные данные, приведенные на рисунке (6.2), в ТНИСГЭИ П.П. Цулукидзе на сооружениях РиониГЭС показывают схожий результат [93].

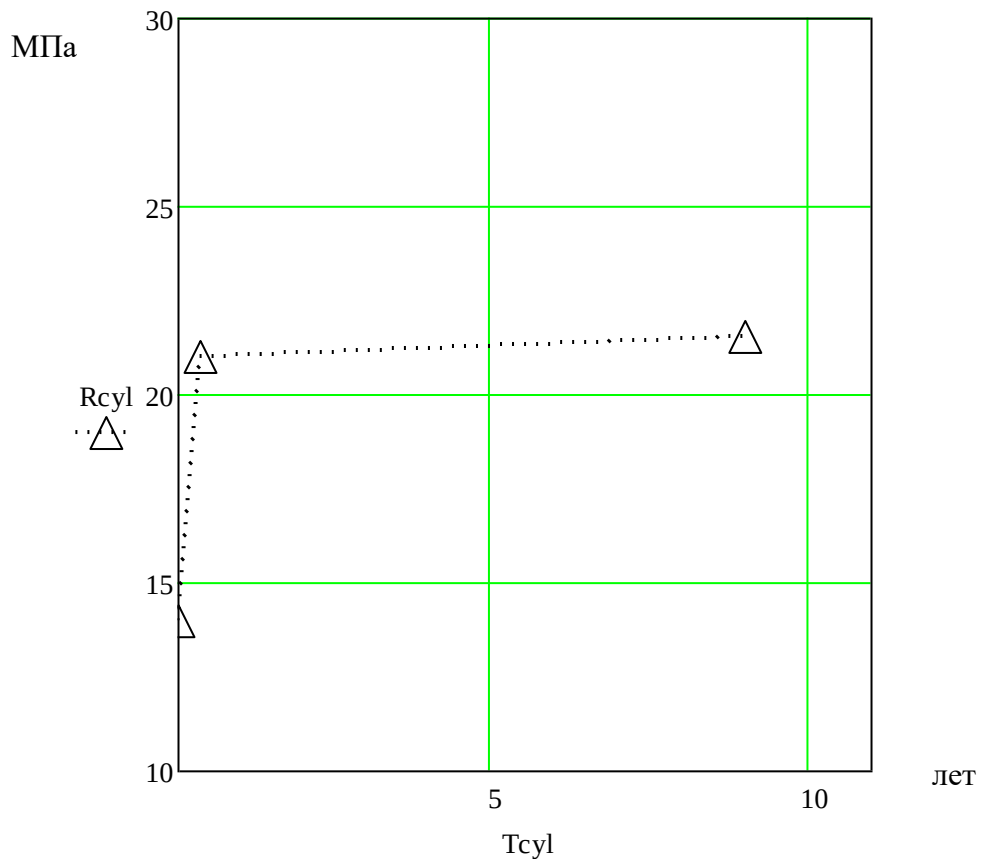


Рисунок 6.2 – Нарастание прочности бетона по данным П.П. Цилукидзе для бетона проектной прочности 14 МПа

Учитывая это, выражение, описывающее нарастание прочности бетона со временем, предлагается в виде:

$$a + b \cdot \frac{e^t - e^{-t}}{e^t + e^{-t}}. \quad (6.4)$$

В работе [126] используется выражение для определения повышения прочности бетона на основе коэффициента упрочнения бетона по формуле (6.4):

$$R_M(t) = \left(a + b \cdot \frac{e^{\frac{t}{365}} - e^{-\frac{t}{365}}}{e^{\frac{t}{365}} + e^{-\frac{t}{365}}} \right) \cdot R_{28}, \quad (6.5)$$

где a и b – коэффициенты, которые определяются на основе экспериментальных замеров и данных проектной прочности бетона, решив систему уравнений:

$$\begin{cases} R1 = (a + b \cdot \frac{e^{t1} - e^{-t1}}{e^{t1} + e^{-t1}}) \cdot R28, \\ R2 = (a + b \cdot \frac{e^{t2} - e^{-t2}}{e^{t2} + e^{-t2}}) \cdot R28, \end{cases}$$

где $R1$ – прочность бетона при испытаниях в момент времени $t1$;

$R2$ – прочность бетона при испытании в момент времени $t2$;

$t1$ – возраст бетона в момент времени $t1$ в годах;

$t2$ – возраст бетона на момент времени $t2$ в годах.

При этом, если известна проектная прочность бетона, то за $R1$ можно принять проектную прочность бетона на 28-е сутки $R28$, а $t1 = 28/365$.

Сравнение аналитической зависимости по выражению (6.5) с зависимостью (6.2), предложенной Ю.М. Баженовым [10], представлено на рисунке 6.3.

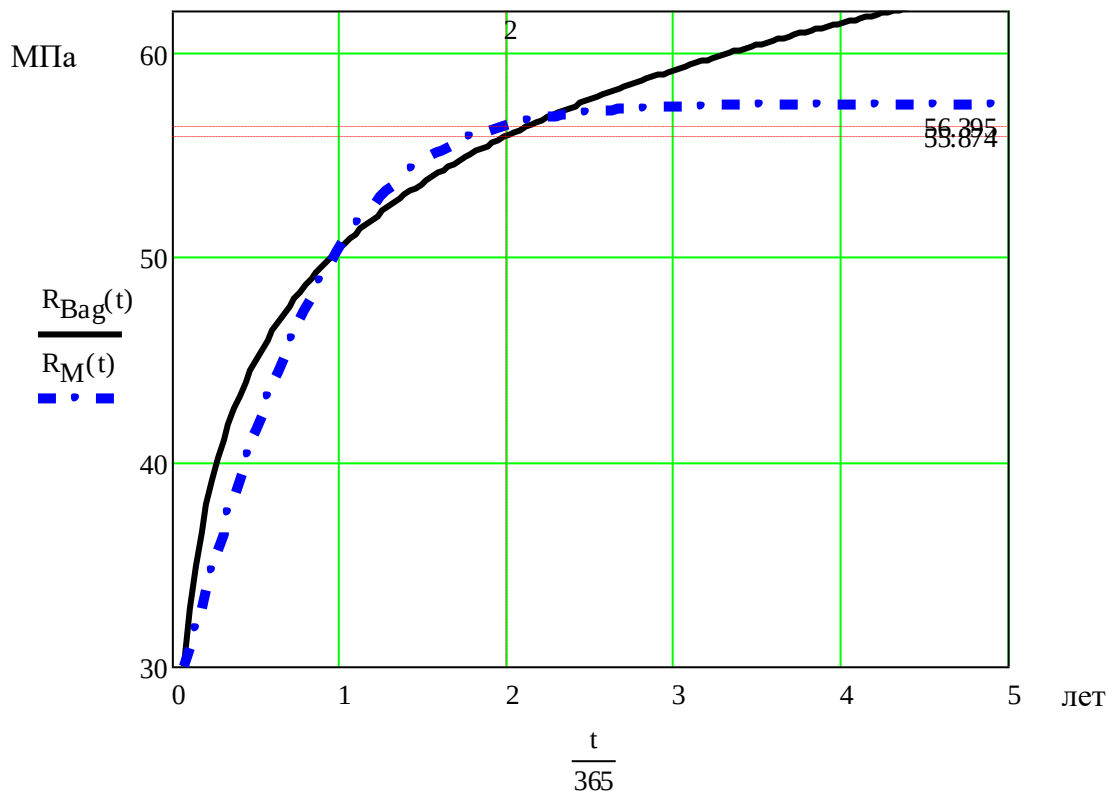


Рисунок 6.3 – Нарастание прочности бетона $R(28) = 30$ МПа, $R(k) = 19$ МПа:

R_M по выражению (6.5) и R_{Bag} по выражению (6.2)

Сравнение аналитической зависимости по выражению (6.5) на основе экспериментальных данных С.А. Миронова с этими данными, представлены на рисунке 6.4. На рисунке 6.5 показаны экспериментальные данные П.П. Цилукидзе и кривая на основе этих данных по выражению (6.5).

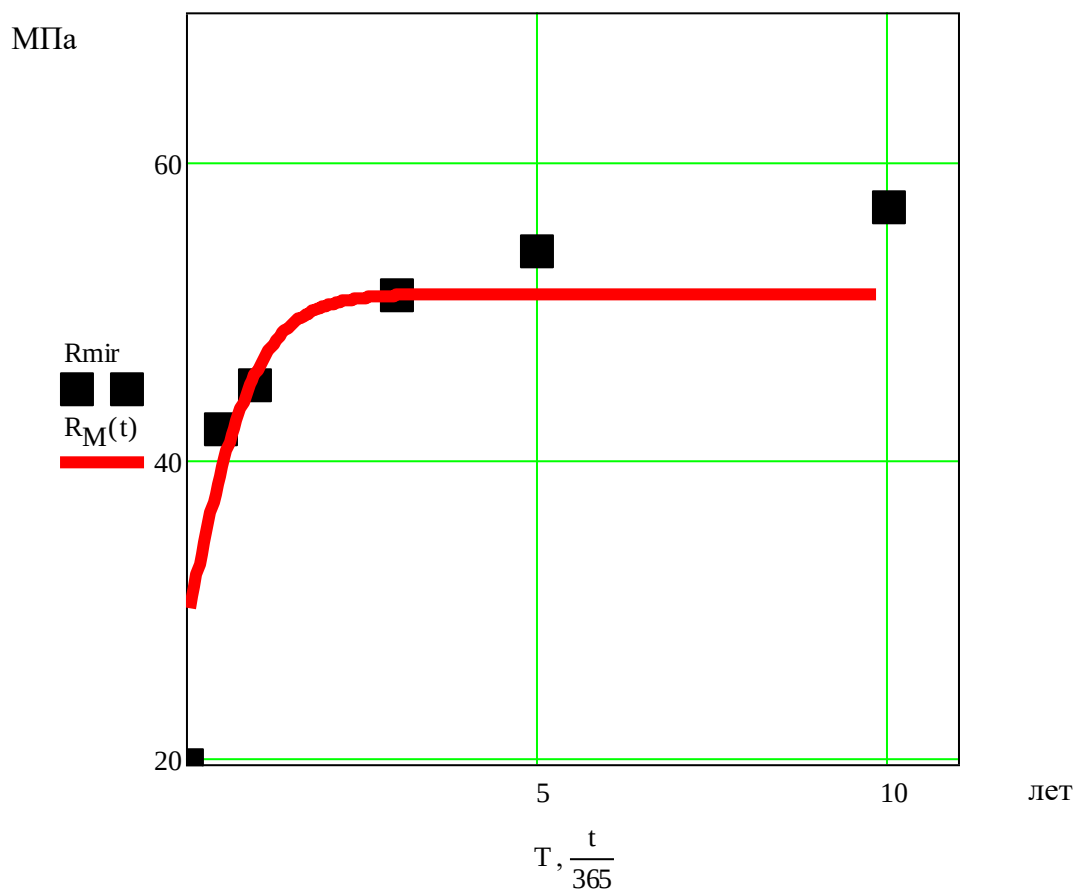


Рисунок 6.4 – Упрочнение бетона по выражению (6.5) R_M и экспериментальные данные С.А. Миронова – ■ для бетона $R_{28}=30$ МПа

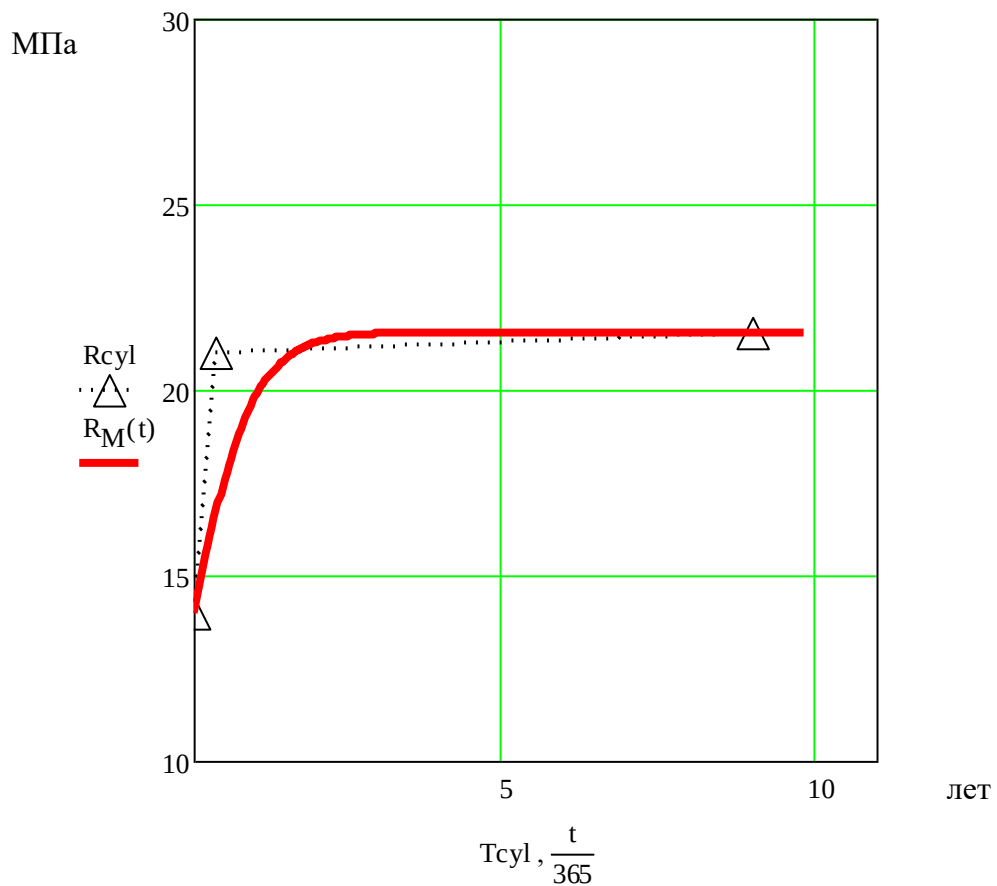


Рисунок 6.5 – Упрочнение бетона по выражениям (6.5) – R_M и экспериментальные данные П.П. Цилукидзе – R_{cyl} для бетона $R_{28}=14$ МПа

Выражение (6.2) не предусмотрено для использования при сроках более 1,5 лет. Поэтому естественно, что (6.2), отражающее среднее значение реальной прочности до 1,5 лет, существенно отличается от кривой по (6.5), предлагаемой для всего возможного срока эксплуатации зданий.

Анализируя приведенные сравнения, можно сделать вывод, что выражение (6.5) имеет достаточную сходимость с экспериментальными данными, при этом исключает завышение значений прироста прочности при длительных сроках эксплуатации зданий и сооружений. Следовательно, аппроксимацию прочности бетона на основании выражения (6.5) можно применять для прогнозирования прочности бетона при определении остаточного ресурса железобетонных конструкций.

6.3 Определение остаточного ресурса плит покрытия железобетонного резервуара после длительной эксплуатации

Важным вопросом при прогнозировании срока дальнейшей безопасной эксплуатации железобетонного сооружения является установление динамики изменения прочностных характеристик бетона. Для того чтобы определить величину упрочнения бетона при обследовании сооружений из монолитного бетона, необходимо знать начальную прочность бетона на 28-й день или к началу эксплуатации объекта. Проиллюстрируем это утверждение на примере железобетонных резервуаров, возведенных из бетона М300 (класс приблизительно В22). Практически без ремонта резервуары эксплуатировались в течение 30 лет, а на отдельных линейных производственно-диспетчерских станциях (ЛПДС) и более длительный срок. Строительство длилось более 3-х лет и конструкции перед тем, как стали эксплуатироваться в агрессивной среде, набрали прочность более 58 МПа [126].

В [195] показан теоретический подход к определению ресурса железобетонных конструкций. Однако такой методикой можно воспользоваться, когда известна история воздействия на сооружение механических нагрузок, известны физико-механические характеристики до и после эксплуатации, характер изменения свойств материала под действием конкретной агрессивной среды, развитие повреждений и т.д. Для конструкций, которые наблюдаются с особой тщательностью и необходимой периодичностью в процессе эксплуатации (мосты, телевизионные башни и др.), вполне можно реализовать этот принципиальный подход. Подобной задачи, изучать нагрузку и состояние конструкции под нагрузкой, фиксировать вид и время агрессивного воздействия, исследовать изменения деформационных характеристик материала и многое другое, необходимое для решения задачи об остаточном ресурсе по предлагаемой методике в [195] для обычных зданий и сооружений в данном случае с ЛПДС, никогда не ставилось.

Так как для выполнения такой задачи необходима целая серьезная служба мониторинга с испытательной лабораторией. Методика прогнозирования ресурса сооружения, изложенная в [168], подходит при расчете прогноза поведения конструкции и сооружения в целом при создании нового проекта.

Для эксплуатируемых сооружений, особенно при воздействии агрессивной среды, требуется иной подход для нахождения остаточного ресурса или срока дальнейшей безопасной эксплуатации.

Для определения расчетных характеристик бетона используется прочность стандартных кубов или цилиндров, твердевших в нормальных условиях 28 суток. Рост прочности после 28 суток принимается в запас несущей способности и этот запас, как правило, не определяют. Однако, как показано ниже, при определении ресурса эксплуатируемого сооружения необходимо знать величину упрочнения бетона после 28 суточного возраста.

С участием автора проводилось обследование парков железобетонных резервуаров нефтепровода «Дружба», эксплуатируемых без капитального ремонта более 30 лет [126]. 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 этих плит 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 (6.5) получена аппроксимация закона упрочнения бетона $R_3(t)$.

Сопоставление прочностей плит, подвергшихся агрессивной коррозии и атмосферному воздействию, с прочностью плит, находящихся в грунте, позволило установить параметры функции деградации бетона:

$$R_m - R_f = v \cdot t, \quad (6.6)$$

где R_m – прочность бетона с учетом упрочнения при нормальных условиях;

R_f – фактическая прочность бетона после эксплуатации за время t ;

v – средняя скорость деградации в сутки (МПа/сутки).

В нашем примере принято $R_m=55$ МПа, $R_f=30$ МПа. Тогда $v = 2,283 \cdot 10^{-3}$ МПа/сутки. Если представить, что деградация прочности бетона будет происходить по линейному закону, то изменение прочности будет определяться функцией:

$$R_4(t) = R_3(t) - v \cdot t. \quad (6.7)$$

Исследования, проведенные в [147], показывают, что изменение прочности от агрессивного воздействия происходит по экспоненциальному закону. Тогда выражение для определения прочности на момент t будет иметь вид:

$$R_5(t) = R_3(t) \cdot e^{-rt}. \quad (6.8)$$

Полагая, что точки на кривых $R_4(t)$ и $R_5(t)$ совпадают при значениях, принятых для R_m и R_f , получим значение параметра $r = 5,5 \cdot 10^{-5}$.

Далее определяется минимальная прочность бетона, при которой несущая способность конструкций будет достаточной. При этом необходимо учитывать, что конструкции эксплуатировались длительное время. Со временем в конструкциях накапливаются дефекты и повреждения [94]. Сама методология, на основе которой дается прогноз остаточной несущей способности у конструкций с дефектами и конструкций без видимых дефектов и повреждений, схожа. Но со временем меняются характеристики материала и модуль упругости бетона перестает

соответствовать значению, заданному в нормах для его прочности. Поэтому расчет конструкций необходимо производить по предложенной индивидуальной деформационной модели, полученной для бетона конструкций на момент испытаний. Подробно методика построения индивидуальной деформационной модели и расчет приведены в главе 3.

Для плит покрытия железобетонных резервуаров нефтепровода «Дружба» на основании расчета установлено, что аварийное состояние наступит при снижении прочности бетон до $R_d = 26$ МПа.

Время от начала эксплуатации до наступления аварийного состояния при деградации по линейному закону получим из условия $R_4(t) = R_d$. В данном случае оно будет равно $t = 35,3$ года. Срок дальнейшей безопасной эксплуатации после проведения обследования составил $P = 5,3$ года.

Для деградации, принятой по экспоненциальному закону из условия $R_5(t) = R_d$, получим период, за который прочность снизилась до наступления аварийного состояния, 37,7 лет, а срок дальнейшей безопасной эксплуатации $P_2 = 7,7$ лет (рисунок 6.6).

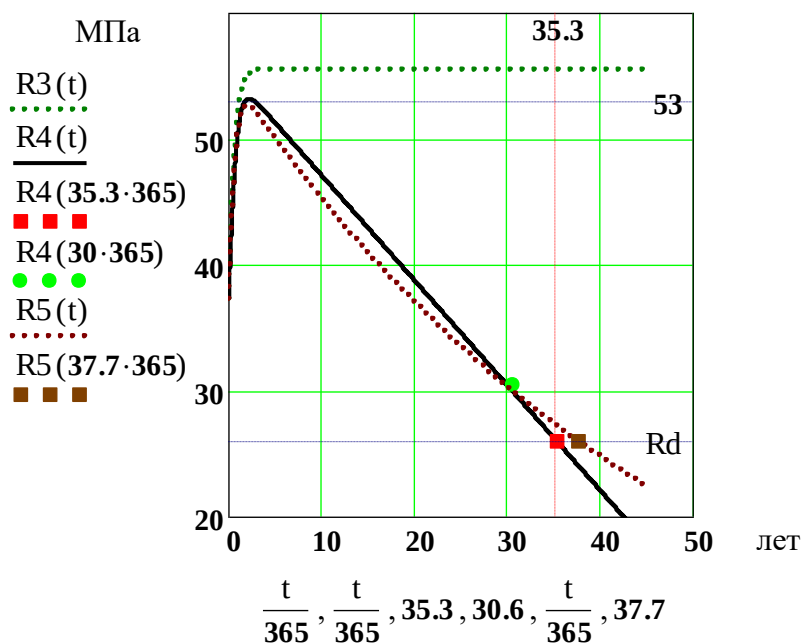


Рисунок 6.6 – $R_3(t)$ – изменение прочности бетона, работающего в нормальных условиях без деградационных эффектов;

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

$R_5(t)$ – изменение прочности бетона при деградации по экспоненциальному закону

Определение срока дальнейшей безопасной эксплуатации с учетом деградации по экспоненте дает более длительный срок 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 и, исходя из него, производить замену всех железобетонных плит покрытия резервуаров и использовать полученные авторами данные для разработки руководящих документов [161].

При испытании на прочность выпиленных образцов из бетона плит покрытия, подверженного агрессивному воздействию паров нефти, были получены данные о значительном повышении хрупкости бетона – практически отсутствие ниспадающей ветви в диаграмме деформирования.

Для расчета таких плит использовалась модель деформирования (2.3), в которой дополнительно ограничивалась максимальная деформативность бетона.

Выражение (2.3), не имеющее разрывов между восходящей и нисходящей ветвей деформационной кривой сжатого бетона, позволяет решать не только прочностные вопросы для неповрежденных конструкций [119], но и для расчета прочности конструкций с повреждениями в результате агрессивного влияния среды [152].

Построим диаграмму для плиты резервуара ПП-3 [126], имеющую следующие размеры: усредненная ширина $b = 2430$ мм, высота сечения 100 мм, рабочая высота сечения $h_0 = 67$ мм. Армирование – 9 стержней диаметром 14 мм А-IV ($R_s = 510$ МПа, $E_s = 190 \cdot 10^3$ МПа). В процессе испытаний бетонного образца установлено, что при напряжениях в бетоне $\sigma_b = 2,266$ МПа относительные деформации составляют $\varepsilon_b = 0,098 \cdot 10^{-3}$, максимальные напряжения в бетоне составили $R_f = 30$ МПа. На основании предложенной в главе 2 методики, получим коэффициенты a и b для выражения (2.3):

$$a = 6,436 \cdot 10^{-9}, b = 0,857.$$

Используя методику, подробно изложенную в главе 3, и перейдя от $R_f = 30$ МПа, согласно [126], к расчетному значению прочности бетона $R_b = 13,2$ МПа, определим максимальный изгибающий момент $M = 38,4$ кН·м, который выдержит сечение плиты.

Согласно [115] критическое значение прочности бетона составляет 26 МПа, что соответствует расчетному значению $R_b = 11,5$ МПа. Значение максимального изгибающего момента, который выдержит сечение плиты, рассчитанное по предложенной методике на основе выражения (2.3) с учетом ДМ и значительного повышении хрупкости бетона, составит 35,1 кН·м.

Для той же плиты при $R_b = 11,5$ МПа максимальный несущий момент, рассчитанный на основании СП 63.13330.2018, составит 38,47 кН·м. Если основываться на расчете по СП 63.13330.2018, то прочность бетона может снижаться до 20 МПа ($R_b = 9$ МПа), чтобы соответствовать критическому значению изгибающего момента, воспринимаемого сечением плиты $M = 35,1$ кН·м.

Таким образом, от момента обследования, когда прочность бетона составляла 30 МПа, при расчетах по СП 63.13330.2018, бетон мог бы снижать свою прочность за счет деградации с текущей скоростью $v = 2,283 \cdot 10^{-3}$ МПа/сутки еще в течение 12,5 лет. Разница остаточного срока безопасной эксплуатации с предложенной методикой расчета составляет 7,2 дополнительных года. Учитывая единичные отказы плит на момент обследования и нарастание количества отказов во времени – в течение этого дополнительного срока фактически произошло бы обрушение большинства плит покрытия. Из чего сделан вывод о невозможности применения расчета по методике СП 63.13330.2018 в данном случае.

Учитывая вышеизложенное, при расчетах железобетонных конструкций после длительной эксплуатации рекомендуется определять несущую способность по предложенной методике на основе выражения (2.3), а также использовать предложенную в работе методику определения сроков дальнейшей безопасной эксплуатации конструкций при расчете их остаточного ресурса.

ВЫВОДЫ ПО ГЛАВЕ 6

1. При оценке остаточного ресурса железобетонных конструкций, для получения корректных результатов, необходимо учитывать возможное нарастание прочности бетона со временем.
2. Предложенное выражение (6.5) изменения прочности бетона со временем может быть использовано при длительных сроках эксплуатации железобетонных конструкций.
3. На примере плит покрытия железобетонного резервуара для хранения нефти разработана методика определения срока дальнейшей безопасной эксплуатации 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

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.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Адищев, В.В. Определение коэффициента трансформации эталонной диаграммы деформирования бетона растянутой зоны при изгибе в стадии предразрушения / В.В. Адищев, В.М. Митасов, Э.В. Березина [и др.] // Известия высших учебных заведений. Строительство. - 2008. - N 1(589). - С. 85-91.
2. Акимов, П.А. Строительная информатика / П.А. Акимов, Т.Б. Кайтуков, М.Л. Мозгалева, В.Н. Сидоров. - М.: Изд-во АСВ, 2014. - 432 с.
3. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести / С.В. Александровский. - М.: Стройиздат, 1973. - 432 с.
4. Алмазов, В.О. Проектирование сталежелезобетонных плит перекрытий по Еврокоду 4 и российским рекомендациям / В.О. Алмазов, С.Н. Арутюнян // Вестник МГСУ. - 2015. - N 8. - С. 51-65.
5. Аналитический обзор бетонной промышленности за 2020 год от АЖБ [Электронный ресурс]. - Режим доступа: <http://azhb.ru>.
6. Анализ рынка бетона в России в 2019–2023 гг., прогноз на 2024–2028 гг. [Электронный ресурс]. - Режим доступа: <https://businessstat.ru/catalog/id42384/>.
7. Арутюнян, Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести / Н.Х. Арутюнян. - М.: Гостехиздат, 1952. - 327 с.
8. Бабич, Е.М. Новые аппроксимации зависимости «напряжения-деформации», учитывающие нелинейность деформирования бетонов / Е.М. Бабич, Ю.А. Крусь, Ю.В. Гарницкий // Известия вузов. Строительство. - 1996. - N 2. - С. 39-44.
9. Баженов, Ю.М. Технология бетона / Ю.М. Баженов. - М.: АСВ, 2002 - 500 с.
10. Баженов, Ю.М. Учет изменения прочности бетона при проектировании железобетонных конструкций / Ю.М. Баженов, В.Г. Мурашкин // Вестник

Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук. - 2017. - N 20. - С. 244-251.

11. Байков, В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформации сжатого бетона по системе нормируемых показателей / В.Н. Байков, С.В. Горбатов, З.А. Димитров // Известия вузов. Строительство и архитектура. - 1977. - N 6. - С. 15-18.

12. Байков, В.Н. Расчет изгибаемых элементов с учетом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры / В.Н. Байков // Известия вузов. Строительство и архитектура. - 1981. - N 5. - С. 26-32.

13. Байков, В.Н. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей / В.Н. Байков, С.А. Матадян, Л.С. Дудолодов, В.М. Митасов // Известия вузов. Строительство и архитектура. - 1983. - N 9. - С. 1-5.

14. Байрамуков, С.Х. Расчет железобетонных конструкций с предварительно напряженной и ненапрягаемой арматурой с использованием диаграммы «момент-кривизна» / С.Х. Байрамуков // Бетон и железобетон. - 2003. - N 2. - С. 13-15.

15. Балускин, А.Л. Моделирование процесса трещинообразования в изгибаемых железобетонных элементах / А.Л. Балускин // Вестник гражданских инженеров. - 2007. - N 2. - С. 30-34.

16. Балускин, А.Л. Расчет железобетонного изгибаемого элемента как составного стержня / А.Л. Балускин // Научно-технические ведомости Санкт-Петербургского государственного политехнического университета. - 2007. - N 51. - С. 164-171.

17. Балускин, А.Л. Особенности расчета прогибов железобетонных элементов с учетом параметров дискретного трещинообразования / А.Л. Балускин // Строительная механика и расчет сооружений. - 2009. - N 6. - С. 2-6.

18. Балушкин, А.Л. Моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов на участках между дискретными трещинами / А.Л. Балушкин // Вестник гражданских инженеров. - 2010. - N 4 (25). - С. 43-47.
19. Бамбура, А.Н. Диаграмма «напряжения-деформации» для бетона при сжатии / А.Н. Бамбура // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. - 1980. - С. 19-22.
20. Башкатова, М.Е. О деформациях элементов конструкций с учетом нисходящей ветви диаграммы деформирования / М.Е. Башкатова // Academia. Архитектура и строительство. - 2007. - N 4. - С. 80-81.
21. Берг, О.Я. Исследования процесса трещинообразования в железобетонных элементах с арматурой периодического профиля / О.Я. Берг. - М.: Трансжелдориздат, 1954. - 24 с.
22. Березина, Э.В. Экспериментальное определение коэффициента трансформации эталонной диаграммы деформирования бетона растянутой зоны при изгибе / Э.В. Березина, Е.М. Сергуничева, Н.В. Ершова // Вестник ТГАСУ. - 2007. - N 4. - С. 93-97.
23. Бондаренко, В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко. - Харьков: Изд-во Харьковского ун-та, 1968. - 323 с.
24. Бондаренко, В.М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В.М. Бондаренко, С.В. Бондаренко. - М.: Стройиздат, 1982. - 286 с.
25. Бондаренко, В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона / В.М. Бондаренко, В.И. Колчунов. - М.: Изд-во АСВ, 2004. - 470 с.
26. Бондаренко, В.М. Диссипативная теория силового сопротивления железобетона / В. М. Бондаренко, В. И. Римшин. - М.: Студент, 2015. - 110 с.
27. Бондаренко, В.М. Модели при решении технических задач / В.М. Бондаренко, В.С. Федоров // Перспективы развития строительного комплекса. - 2014. - Т. 1. - С. 262-267.

28. Бутенко, С.А. Особенности работы сжатых железобетонных элементов из бетона, твердеющего под давлением: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Бутенко Сергей Александрович. - Самара, 1983 - 24 с.
29. Варламов, А.А. Закономерности связи напряжений и деформаций в бетоне / А.А. Варламов, Е.А. Шишлонов, Е.Н. Ткач [и др.] // Academy. - 2016. - N 2(5). - С. 7-16.
30. Валовой, А.И. Экспериментальные исследования железобетонных балок, усиленных наращиванием в растянутой зоне бетоном, из отходов обогащения железных руд / А.И. Валовой, П.И. Герб // Вестник Криворожского технического университета. - 2009. - N 23. - С. 214-218.
31. Валовой, А.И. Экспериментальные исследования прочности и деформативности железобетонных балок, изготовленных и усиленных бетоном из отходов обогащения железных руд / А.И. Валовой, П.И. Герб // Вестник национального университета «Львовская политехника». - 2010. - N 662. - С. 73-78.
32. Валовой, А.И. Экспериментальное исследование прогибов железобетонных балок / А.И. Валовой, П.И. Герб // Вестник Криворожского технического университета. - 2010. - N 26. - С. 87-90.
33. Ванус, Д.С. Применение косвенного сетчатого армирования изгибаемых элементов и его влияние на трещиностойкость и деформативность / Д.С. Ванус // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. - 2009. - N 5(79). - С. 47-50.
34. Верещагин, В.С. Использование блочной модели деформирования для определения кривизны оси изгибаемых железобетонных элементов с трещинами / В.С. Верещагин // Бетон и железобетон. - 2002. - N 3. - С. 16-19.
35. Верещагин, В.С. Метод определения изгибаемых моментов в неразрезных многопролетных балках с учетом перерезывающих усилий / В.С. Верещагин // Бетон и железобетон. - 2004. - N 1. - С. 20-21.
36. ВСН-05-64 Рекомендации по учету влияния возраста бетона на его основные технические свойства. - М.-Л.: Изд-во «Энергия», 1964.

37. Гениев, Г.А. Обобщенный критерий длительной прочности тяжелых бетонов / Г.А. Гениев // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. - 2007. - N 2-14. - С. 17-24.
38. Гениев, Г.А. Зависимость прочности бетона от времени / Г.А. Гениев // Бетон и железобетон. - 1993. - N 1. - С. 15-17.
39. Гвоздев, А.А. Новое о прочности железобетона / А.А. Гвоздев, С.А. Дмитриев, С.М. Крылов [и др.]; под ред. К.В. Михайлова. - М.: Стройиздат, 1977. - 272 с.
40. Гвоздев, А.А. О пересмотре способов расчета железобетонных конструкций и о первых его результатах / А.А. Гвоздев. - М.-Л.: Гос. науч.-техн. изд-во строит. индустрии и судостроения, 1934. - 49 с.
41. ГОСТ 22690-2015 Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля. - М.: Стандартиформ, 2016. - 20 с.
42. ГОСТ 10180-90 Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам. - М.: Стандартиформ, 2006. - 30 с.
43. ГОСТ 31914-2012 Бетоны высокопрочные тяжелые и мелкозернистые для монолитных конструкций. Правила контроля и оценки качества. - М.: Стандартиформ, 2014. - 14 с.
44. ГОСТ 22685-89 Формы для изготовления контрольных образцов бетона. Технические условия. - М.: Стандартиформ, 2006. - 10 с.
45. ГОСТ 28840-90 Машины для испытания материалов на растяжение, сжатие и изгиб. Общие технические требования. - М.: ИПК Издательство стандартов, 2004. - 6 с.
46. Гузеев, Е.А. Основы расчета и проектирования железобетонных конструкций повышенной стойкости в коррозионных средах: автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Гузеев Евгений Андреевич. - М., 1981. - 49 с.
47. Гузеев, Е.А. Влияние плотности бетона на долговечность бетонных и железобетонных конструкций, работающих в сульфатных средах / Е.А. Гузеев, А.И. Мальганов // Материалы второй республиканской научно-технической конференции по нефтехимии АН Каз. СССР. - 1971. - С. 112-113.

48. Давыдов, Н.Ф. Экспериментально-теоретическое исследование сопротивления бетона при внецентренном и местном сжатии / Н.Ф. Давыдов, О.М. Донченко // Железобетонные конструкции. - 1964. - N 1(30). - С. 50-56.

49. Дорогов, Ю.И. О нисходящей ветви диаграммы деформирования / Ю.И. Дорогов // Механика композиционных материалов и конструкций. - 2009. - Т. 15. - N 2. - С. 281-288.

50. Егоров, И.И. Нарастание прочности бетона при длительных сроках твердения / И.И. Егоров // Вестник ВИА им. Куйбышева. - 1950. - N 56.

51. Ерофеев, В.Т. Повышение долговечности и экологичности зданий и сооружений текстильной промышленности путем применения материалов, модифицированных микробиологической добавкой / В.Т. Ерофеев, С.Д.С. Аль Дулайми, А.В. Дергунова // Известия высших учебных заведений. Технология текстильной промышленности. - 2021. - N 3(393). - С. 141-146.

52. Ерофеев, В.Т. Свойства модифицированных порошково-активированных бетонов / В.Т. Ерофеев, О.В. Тараканов, А.И. Родин [и др.] // Известия высших учебных заведений. Строительство. - 2021. - N 7(751). - С. 27-49.

53. Ерышев, В.А. Численные методы расчета прочности железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели материалов / В.А. Ерышев // Вестник НГИЭИ. - 2018. - N 6(85). - С. 17-26.

54. Залесов, А.С. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям / А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Л.Л. Лемыш, И.К. Никитин. - М.: Стройиздат, 1988. - 320 с.

55. Залесов, А.С. Расчет прочности железобетонных конструкций при различных силовых воздействиях по новым нормативным документам / А.С. Залесов, Т.А. Мухамедиев, Е.А. Чистяков // Бетон и Железобетон. - 2002. - N 3. - С. 10-13.

56. Звездов, А.И. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам / А.И. Звездов, А.С. Залесов, Т.А. Мухаметдиев, Е.А. Чистяков // Бетон и Железобетон. - 2002. - N 2. - С. 21-25.

57. Зегер, А. Возникновение дефектов решетки при движении дислокаций и их влияние на температурную зависимость деформирующих напряжений ГЦК кристаллов / А. Зегер // Проблемы современной физики. Дислокации в кристаллах. - 1960. - С. 179-268.

58. Землянский, А.А. Обследование и испытание зданий и сооружений / А.А. Землянский. - Дзержинск: Изд-во ОАО «Дзержинская типография», 2004. - 239 с.

59. Иващенко, Е.И. Разработка методов расчета железобетонных элементов на основе действительных диаграмм деформирования материалов с учетом фактического изменения площади их поперечных сечений: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Иващенко Елена Ивановна. - Воронеж, 2006. - 23 с.

60. Иноземцев, В.К. О критериях экспертизы промышленной безопасности несущих строительных конструкций / В.К. Иноземцев, О.В. Иноземцева // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. - 2008. - N 2. - С. 73-80.

61. Каприелов, С.С. Свойства высокопрочного бетона, подвергнутого периодическому воздействию температуры / С.С. Каприелов, А.Л. Гольденберг // Строительные материалы. - 2013. - N 3. - С. 60-66.

62. Каприелов, С.С. Оценка прочностных и деформационных характеристик высокопрочных бетонов в конструкциях и динамики их изменения во времени / С.С. Каприелов, А.В. Шейнфельд, В.И. Травуш [и др.] // Строительные материалы. - 2023. - N 11. - С. 28-38.

63. Карпенко, Н.И. Исследование физико-механических и реологических свойств высокопрочных сталефибробетонов из самоуплотняющихся смесей / Н.И. Карпенко, С.С. Каприелов, А.Н. Петров [и др.] // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2017 году : Сборник научных трудов Российской академии архитектуры и строительных наук. Том 2. - 2018. - С. 237-246.

64. Карпенко, Н.И. К построению методики расчёта стержневых элементов на основе диаграмм деформирования материалов / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухамедиев, А.Н. Петров // Сб. Совершенствование методов расчёта статически неопределимых железобетонных конструкций. - 1987. - С. 4-24.

65. Карпенко, Н.И. К построению обобщенной зависимости для диаграммы деформирования бетона / Н.И. Карпенко // Строительные конструкции : сб. науч. тр. - 1983. - С. 164-173.

66. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. - М.: Стройиздат, 1996. - 416 с.

67. Карпенко, Н.И. Исходные и трансформированные диаграммы деформирования бетона и арматуры / Н.И. Карпенко, Т.А. Мухаметдиев, А.Н. Петров // Напряженно-деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций: сборник научных трудов, под ред. С.М. Крылова, Т.А. Мухаметдиева. - 1986. - С. 7-25.

68. Карпенко, Н.И. Метод расчета расстояния между трещинами в изгибаемых железобетонных элементах / Н.И. Карпенко, Е.В. Горшенина // Бетон и Железобетон. - 2006. - N 5. - С. 13-15.

69. Карпенко, Н.И. Методика построения диаграмм деформирования бетона повторными нагрузками сжатия при переменных уровнях напряжений / Н.И. Карпенко, В.А. Ерышев, Е.В. Латышева // Жилищное строительство. - 2014. N 7. - С. 9-13.

70. Карпенко, С.Н. Диаграммный метод расчета стержневых железобетонных конструкций, эксплуатируемых при воздействии низких климатических (до -70°C) и технологических (до -150°C) температур / С.Н. Карпенко, Н.И. Карпенко, В.Н. Ярмаковский // Academia. Архитектура и строительство. - 2017. - N 1. - С. 104-108.

71. Карпенко, Н.И. О диаграммной методике расчета деформаций стержневых элементов и ее частных случаях / Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко // Бетон и железобетон. - 2012. - N 6. - С. 20–27.

72. Карпенко, Н.И. К определению деформаций изгибаемых железобетонных элементов с использованием диаграмм деформирования бетона и арматуры / Н.И. Карпенко, Б.С. Соколов, О.В. Радайкин // Строительство и реконструкция. - 2012. - N 2(40). - С. 11-19.

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

74. Кодыш, Э.Н. Практические методы и примеры расчета железобетонных конструкций из тяжелого бетона по СП 63.13330 / Э.Н. Кодыш, Н.Н. Трекин, И.К. Никитин, К.Е. Соседов. - М.: Из-во ООО «Бумажник», 2017. - 496 с.

75. Козлов, А.В. Расчет изгибаемых железобетонных элементов с применением диаграммы деформирования / А.В. Козлов, В.Г. Мурашкин // Известия ТулГУ : сер. Технология, механика и долговечность строительных материалов, конструкций и сооружений. - 2001. - N 2.

76. Козлов, А.В. Результаты испытания образцов железобетонных балок / А.В. Козлов, В.Г. Мурашкин // Эксперт: теория и практика. - 2024. - N 3 (26). – С. 71-74.

77. Козлов, А.В. Модель деформирования бетона для расчета с единых позиций нормально армированных и переармированных изгибаемых железобетонных конструкций: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Козлов Александр Вячеславович. - Самара, 2005. - 18 с.

78. Колчунов, В.И. Неравновесные и нелинейные процессы при оценке потенциала живучести железобетонных конструктивных систем в запредельных состояниях / Н.Б. Андросова, В.И. Колчунов, С.Г. Емельянов // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. - 2022. - Т. 18, N 6. - С. 490-502.

79. Колчунов, В.И. Расчет составных тонкостенных конструкций / В.И. Колчунов, Л.А., Панченко. - М.: Изд-во АСВ, 1999. - 281 с.

80. Колчунов, В.И. Методы расчёта железобетонных рамных систем с элементами составного сечения / В.И. Колчунов // Известия вузов. Строительство. - 2000. - N 7-8. - С. 14-20.

81. Колчунов, В.И. К расчету живучести внезапно повреждаемых железобетонных рам с элементами составного сечения / В.И. Колчунов, Н.В. Ключева, Е.А. Скобелева // Academia. Архитектура и строительство. - 2006. - С. 23-26.

82. Колчунов, Вл.И. Метод физических моделей сопротивления железобетона / Вл.И. Колчунов, И.А. Яковенко, Н.В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство. - 2013. - N 12. - С. 51-55.

83. Косенко, М.В. Исследование влияния вида диаграмм деформирования материалов и способа учета арматуры в расчетной схеме при расчете нормальных сечений железобетонных балок по деформационной модели / М.В. Косенко // Научный Вестник Воронежского гос. арх. строит. ун-та. - 2007. - С. 49-58.

84. Крусь, Ю.А. Трансформирование диаграмм деформирования бетона при центральном сжатии и растяжении / Ю.А. Крусь // Известия высших учебных заведений. Строительство. - 2008. - N 7. - С. 113-122.

85. Крусь, Ю.А. Графоаналитическое построение и математическое описание диаграммы деформирования бетона / Ю.А. Крусь, А.Ю. Крусь // Известия высших учебных заведений. Строительство. - 2007. - N 11. - С. 104-110.

86. ПК ЛИРА. Проектирование и расчет строительных и машиностроительных конструкций [Электронный ресурс] // Программы для расчета и проектирования конструкций, САПР, автоматизированное проектирование. - 2013. - Режим доступа: <https://lira-soft.com/>.

87. Маилян, Д.Р. К определению трещиностойкости железобетонных балок из различных видов бетонов / Д.Р. Маилян, Г.В. Несветаев, Н.А. Коллеганов // Инженерный вестник Дона. - 2023. - N 1(97). – С. 533-548.

88. Маилян, Л.Р. Разработка методов системного комплексного расчета железобетонных статически неопределимых балок с учетом полных диаграмм деформирования материалов, сечений и конструкций на статические, повторные и

динамические воздействия: автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Маилян Левон Рафаэлович. - М., 1989. - 48 с.

89. Маилян, Л.Р. Расчет железобетонных элементов на основе действительных диаграмм деформирования материалов / Л.Р. Маилян, Е.И. Иващенко. - Ростов-на-Дону: РГСУ, 2006. - 223 с.

90. Макридин, Н.И. Структура, деформативность и критерии разрушения цементных композитов / Н.И. Макридин, И.Н. Максимова, А.П. Прошин. - Саратов: Изд-во Саратовский Университет, 2001. - 258 с.

91. Мельников, Г.И. Исследование граничного армирования и прочности перearмированных железобетонных элементов с одиночной арматурой: дис. ... канд. техн. наук: 05.00.00 / Мельников Г.И. - Харьков, 1964. - 199 с.

92. Миронов, С.А. Бетоны, твердеющие на морозе / С.А. Миронов, А.В. Лагойда. - М.: Стройиздат, 1978. - 264 с.

93. Миронов, С.А. Ускорение твердения бетона / С.А. Миронов, Л.А. Малинина. - М.: Госстройиздат, 1961. - 224 с.

94. Мирсаяпов, И.Т. Оценка остаточной несущей способности эксплуатируемых железобетонных конструкций / И.Т. Мирсаяпов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. - 2022. - N 2 (60). - С. 6-14.

95. Мирсаяпов, И.Т. Перемещение арматуры периодического профиля в заделке при статическом нагружении / И.Т. Мирсаяпов, Р.И. Минзянов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. - 2022. - N 4 (62). - С. 18-29.

96. Михайлова, Н.С. Экспериментальные исследования железобетонных балок без трещин и с заранее намеченной трещиной / Н.С. Михайлова // Известия высших учебных заведений. Строительство. - 2007. - N 4 (580). - С. 110-113.

97. Молодченко, Г.А. Исследование процесса трещинообразования в железобетоне при растяжении / Г.А. Молодченко // Будивельник. - 1972. - N XIX. - С. 80-84.

98. Молодченко, Г.А. Ширина раскрытия трещин в железобетонных элементах при растяжении / Г.А. Молодченко // Строительные конструкции. - 1972. - N 19. - С. 24-27.
99. Мордовский, С.С. Совершенствование расчета прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Мордовский Сергей Сергеевич. - Самара, 2013. - 19 с.
100. Мордовский С.С. Применение пакета Mathcad в решении задач по обработке экспериментальных данных / С.С. Мордовский, Д.А. Панфилов. - Самара: Изд-во ООО «Порто-принт», 2017. - 74 с.
101. Мукминев, Л.А. Ширина раскрытия трещин в изгибаемых керамзитобетонных элементах при кратковременном действии нагрузки / Л.А. Мукминев // Строительные конструкции : Тр. Казанского ИСИ. - 1967. - N IX. - С. 27-41.
102. Мулин, Н.М. Арматура и условия ее работы в конструкциях / Н.М. Мулин, Ю.П. Гуща // Бетон и железобетон. -1971. - N 5. - С. 32-34.
103. Мурашкин, В.Г. Описание диаграмм деформирования бетона в отечественных и зарубежных нормах / В.Г. Мурашкин, Г.В. Мурашкин, Д.А. Панфилов // Вестник Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук. - 2011. - N 14. - С. 144-150.
104. Мурашкин, В.Г. Учет особенностей железобетона при расчетах на исключение прогрессирующего разрушения / В.Г. Мурашкин, Г.В. Мурашкин, А.И. Пятница, Д.А. Панфилов // Вестник Отделения строительных наук Российской академии архитектуры и строительных наук. - 2011. - N 15. - С. 127-130.
105. Мурашкин, В.Г. Программный комплекс MathCad в учебном процессе / В.Г. Мурашкин // Архитектура и строительство: сборник докладов региональной межвузовской научно-практической конференции. - 2011.
106. Мурашкин, В.Г. Совершенствование конструкции стыка колонны и перекрытия в монолитном безбалочном каркасе: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Мурашкин Василий Геннадьевич. – Самара, 2002. - 143 с.
107. Мурашкин, В.Г. Инженерные и научные расчеты в программном комплексе MathCAD / В.Г. Мурашкин. - Самара: СГАСУ, 2011. - 83 с.

108. Мурашкин, В.Г. Усовершенствованная методика расчета общих прогибов изгибаемых железобетонных элементов с учетом дискретного трещинообразования применительно к обычным и высокопрочным бетонам / В.Г. Мурашкин, Д.А. Панфилов // Строительство и реконструкция. - 2011. – N 6 (38). - С. 30-42.

109. Мурашкин, В.Г. Особенности деформативных характеристик бетона, твердеющего под давлением в процессе твердения / В.Г. Мурашкин, Г.В. Мурашкин // Вестник Волжского регионального отделения Российской академии архитектуры и строительных наук. - 2016. - N 19. - С. 232-237.

110. Мурашкин, В.Г. An Improved Technique of Calculating Deflections of Flexural Reinforced Concrete Elements Made of Conventional and High-Strength Concrete / В.Г. Мурашкин, Г.В. Мурашкин, Д.А. Панфилов // Journal of Civil Engineering and Architecture. - 2013. - V. 7, N 2(63). - pp. 125-131.

111. Мурашкин, В.Г. Учет ползучести бетона при определении деформаций изгибаемого железобетонного элемента / В.Г. Мурашкин, Г.В. Мурашкин, А.И. Снегирева // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре : материалы 70-й юбилейной Всероссийской научно-технической конференции по итогам НИР 2012 г., Самара, 15–19 апреля 2013 года / Самарский государственный архитектурно-строительный университет. Том Часть 2. - Самара: Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Самарский государственный архитектурно-строительный университет», 2013. - С. 305-306.

112. Мурашкин, В.Г. Исследование влияния расстояния между трещинами на прогибы изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном нагружении / В.Г. Мурашкин, Г.В. Мурашкин, Д.А. Панфилов, // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. - 2013. - N 31-2 (50). - С. 388-391.

113. Мурашкин, В.Г. Совершенствование методики расчета прогибов железобетонных элементов из обычных и высокопрочных бетонах / В.Г. Мурашкин, Г.В. Мурашкин, Д.А. Панфилов // Вестник Отделения

строительных наук Российской академии архитектуры и строительных наук. - 2014. - N 18. - С. 46-53.

114. Мурашкин, В.Г. Методика учета роста прочности бетона при прогнозировании ресурса железобетонных конструкций / В.Г. Мурашкин // Региональная архитектура и строительство. - 2015. - N 4 (25). - С. 74-81.

115. Мурашкин, В.Г. Остаточный ресурс эксплуатируемых сооружений и конструкций из бетона и железобетона / В.Г. Мурашкин, Г.В. Мурашкин // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. – 2015. - Т. 11, N 2. - С. 154-159.

116. Мурашкин, В.Г. Особенности работы железобетонных конструкций при импульсном нагружении / В.Г. Мурашкин, А.И. Снегирева // Фундаментальные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2014 году : Сборник научных трудов РААСН / Российская академия архитектуры и строительных наук. - М.: Издательство АСВ, 2015. - С. 581-589.

117. Мурашкин, В.Г. Деформационные характеристики высокопрочных бетонов при одноосном сжатии / В.Г. Мурашкин // Приволжский научный журнал. - 2016. - N 1(37). - С. 17-25.

118. Мурашкин, В.Г. Моделирование диаграммы деформирования бетона и визуализация напряженного состояния / В.Г. Мурашкин, Г.В. Мурашкин // Фундаментальные, поисковые и прикладные исследования РААСН по научному обеспечению развития архитектуры, градостроительства и строительной отрасли Российской Федерации в 2015 году : Сборник научных трудов РААСН / Российская академия архитектуры и строительных наук. - М.: Издательство АСВ, 2016. - С. 535-542.

119. Мурашкин, В.Г. Применение модели деформирования бетона для расчета несущей способности железобетонных конструкций / В.Г. Мурашкин, Г.В. Мурашкин // MATEC Web of Conferences. - 2018. - N 196. - С. 04008.

120. Мурашкин, В.Г. Расчет прочности проектируемых железобетонных конструкций с учетом нелинейного деформирования бетона / В.Г. Мурашкин,

Г.В. Мурашкин // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре. Строительство : сборник статей. - Самара : Самарский государственный технический университет, 2018. - С. 155-165.

121. Мурашкин, В.Г. Особенности нелинейного деформирования бетона / В.Г. Мурашкин // Academia. Архитектура и строительство. - 2019. - N 1. - С. 128-132.

122. Мурашкин, Г.В. Лабораторный практикум по железобетонным конструкциям // Г.В. Мурашкин, А.И. Снегирева. - М.: Изд-во АСВ, 2006. - 120 с.

123. Мурашкин, Г.В. Моделирование диаграммы деформирования бетона / Г.В. Мурашкин, В.Г. Мурашкин // Известия высших учебных заведений. Строительство. - 1997. - N 10. - С. 4-6.

124. Мурашкин, Г.В. Моделирование диаграмм деформирования бетона / Г.В. Мурашкин, В.Г. Мурашкин // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. - 2007. - N 2-14. - С. 86-88.

125. Мурашкин, Г.В. Использование деформационных моделей для определения несущей способности железобетонных изгибаемых элементов с коррозионными повреждениями сжатой зоны бетона / Г.В. Мурашкин, А.А. Пищулев // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство. Транспорт. - 2009. - N 6. - С. 36-42.

126. Мурашкин, Г.В. Техническое состояние железобетонных резервуаров для нефти / Г.В. Мурашкин, В.В. Власов, К.И. Гимадетдинов, Д.В. Семашкин // Трубопроводный транспорт нефти. - 2000. - N 9. - С. 24-27.

127. Мурашкин, Г.В. Экспериментальные исследования работы жестких вставок на действие поперечной силы в изгибаемых железобетонных элементах / Г.В. Мурашкин, В.Б. Филатов, Ю.В. Жильцов // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре : Материалы 68-й Всероссийской научно-технической конференции по итогам НИР 2010 года, Самара, 11–15 апреля 2011 года / Самарский государственный архитектурно-строительный университет. – Самара: Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего

профессионального образования «Самарский государственный архитектурно-строительный университет», 2011. - С. 852-853.

128. Мурашкин, Г.В. Совершенствование диагностики состояния эксплуатируемых железобетонных конструкций / Г.В. Мурашкин, В.Г. Мурашкин, А.И. Пятница // Эффективные строительные конструкции: теория и практика : Сборник статей Международной научно-технической конференции. - 2003.

129. Мурашкин, Г.В. Обзор методик расчета ширины раскрытия трещин изгибаемых железобетонных элементов в отечественных и зарубежных нормативных документах / Г.В. Мурашкин, В.Г. Мурашкин, Д.А. Панфилов // Наука: 21 век. - 2011. - N 3(15). С. 57-66.

130. 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, N 4. – С. 89-95.

131. Мурашкин, Г.В. Пути снижения материалоемкости тоннельной обделки метрополитена / Г.В. Мурашкин, С.А. Бутенко, К.М. Кац, И.В. Афанасьев // Проблемы повышения качества и снижения материалоемкости железобетонных конструкций при проектировании. - 1989. - С. 47-50.

132. Мурашкин, Г.В. Изменение пористости цементного камня, обработанного давлением в период твердения / Г.В. Мурашкин, Д.П. Мочалов, В.Н. Гордеев // Реферативный сборник. - 1978. - N 12.

133. Мурашкин, Г.В. Напряженно-деформированное состояние бетона, твердеющего под давлением, и проектирование конструкций из него: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Мурашкин Геннадий Васильевич - М., 1986. - 343 с.

134. Мурашов, В.И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашов. - М.: Машстройиздат, 1950. - 212 с.

135. Невилль, А.М. Свойства бетона / А.М. Невилль. - М.: Стройиздат, 1972. - 384 с.

136. Немировский, Я.М. Влияние работы растянутой и сжатой зон бетона на деформации обычных изгибаемых железобетонных элементов после

возникновения в них трещин / Я.М. Немировский, О.И. Кочетков // Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций. - 1969. - С. 106-156.

137. Несветаев, Г.В. Бетоны / Г.В. Несветаев. - Ростов-на-Дону: Изд-во ООО «Феникс», 2011. - 362 с.

138. Низина, Т.А. Влияние минеральных добавок на реологические и прочностные характеристики цементных композитов / Т.А. Низина, А.В. Балбалин // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. - 2012. - N 2. - С. 148-153.

139. НИТУ 123-55 Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций. - М.: Гос. Издат. Литературы по Строительству и Архитектуре, 1955. - 106 с.

140. Нурмаганбетов, Е.К. Определение прочности изгибаемых стержневых железобетонных элементов по нормальным сечениям / Е.К. Нурмаганбетов // Бетон и железобетон. - 1991. - N 3. - С. 18-19.

141. Овчинников, И.Г. Расчетные модели и методы расчета элементов конструкций, работающих при воздействии агрессивных сред: дис. ... д-ра техн. наук: 01.02.03 / Овчинников Игорь Георгиевич. - Саратов, 1986. - 542 с.

142. Остапенко, А.Ф. Универсальная зависимость для диаграмм деформирования бетона, арматуры и железобетонных элементов / А.Ф. Остапенко // Бетон и железобетон. - 1992. - N 7. - С. 23-24.

143. Панфилов, Д.А. Совершенствование методики определения прогибов изгибаемых железобетонных конструкций с учетом трещинообразования: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Панфилов Денис Александрович. - Самара, 2012. - 20 с.

144. Панфилов, Д.А. Современное состояние методик расчета по определению расстояния между трещинами изгибаемого железобетонного элемента / Д.А. Панфилов // Традиции и инновации в строительстве и архитектуре : материалы 67-й всероссийской научно-технической конференции по итогам НИР в 2009 г. - Самара: Самарск. гос. арх.-строит. ун-т, 2010. - С. 694-698.

145. Перельмутер, А.В. Развитие требований к безотказности сооружений / А.В. Перельмутер // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. - 2015. - N 1(48). - С. 81-101.

146. Пересыпкин, Е.Н. Расчет стержневых железобетонных элементов / Е.Н. Пересыпкин. - М.: Стройиздат, 1988. -168 с.

147. Петров, В.В. Инкрементальная модель взаимодействия нелинейно деформируемых материалов с агрессивными средами / В.В. Петров, П.В. Селяев // Долговечность строительных материалов, изделий и конструкций : Материалы Всероссийской научно-технической конференции, посвященной 70-летию заслуженного деятеля науки Российской Федерации, академика РААСН, доктора технических наук, профессора Селяева Владимира Павловича, Саранск, 20–22 ноября 2014 года / Редколлегия: В.В. Петров, Е.М. Чернышов, Г.В. Мурашкин, С.Н. Леонович, А.М. Сулейманов, С.М. Анпилов, Т.А. Низина (ответственный редактор). - Саранск: Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарёва», 2014. - С. 145-151.

148. Петров, В.В. К вопросу построения моделей расчета долговечности конструкций / В.В. Петров // Долговечность строительных материалов, изделий и конструкций : Материалы Всероссийской научно-технической конференции, посвященной 70-летию заслуженного деятеля науки Российской Федерации, академика РААСН, доктора технических наук, профессора Селяева Владимира Павловича, Саранск, 20–22 ноября 2014 года / Редколлегия: В.В. Петров, Е.М. Чернышов, Г.В. Мурашкин, С.Н. Леонович, А.М. Сулейманов, С.М. Анпилов, Т.А. Низина (ответственный редактор). - Саранск: Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего профессионального образования «Мордовский государственный университет им. Н.П. Огарева», 2014. - С. 136-144.

149. Петров, В.В. Нелинейная строительная механика / В.В. Петров. - М.: Изд-во АСВ, 2019. - 433 с.

150. Петров, В.В. Теория расчета пластин и оболочек / В.В. Петров. - М.: Изд-во АСВ, 2018. - 410 с.

151. Пищулев, А.А. Изгибаемые железобетонные элементы с неоднородными прочностными характеристиками бетона сжатой зоны / А.А. Пищулев // Бетон и железобетон. - 2010. - N 2. - С. 23-26.

152. Пищулев, А.А. Совершенствование расчета прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных конструкций с поврежденной сжатой зоны: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Пищулев Александр Анатольевич. - Самара, 2010. - 19 с.

153. Полухин, П.И. Физические основы пластической деформации / П.И. Полухин, С.С. Горелик, В.К. Воронцов. - М.: Металлургия, 1982. - 584 с.

154. Попов, Н.Н. Внецентренно сжатые элементы с продольной высокопрочной арматурой при статическом и динамическом нагружении / Н.Н. Попов // Бетон и железобетон. - 1990. - N 10. - С. 32-34.

155. Портер, Э.Г. Исследование ширины раскрытия трещин в растянутых элементах железобетонных стержневых систем / Э.Г. Портер, В.А. Клевцов, Г.Н. Бердичевский // Предварительно-напряженные железобетонные конструкции производственных зданий и инженерных сооружений. - 1969. - С. 41-172.

156. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84). - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. - 335 с.

157. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003). - М.: ОАО ЦНИИПромзданий, 2005. - 217 с.

158. Постановление Государственного Комитета СССР по науке и технике N 541 от 23.08.1989 г. «О проведении дополнительных научно-исследовательских и опытно-конструкторских работ по проекту государственной научно-технической программы «Стройпрогресс 2000». - М.: 1989.

159. Потапова, Л.Б. Механика материалов при сложном напряженном состоянии / Л.Б. Потапова, В.П. Ярцев. - М.: «Издательство Машиностроение - 1», 2005. - 244 с.

160. Прокопович, И.Е. Влияние длительных процессов на напряженное и деформированное состояния сооружений / И.Е. Прокопович. - М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962. - 260 с.

161. РД 153-39.4-056-00 Правила технической эксплуатации магистральных трубопроводов. - М.: АК «Транснефть», 2001.

162. Римшин, В.И. Обследование и испытание зданий и сооружений / В.И. Римшин, В.Г. Козачек, Н.В. Нечаев, С.Н. Нотенко, А.Г. Ройтман. - М.: Изд-во «Высшая школа», 2004. - 447 с.

163. Римшин, В. И. Модели поведения бетона. Общая теория деградации : монография / В.И. Римшин, А.А. Варламов. - 2-е изд., доп. - М.: ИНФРА-М, 2023. - 439 с.

164. Селяев, В.П. Исследование долговечности пластин, взаимодействующих с агрессивной средой / П.В. Селяев, Е.В. Сорокин // Актуальные вопросы строительства : Материалы международной научно-практической конференции : в 2 ч. - Ч. 1. - 2009. - С. 285-294.

165. Селяев, П.В. Долговечность пластин и их взаимодействие с агрессивной средой / П.В. Селяев, Е.В. Сорокин // Актуальные вопросы строительства : Материалы международной научно-практической конференции. - 2012. - С. 399-406.

166. Селяев, В.П. Оценка долговечности железобетонных конструкций с применением метода деградиационных функций / В.П. Селяев, Т.А. Низина // Второй международный симпозиум. Проблемы современного бетона и железобетона. - 2009. - С. 369-385.

167. Селяев, В.П. Фрактальный анализ кривых деформирования дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов при сжатии / В.П. Селяев, Т.А. Низина, А.С. Балыков, Д.Р. Низин, А.В. Балбалин // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Механика. - 2016. - N 1. - С. 129-146.

168. Сидоров, В.Н. Расчетные методы в статике сооружений. Примеры расчетов методом конечных элементов в среде Mathcad / В.Н. Сидоров. - М.: Изд-во АСВ, 2018. - 232 с.
169. Суворов, И.К. Обработка металлов давлением / И.К. Суворов. - 3-е изд. - М.: Высшая школа, 1980. - 364 с.
170. Смоляго, Г.А. К вопросу о предельной растяжимости бетона / Г.А. Смоляго // Бетон и Железобетон. - 2002. - N 6. - С. 6-9.
171. Снегирева, А.И. К вопросу обследования строительных конструкций, зданий и сооружений / А.И. Снегирева, В.Г. Мурашкин // Эксперт: теория и практика. - 2021. - N 6(15). - С. 45-51.
172. Снегирева, А.И. Обследование несущих строительных конструкций / А.И. Снегирева, В.Г. Мурашкин. - Вологда: Инфра-Инженерия, 2024. - 156 с.
173. Снегирева, А.И. Особенности работы железобетонных матриц для гидровзрывной штамповки: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Снегирева Антонина Ивановна. - Самара, 1995. - 127 с.
174. СНБ 5.03.01-02 Бетонные и железобетонные конструкции. - Минск: 2003. - 140 с.
175. СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции - М.: Госстрой СССР, 1984. - 79 с.
176. СНиП 2.03.04-84 Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. - М.: Госстрой СССР, 1985 - 54 с.
177. СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. - М.: ФГУП ЦПП, 2004. - 31 с.
178. СП 35.13330.2011. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*. - М.: ОАО «ЦПП», 2011. - 412 с.
179. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. - М.: Минстрой России, 2015. - 162 с.

180. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003. - М.: Стандартинформ, 2019. - 159 с.
181. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. - М.: Госстрой России, 2004. - 65 с.
182. Тамразян, А.Г. Механика ползучести бетона : монография / А.Г. Тамразян, С.Г. Есаян. - М.: Изд-во МИСИ - МГСУ, 2012. - 524 с.
183. Тамразян, А.Г. Методология анализа и оценки надежности состояния и прогнозирование срока службы железобетонных конструкций / А.Г. Тамразян // Железобетонные конструкции. - 2023. - Т. 1, N 1. - С. 5-18.
184. Тамразян, А.Г. Несущая способность коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, подвергнутых огневому воздействию // Academia. Архитектура и строительство. - 2022. - N 4. - С. 130-137.
185. Травуш, В.И. Цифровые технологии в строительстве / В.И. Травуш // Строительные конструкции. - 2018. - N 3. - С. 107-117.
186. Травуш, В.И. Расчет строительных конструкций на деформируемом основании: автореферат дис. ... д-ра техн. наук: 01.02.03 / Травуш Владимир Ильич. - М., 1977. - 33 с.
187. Травуш, В.И. Влияние ползучести на распределение деформаций и напряжений в изгибаемом элементе / В.И. Травуш, В.Г. Мурашкин // Строительство и реконструкция. - 2017. - N 2(70). - С. 57-70.
188. Травуш, В.И. Численное моделирование физически нелинейной динамической реакции высотных зданий при сейсмических воздействиях уровня МРЗ / В.И. Травуш, А.М. Белостоцкий, В.В. Вершинин [и др.] // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. - 2016. - Т. 12, N 1. - С. 117-139.
189. Федоров, В.С. Огнестойкость и пожарная безопасность строительных конструкций / В.С. Федоров, В.Е. Левитский, И.С. Молчадский, А.В. Александров - М.: Изд-во АСВ, 2009. - 408 с.

190. Федоров, В.С. Расчетные модели в теории железобетона / В.С. Федоров, В.Е. Левитский // Перспективы развития строительного комплекса. - 2014. - Т. 1. - С. 268-279.
191. Холмянский, М.М. К уточнению расчета железобетонных элементов на чистый изгиб / М.М. Холмянский // Транспортное строительство. - 1977. - N 10. - С. 44-46.
192. Холмянский, М.М. Контакт арматуры с бетоном / М.М. Холмянский. - М.: Стройиздат, 1981. -184 с.
193. Холмянский, М.М. О процессе деформирования бетона и развития одиночных поперечных трещин или разрезов при внецентренном сжатии бетонных элементов / М.М. Холмянский // Бетон и железобетон. - 1998. - N 3. - С. 15-17.
194. Холмянский, М.М. Техническая теория сцепления арматуры с бетоном и ее применение / М.М. Холмянский // Бетон и железобетон. - 1968. – N 12. - С. 10-13.
195. Чирков, В.П. Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций / В.П. Чирков // Бетон и железобетон. - 1990. - N 10. - С. 35-38.
196. Шоршнев, Г.Н. Определение напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов с учетом неупругой работы сжатого и растянутого бетона / Г.Н. Шоршнев, Н.П. Красинский // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. - 1986. - С.34-39.
197. ABNT NBR 6118-2003 Norma Brasileira. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (Design of Structural Concrete - Procedure). - Rio de Janeiro: 2004. - 221 p.
198. ACI 224R-01 Control of Cracking in Concrete. Reported by ACI Committee 224. - 2001. - 46 p.
199. ACI 318M-08 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. - 2008. - 479 p.
200. ACI 435R-95 Control of Deflection in Concrete Structures. Reported by ACI Committee 435. - 2000. - 88 p.

201. AS 3600-2001 Australian Standard. Concrete Structures. - Sydney: 2001. - 175 p.
202. Caldarone, High-Strength Concrete. A practical guide / M.A. Caldarone. - 2009. - 252 p.
203. CAN/CSA-A23.3-04 Design of Concrete Structures. - Ontario: 2004. - 214 p.
204. CEB-FIP Model Code 1990. - Lausanne, Switzerland: 1991. - 460 p.
205. Chi, M. Flexural Cracks in Reinforced Concrete Beams / M. Chi, A. Kirstein // Journal ACI. - 1958.
206. EN 12390-3:2002 Testing Hardened Concrete - Part 3: Compressive Strength of Test Specimens. - Brussels: 2001. - 15 p.
207. EN 1992-1-2: Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. - 2004. - 99 p.
208. Esmaeily, A. Behavior of Reinforced Concrete Columns Under Variable Axial Loads: Analysis / A. Esmaeily, Y. Xiao // ACI Structural Journal. - 2005. - September-October. - pp. 736-744.
209. EuroCode. Model Code 2010 - First complete draft, Volume 2. - Lausanne, Switzerland: Federal Institute of Technology Lausanne, 2010. - 317 p.
210. Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. - Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
211. EuroCode 2: EN 1992-1 Design of Concrete Structures - Part 1: General Rules and Rules for Buildings - Final draft - Brussels: European Committee for Standardization, 2001. - 54 p.
212. GB50010-2002 Code of Design of Concrete Structures. - Beijing: Research Institute in China, 2002. - 357p.
213. Gilbert, R.I. Control of Flexural Cracking in Reinforced Concrete / R.I. Gilbert // ACI Structural Journal. - 2008. - May-June. - pp. 301-307.
214. Guner, S. Pushover Analysis of Shear-Critical Frames: Formulation / S. Guner, F.J. Vecchio // ACI Structural Journal. - 2010. - January-February. - pp. 63-71.

215. Hognestad, E. A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members / E. Hognestad. - Urbana: University of Illinois, 1951. - 128 p.
216. Hognestad, E. Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design / E. Hognestad, N. Hanson, D. McHenry // ACI Journal Proceedings. - 1955. - V. 52. - N 6. - pp. 455-479.
217. IS 456 : 2000 Plain and Reinforced Concrete - Code of Practice - Fourth Revision. - New Delhi: Bureau of Indian Standards, 2000. - 100 p.
218. JSCE-2007 Standard Specifications for Concrete Structures. Design. - Tokyo: Japan Society of Civil Engineers, 2010. - 469 p.
219. Kent, D. Flexural Members with Confined Concrete / D. Kent, R. Park // ASCE Proceedings, 1971. - V. 97. - N ST7. - pp. 1969-1990.
220. Mast, R.F. Flexural Strength Design of Concrete Beams Reinforced with High-Strength Steel Bars / R.F. Mast, M. Dawood, H.R. Sami, P. Zia // ACI Structural Journal. - 2008. - September-October. - pp. 570-577.
221. Mushtaq, S.R. Effect of Age on Concrete Core Strength Results / S.R. Mushtaq, S.A. Al-Mishhadani, H.H. Joni // The 2nd International Conference of Buildings, Construction and Environmental Engineering (BCEE2-2015). - 2015. - V. 2. - URL: <https://www.researchgate.net/publication/307858837>.
222. Nawy, E.G. Reinforced Concrete. A Fundamental Approach. Fifth Edition. ACI 318-05 Code Edition / E.G. Nawy. - New Jersey: Upper Saddle River, 2005. - 824 p.
223. Rainer, G. Ductility of Beams and Columns. Made of HSC/HPC / G. Rainer, G. Simsch // Darmstadt concrete. Annual Journal on concrete and concrete structures. - 1994. - N 9. - pp. 29-40.
224. Rashid, M.A. Reinforced High-Strength Concrete Beams in Flexure / M.A. Rashid, M.A. Mansur // ACI Structural Journal. - 2005. - N 102(3). - pp. 462-471.
225. Sato, R. Flexural Behavior of Reinforced Concrete Beams / R. Sato, I. Maruyama, T. Sogabe, M. Sogo // Journal of Advanced Concrete Technology. - 2007. - V. 1. - N 1. - pp. 43-61.

226. Shah, S.P. High Strength Concrete: Strength, Permeability and Cracking / S.P. Shah, W.J. Weiss // Proceedings of the PCI/FHWA International Symposium on High Performance Concrete. - 2000. - pp. 331-340.
227. Shi, C. High-Performance Construction Materials: Science and Applications. Engineering Materials for Technological Needs / C. Shi, Y. Mo. - 2008. - 431 p.
228. Shuaib, H.A. Flexural Behavior of Reinforced High-Strength Lightweight Concrete Beams / H.A. Shuaib, R. Barker // ACI Structural Journal. - 1991. - V. 88. - N 1. - pp. 69-77.
229. Shuaib, H.A. Flexural Behavior of Doubly Reinforced High-Strength Lightweight Concrete Beams with Web Reinforcement / H.A. Shuaib, J. Batts // ACI Structural Journal. - 1991. - V. 88. - N 3. - pp. 351-358.
230. SNI-03-2847-2002 Standart Nasional Indonesia. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (Beta Version). - Bandung: 2002. - 278 p.
231. TCXDVN-356-2005 Concrete and Reinforced Concrete Structures. Design Standard. - 2005. - 177 p.
232. Thorenfeldt, E. Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Application in Design: Proceedings of the Symposium on Utilization of High-Strength Concrete / E. Thorenfeldt, A. Tomaszewicz, J.J. Jensen // Tapir. - 1987. - pp. 149-159.
233. Todeschini, C.E. Behavior of Concrete Columns Reinforced with High Strength Steels / C.E. Todeschini, A.C. Bianchini, C.E. Kesler // ACI Journal Proceedings. - 1964. - V. 61. - N 6. - pp. 701-716.
234. TS 500-2000 (ICS 91.080.40) Turkish Standard. Requirements for design and construction of reinforced concrete structures. - Ankara: 2000. - 75 p.
235. Vecchio, F.J. Reinforced Concrete Membrane Element Formulations // ASCE Journal of structural Engineering. - 1990. - V. 116. - N 3. - pp. 750-770.
236. Vecchio, F.J. Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements to Shear / F.J. Vecchio, M.P. Collins // ACI Journal. - 1986. - V. 83. - N 6. - pp. 925-933.

237. Vecchio, F.J. Towards Compression Field Theory of Reinforced Concrete Solids / F.J. Vecchio, R.G. Selby // ASCE Journal of structural Engineering. - 1991. - V. 117. - N 6. - pp. 1740-1758.

Приложение А
(обязательное)

Справки о внедрении результатов исследований



ПУБЛИЧНОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО «ОДК-КУЗНЕЦОВ»

ЗАВОДСКОЕ ШОССЕ, Д. 29,
САМАРА, РОССИЙСКАЯ
ФЕДЕРАЦИЯ, 443009

КПП 631901001
ОГРН 1026301705374
ИНН 6319033379

Т.: +7 846 312-71-01
+7 846 955-16-12
Ф.: +7 846 992-64-65

UEC-KUZNETSOV.RU
INFO@UEC-KUZNETSOV.RU

От 12.2024 № 34042

СПРАВКА

О внедрении элементов диссертационной работы Мурашкина Василия Геннадьевича, на тему «Деформационная модель для расчета железобетонных эксплуатируемых конструкций», по специальности 2.1.1 Строительные конструкции, здания и сооружения.

В рамках реконструкции производственных мощностей и плановой замены оборудования приходится решать задачи, связанные с использованием тех или иных железобетонных конструкций, прошедших длительный период эксплуатации. Таким образом, предложенная в диссертационной работе Мурашкина В.Г. по теме «Деформационная модель для расчета железобетонных эксплуатируемых конструкций» методика определения напряженно-деформированного состояния и методика расчета конструкции является актуальной.

Предложенная Мурашкиным В.Г. методика определения остаточного ресурса конструкций была использована для прогнозирования остаточного ресурса несущих конструкций, а также фундаментов под оборудование.

Главный инженер



А.М. Уржунцев

Рисунок А.1 – Справка о внедрении исследований ПАО «ОДК – Кузнецов»

СПРАВКА

О внедрении в учебный процесс исследований Мурашкина Василия Геннадьевича, изложенных в диссертационной работе «Деформационная модель для расчета железобетонных эксплуатируемых конструкций», по специальности 2.1.1 Строительные конструкции, здания и сооружения.

Исследования, выполненные в диссертационной работе Мурашкина В.Г. открывают принципиально новое направление в определении деформационной модели для расчета железобетонных конструкций по первой и второй группам предельных состояний. Кроме того, предложенная в диссертации деформационная модель позволяет определять напряженное состояние для конструкций, в которых характеристики бетона не соответствуют нормативным материалам.

Для студентов представляет интерес не только предложения по расчету конструкций с применением модели деформирования и уникальный расчёт ресурса эксплуатируемых железобетонных элементов, но и исторический аспект развития научных разработок российских учёных, которые были на передовых позициях в мировой науке по железобетону – Гвоздева А.А., Бондаренко В.М. и др.

Исследования, В.Г. Мурашкина используются в лекциях бакалаврам по направлению подготовки 08.03.01. «Строительство» по профилю «Промышленное и гражданское строительство» и магистрам по направлению подготовки 08.04.01. «Строительство» по профилю «Теория, практика и проектирование железобетонных и каменных конструкций, реконструкция и техническая эксплуатация зданий и сооружений, а также в дипломном и курсовом проектировании».

Заведующий кафедрой «Железобетонные и каменные конструкции» ФГБОУ ВО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет», д.т.н., доцент

Мирсаяпов Илшат
Талгатович



Рисунок А.2 – Справка о внедрении в учебный процесс исследований КГАСУ

ООО «НОВАЯ ПЕРСПЕКТИВА»

22 Партсъезда ул., д.10 А, Литер ФФ 1, комната 5, г. Самара, 443022. Тел./ факс (846) 3747775, 3747774 e-mail: office@scado63.ru
ИНН 6318030618, КПП 631 801 001, ПАО Приволжский филиал «ПРОМСВЯЗЬБАНК» г Нижний Новгород, БИК 042202803,
к/с 30101810700000000803, р/с 40702810703000101490

Исх. № 598/24 от 27.11.2024 г.

АКТ

о внедрении исследований Мурашкина Василия Геннадьевича, изложенных в диссертационной работе «Деформационная модель для расчета железобетонных эксплуатируемых конструкций», по специальности

2.1.1 Строительные конструкции, здания и сооружения.

Завод железобетонных изделий ООО «Новая Перспектива» производит широкую номенклатуру железобетонных конструкций, основная масса из которых изгибаемые элементы, такие как плиты, ригели и перемычки. Ориентируясь на потребителя, для расширения номенклатуры, предприятие внедряет новые не стандартные решения, каждое из которых требует проведение дополнительных работ по расчету, проектированию и испытанию конструкций.

Предложенная в диссертационной работе Мурашкина В.Г. по теме «Деформационная модель для расчета железобетонных эксплуатируемых конструкций» методика определения напряженно-деформированного состояния и методика расчета прогиба конструкции на любом уровне нагрузки, применяется при расчете конструкций и позволяет проводить планирование испытаний новых образцов конструкций с минимальными затратами.

Предложенная Мурашкиным В.Г. методика определения остаточного ресурса конструкций была использована для прогнозирования остаточного срока дальнейшей безопасной эксплуатации конструкций фундаментов производственного оборудования, при замене оборудования.

Генеральный директор



В.О. Мареев

ООО «АРХИВ»

ИНН 6316176241, КПП 631601001, ОГРН 1126316005529

Юридический адрес: 443110, Самарская область, город Самара, ул. Ново-Садовая, д.14 строение «А», комната 17

ИСК № 61/21

СПРАВКА О ВНЕДРЕНИИ

элементов диссертационной работы

Мурашкина Василия Геннадьевича,

на тему «Деформационная модель для расчета железобетонных эксплуатируемых конструкций», по специальности 2.1.1 Строительные конструкции, здания и сооружения.

ООО «Архив» в рамках своей деятельности осуществлял проектирование железобетонных конструкций несущих подпорных стен в ЖК «Вознесенский» г. Самара по адресу: ул. Ст.Разина/ул. Ленинградская и в многоуровневом подземном сооружении для хранения и обслуживания яхт, катеров, лодок и др., расположенном в границах тальвега Постникова оврага г. Самара.

ЖК «Вознесенский» находится в историческом центре города внутри плотной жилой застройки и расположен на сложном рельефе. Многоуровневые эллинги также расположены в сложных грунтовых условиях на склоне берега реки.

Учитывая стесненные условия и сложные грунтовые условия, при проектировании использовались нестандартные решения, требующие дополнительных научных исследований. При расчетах конструкций подпорных стен были применены подходы и методика расчета, изложенные в диссертационной работе Мурашкина Василия Геннадьевича, на тему «Деформационная модель для расчета железобетонных эксплуатируемых конструкций».

Предложенная Мурашкиным В.Г. методика определения напряженно-деформированного состояния и методика расчета железобетонных конструкций являются востребованными и актуальными.

Директор



В.Ю. Ширяев

02.12.2024г.

Рисунок А.4 – Справка о внедрении ООО «Архив»

Общество с
ограниченной
ответственностью
«ЛИСТОК»



ООО «ЛИСТОК», ИНН 6382070801, КПП 638201001, ОГРН 1156313044953,
Юридический адрес / Почтовый адрес: 445148, Самарская обл.,
Ставропольский р-н, село Выселки, Хрящевское шоссе, д.21/1, стр.3, пом.1.
тел. +7 (987) 974-85-19, e-mail: lstk.house@mail.ru, www.lstk.house

Лёгкие Стальные Тонкостенные Конструкции

02 декабря 2024 г. № 49

АКТ

о внедрении исследований

Мурашкина Василия Геннадьевича,

изложенных в диссертационной работе на тему:

«Деформационная модель для расчета

железобетонных эксплуатируемых конструкций»,

по специальности 2.1.1 Строительные конструкции, здания и сооружения.

ООО «ЛИСТОК» производит несущий каркас для быстровозводимых зданий из лёгких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК). Учитывая низкий вес конструкций каркаса из ЛСТК, по сравнению с классическими решениями несущих и самонесущих конструкций из бетона, камня и металла, при реконструкции зданий и сооружений имеется возможность использования существующие фундаменты объектов, что значительно снижает себестоимость производства строительно-монтажных работ при реконструкции объектов. Для подобных проектных решений необходимо достоверно определить не только несущую способность существующих конструкций фундамента, но и срок их остаточной безопасной эксплуатации.

Методика, предложенная Мурашкиным В.Г. в диссертационной работе, используется в ООО «ЛИСТОК» для оценки состояния эксплуатируемых конструкций железобетонных фундаментов в указанных выше случаях.

Предложенный в диссертационной работе Мурашкин В.Г. расчет остаточного ресурса железобетонных конструкций может быть применен и для конструкций из других материалов, если установить степень ежегодной деградации (коррозии) материала.

Кроме того, Мурашкин В.Г. в диссертационной работе рассматривает принципиально новые возможности использования современного технологического оборудования по отбору, извлечению цилиндрических бетонных образцов из исследуемых конструкций с применением алмазного бурения, по испытанию бетонных образцов на гидравлическом прессе с фиксацией скоростного режима нагружения и деформаций.

Директор
+79879748519



А.Н. Китайкин

Приложение Б
(обязательное)

Таблица сопоставление значений напряжений в бетоне по предложенной
методике и нормативным документам

Таблица Б.1 – Сопоставление значений напряжений в бетоне, по выражению (2.3) и по СП 63.13330.2018

Класс бетона		B15			B20			B30			B40			B60			B100		
	относительные деформации бетона	Напряжения в бетоне																	
N п/п	$\varepsilon \cdot 10^{-5}$	СП	(2.3)	(СП-(2.3))/2.3	СП	(2.3)	(СП-(2.3))/2.3	СП	(2.3)	(СП-(2.3))/2.3	СП	(2.3)	(СП-(2.3))/2.3	СП	(2.3)	(СП-(2.3))/2.3	СП	(2.3)	(СП-(2.3))/2.3
		МПа	МПа	%	МПа	МПа	%	МПа	МПа	%	МПа	МПа	%	МПа	МПа	%	МПа	МПа	%
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	46	6,945211	6,480926	-7,16%	8,789448	8,287619	-6,06%	11,58375	11,30508	-2,46%	13,83394	14,24344	2,88%	16,79427	18,13172	7,38%	19,6679	19,16769	-2,61%
2	55	7,694432	7,170311	-7,31%	9,854312	9,282456	-6,16%	13,18265	12,83877	-2,68%	15,92896	16,3161	2,37%	19,69274	21,38446	7,91%	23,44932	24,61687	4,74%
3	64	8,324165	7,771883	-7,11%	10,77032	10,16017	-6,01%	14,60087	14,20876	-2,76%	17,83566	18,18189	1,90%	22,44283	24,38987	7,98%	27,19308	30,04938	9,51%
4	73	8,850996	8,297662	-6,67%	11,55458	10,9341	-5,67%	15,85293	15,4289	-2,75%	19,5599	19,85397	1,48%	25,03721	27,14032	7,75%	30,89215	35,33489	12,57%
5	82	9,290929	8,757005	-6,10%	12,22307	11,61516	-5,23%	16,95017	16,5114	-2,66%	21,10941	21,34498	1,10%	27,46947	29,63538	7,31%	34,53919	40,37596	14,46%
6	91	9,656537	9,157475	-5,45%	12,78935	12,21249	-4,72%	17,90496	17,46724	-2,51%	22,48985	22,66709	0,78%	29,73416	31,87938	6,73%	38,12645	45,10154	15,47%
7	100	9,958409	9,50535	-4,77%	13,26541	12,73395	-4,17%	18,72869	18,30638	-2,31%	23,70929	23,83185	0,51%	31,82678	33,87979	6,06%	41,64569	49,46187	15,80%
8	109	10,2056	9,805953	-4,08%	13,66197	13,18643	-3,61%	19,43142	19,03792	-2,07%	24,77572	24,85023	0,30%	33,74542	35,64611	5,33%	45,08795	53,42436	15,60%
9	118	10,40599	10,06387	-3,40%	13,98873	13,57601	-3,04%	20,02645	19,67024	-1,81%	25,69757	25,73262	0,14%	35,48511	37,18919	4,58%	48,44334	56,97021	14,97%
10	127	10,56646	10,28311	-2,76%	14,25446	13,90812	-2,49%	20,52132	20,21104	-1,54%	26,48365	26,48883	0,02%	37,0449	38,5207	3,83%	51,70065	60,09167	13,96%
11	136	10,69308	10,46721	-2,16%	14,46722	14,18765	-1,97%	20,92678	20,66745	-1,25%	27,14306	27,12812	-0,06%	38,42362	39,65273	3,10%	54,84682	62,78973	12,65%
12	145	10,79118	10,6193	-1,62%	14,63429	14,41904	-1,49%	21,25236	21,04609	-0,98%	27,6851	27,6592	-0,09%	39,621	40,59751	2,41%	57,86606	65,07223	11,07%
13	154	10,8654	10,7422	-1,15%	14,76229	14,60632	-1,07%	21,50714	21,3531	-0,72%	28,11924	28,09028	-0,10%	40,63614	41,36726	1,77%	60,73838	66,95229	9,28%
14	163	10,92036	10,83845	-0,76%	14,85712	14,75317	-0,70%	21,69974	21,59416	-0,49%	28,45498	28,42906	-0,09%	41,47013	41,974	1,20%	63,43697	68,44699	7,32%
15	172	10,95827	10,91035	-0,44%	14,92396	14,86297	-0,41%	21,83821	21,77459	-0,29%	28,70181	28,6828	-0,07%	42,12314	42,42944	0,72%	65,92285	69,57635	5,25%
16	181	10,98259	10,95998	-0,21%	14,96822	14,93881	-0,20%	21,92935	21,89932	-0,14%	28,86899	28,8583	-0,04%	42,59559	42,74494	0,35%	68,1326	70,36237	3,17%
17	190	10,99561	10,98925	-0,06%	14,992	14,98356	-0,06%	21,98238	21,97294	-0,04%	28,96611	28,96191	-0,01%	42,88769	42,93142	0,10%	69,94082	70,82836	1,25%
18	199	10,99952	10,9999	0,00%	14,99922	14,99984	0,00%	21,99972	21,99974	0,00%	28,99949	28,99963	0,00%	42,99847	42,99933	0,00%	70,98233	70,99833	0,02%
19	208	10,9911	10,99352	0,02%	14,98722	14,99009	0,02%	21,9796	21,98369	0,02%	28,97055	28,97704	0,02%	42,94275	42,95866	0,04%	70,79279	70,89653	0,15%
20	217	10,96061	10,97159	0,10%	14,94319	14,95656	0,09%	21,90872	21,92852	0,09%	28,86727	28,89939	0,11%	42,74549	42,81888	0,17%	69,99402	70,54701	0,78%
21	226	10,91168	10,93546	0,22%	14,87231	14,90134	0,19%	21,79402	21,83768	0,20%	28,69906	28,77156	0,25%	42,4142	42,58896	0,41%	68,45481	69,97339	2,17%
22	235	10,84656	10,88638	0,37%	14,77769	14,82635	0,33%	21,63998	21,7144	0,34%	28,47161	28,59814	0,44%	41,95622	42,27739	0,76%	65,98976	69,19859	4,64%
23	244	10,76751	10,8255	0,54%	14,66245	14,7334	0,48%	21,45137	21,56168	0,51%	28,19167	28,3834	0,68%	41,37891	41,89213	1,23%	62,39221	68,24464	8,58%
24	253	10,67652	10,75388	0,72%	14,5294	14,62413	0,65%	21,2324	21,38231	0,70%	27,86364	28,13132	0,95%	40,69138	41,44069	1,81%			
25	262	10,57543	10,67251	0,91%	14,38123	14,5001	0,82%	20,98749	21,1789	0,90%	27,49522	27,84563	1,26%	39,90277	40,9301	2,51%			

Приложение В
(обязательное)

Экспериментальные данные Г.И. Мельникова

Таблица В.1 – Экспериментальные данные Г.И. Мельникова и сравнение с предложенной методикой

№ обр.	b	h0	n	d	μ%%	Rk	Rпр	Rs	α	Mf	Me	(Mf-Me)/Me, %	Mm	(Mf-Mm)/Mm, %	Mn	(Mf-Mn)/Mn, %	Eb
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Б-1	10,3	16,3	5	1,6	5,92	490	358	3420	0,458	429200	422000	1,7	436800	-1,74	388900	10,36	38000
Б-2	10,3	16,4	2	1,6	2,35	191	145	3420	0,445	177700	170500	4,2	175300	1,37	159400	11,48	27500
Б-3	10,2	16,2	2	1,6	2,4	481	353	3450	0,188	245000	199000	23,1	204400	19,86	198000	23,74	38000
Б-4	10,4	15,7	4	0,5	0,47	481	353	17400	0,185	168200	185500	-9,3	191700	-12,26	189100	-11,05	38000
Б-5	10,1	15,9	2	0,5	0,24	478	346	17150	0,094	92000	97600	-5,7	102400	-10,16	100900	-8,82	38000
Б-6	10,5	15,7	2	0,5	0,23	478	346	17040	0,092	95900	97100	-1,2	100300	-4,39	98900	-3,03	38000
Б-7	10,2	15,6	1	0,5	0,12	459	329	17120	0,05	50400	49600	1,6	50830	-0,85	50450	-0,10	38000
Б-8	10,3	15,3	1	0,5	0,12	459	329	17040	0,049	50800	50100	1,4	49940	1,72	49550	2,52	38000
Среднее												1,97		-0,80		3,14	
Среднее квадратическое отклонение, %												9,6		9,8		11,6	

Приложение Г
(обязательное)

Алгоритм расчета пошаговым методом деформаций ползучести в сжатом
железобетонном элементе

$P_j :=$

$i \leftarrow 0$ $EPS_i \leftarrow \varepsilon b1$ $POL_i \leftarrow 0$ $Sibb_i \leftarrow \sigma b(\varepsilon b1)$ while $(i < j)$	<table border="0" style="border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="border-right: 1px solid black; padding-right: 10px; vertical-align: top;"> $i \leftarrow i + 1$ $POL_i \leftarrow Sibb_{i-1} \cdot C\left(t0 + \frac{i}{IN}, t0\right) -$ </td> <td style="padding-left: 10px; vertical-align: middle;"> $\left \begin{array}{ll} 0 & \text{if } i = 1 \\ Sibb_{i-1} \cdot C\left(t0 + \frac{i-1}{IN}, t0\right) & \text{otherwise} \end{array} \right.$ </td> </tr> <tr> <td colspan="2" style="padding-top: 10px;"> $EPS_i \leftarrow EPS_{i-1} + POL_i$ $NNs_i \leftarrow \sigma s(EPS_i) \cdot As$ $NNb_i \leftarrow NN - NNs_i$ $Sibb_i \leftarrow \frac{NNb_i}{b \cdot h0}$ POL_i </td> </tr> </table>	$i \leftarrow i + 1$ $POL_i \leftarrow Sibb_{i-1} \cdot C\left(t0 + \frac{i}{IN}, t0\right) -$	$\left \begin{array}{ll} 0 & \text{if } i = 1 \\ Sibb_{i-1} \cdot C\left(t0 + \frac{i-1}{IN}, t0\right) & \text{otherwise} \end{array} \right.$	$EPS_i \leftarrow EPS_{i-1} + POL_i$ $NNs_i \leftarrow \sigma s(EPS_i) \cdot As$ $NNb_i \leftarrow NN - NNs_i$ $Sibb_i \leftarrow \frac{NNb_i}{b \cdot h0}$ POL_i	
$i \leftarrow i + 1$ $POL_i \leftarrow Sibb_{i-1} \cdot C\left(t0 + \frac{i}{IN}, t0\right) -$	$\left \begin{array}{ll} 0 & \text{if } i = 1 \\ Sibb_{i-1} \cdot C\left(t0 + \frac{i-1}{IN}, t0\right) & \text{otherwise} \end{array} \right.$				
$EPS_i \leftarrow EPS_{i-1} + POL_i$ $NNs_i \leftarrow \sigma s(EPS_i) \cdot As$ $NNb_i \leftarrow NN - NNs_i$ $Sibb_i \leftarrow \frac{NNb_i}{b \cdot h0}$ POL_i					