

ФЕДЕРАЛЬНОЕ ГОСУДАРСТВЕННОЕ БЮДЖЕТНОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ
УЧРЕЖДЕНИЕ ВЫСШЕГО ОБРАЗОВАНИЯ «БЕЛГОРОДСКИЙ
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ
им. В.Г. ШУХОВА»

На правах рукописи



АМЕЛИН Павел Андреевич

ПРОЧНОСТЬ КОРРОЗИОННО-ПОВРЕЖДЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ВНЕШНИМ
ПОЛИМЕРКОМПОЗИТНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

Специальность 2.1.1 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель:
доктор технических наук,
профессор, член-корреспондент РААСН
Римшин Владимир Иванович

Белгород – 2025

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА. РАСЧЕТ И УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЮ АГРЕССИВНЫХ СРЕД.....	11
1.1. Кинетика протекания коррозионных процессов в железобетонных элементах от воздействия хлоридной среды.....	11
1.2. Модели поведения бетона и арматуры при воздействии на них хлоридной агрессивной среды.....	15
1.3. Физические и расчетные модели силового сопротивления железобетонных элементов, подверженных хлоридной коррозии.....	25
1.4. Влияние условий эксплуатации на остаточный срок службы элементов	27
1.5. Композитные материалы и конструктивные решения для внешнего усиления железобетонных элементов.....	29
1.6. Методы расчета усиления железобетонных изгибаемых элементов внешним композитным армированием.....	33
1.7. Анализ экспериментальных исследований по усилению изгибаемых железобетонных конструкций внешним композитным армированием	37
1.8. Выводы по главе.....	47
2. МЕТОД РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ПОВРЕЖДЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ВНЕШНИМ КОМПОЗИТНЫМ АРМИРОВАНИЕМ	49
2.1. Исходные предпосылки и рабочие гипотезы	49
2.2. Нелинейный расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных коррозией и усиленных внешним композитным армированием.....	58

2.3. Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных коррозией и усиленных внешним композитным армированием	62
2.4. Выводы по главе.....	66
3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОВЕДЕНИЯ ПОВРЕЖДЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ХЛОРИДНЫМ КОРРОЗИОННЫМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ, ПРИ УСИЛЕНИИ ВНЕШНИМ КОМПОЗИТНЫМ АРМИРОВАНИЕМ	67
3.1. Цель и задачи исследований	67
3.2. Программа исследований	68
3.3. Методика проведения испытаний и опытные образцы.....	69
3.4. Результаты экспериментальных исследований.....	85
3.5. Выводы по главе.....	100
4. ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ ПОВРЕЖДЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ВНЕШНИМ КОМПОЗИТНЫМ АРМИРОВАНИЕМ	102
4.1. Цели и задачи исследования	102
4.2. Исходные данные для численных исследований.....	103
4.3. Результаты нормативных расчетов коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием.....	105
4.4. Алгоритм и результаты нелинейного расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных коррозией и усиленных внешним композитным армированием.....	107
4.5. Конечно-элементная модель балок, усиленных внешним композитным армированием, реализованная в ПК «Abaqus».....	113
4.6. Нейросетевое прогнозирование прочности коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием	120
4.7. Выводы по главе.....	131

ЗАКЛЮЧЕНИЕ	133
СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ.....	134
ПРИЛОЖЕНИЯ	152
Приложение А. Патенты РФ, свидетельства о государственной регистрации программы для ЭВМ, Базы данных	153
Приложение Б. Внедрение результатов научных исследований	156
Приложение В. Исходные экспериментальные данные для построения нейронной сети.....	159
Приложение Г. Программа расчета внешнего композитного усиления железобетонных изгибаемых конструкций, подверженных различным видам коррозии поперечного сечения стальной арматуры	165
Приложение Д. Исходный код нейронной сети MLP 10-9-2-20	170

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы диссертационного исследования. Эксплуатация железобетонных изгибаемых элементов зданий и сооружений различного назначения проходит под влиянием агрессивных несиловых воздействий, приводящих к возникновению коррозионных процессов в бетоне и арматуре, преждевременному достижению в конструкциях предельных состояний.

Конструкции морских сооружений, мостов и паркингов, станций обеззараживания, резервуаров, некоторых химических предприятий, большинства монолитных зданий, строящихся в зимний период, подвергаются постоянному воздействию агрессивных сред. С целью увеличения срока эксплуатации поврежденных железобетонных элементов современным решением является использование полимеркомпозитных материалов на основе стекло- и углепластиков при проведении ремонтно-восстановительных работ, поскольку данные материалы имеют высокие показатели прочности на растяжение, малый вес и высокую степень коррозионной стойкости.

На сегодняшний день достаточно исследованы процессы определения напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций, поврежденных коррозией, существуют работы по исследованию усиления железобетонных конструкций под нагрузкой. Однако на данный момент не в полной мере изучена методика, прогнозирующая несущую способность коррозионно-поврежденных изгибаемых элементов после их усиления внешним полимеркомпозитным армированием.

Степень разработанности темы исследования. Вопросами определения прочности изгибаемых железобетонных элементов при совместном действии эксплуатационных и средовых нагрузок посвящены работы Бондаренко В.М., Римшина В.И., Селяева В.П., Трёкина Н.Н., Колчунова В.И., Чиркова В.П., Овчинникова И.Г., Попеско А.И., Смоляго Г.А., Леоновича С.Н., Mangat P.S., Elgarf M.S. и др.

Развитие и применение полимеркомпозитного армирования в элементах, а также при усилении железобетонных конструкций стало возможным благодаря

теоретическим и экспериментальным работам Маиляна Д.Р., Морозова В.И., Меркулова С.И., Римшина В.И., Мирсаяпова И.Т., Клевцова В.А., Польского П.П., Esfahani M.R., Rahimi H., Ritchie P.A. и др.

Целью диссертационного исследования является совершенствование методики расчета прочности коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием.

Для достижения поставленной цели необходимо решить поставленные **задачи**:

- выполнить анализ накопления коррозионных повреждений бетона и арматуры на железобетонные элементы конструкций;
- исследовать влияние внешнего полимеркомпозитного армирования из углепластика на рост прочности изгибаемых элементов;
- совершенствовать методику расчета прочности элементов, поврежденных от воздействия агрессивной среды и усиленных полимерными композитами;
- провести экспериментальные исследования прочности железобетонных изгибаемых элементов трёх рабочих состояний: работающих в нормальных эксплуатационных условиях; подверженных коррозионному воздействию агрессивной среды; усиленных внешним композитным армированием после повреждения вследствие протекания коррозионных процессов в арматуре и бетоне;
- подтвердить корректность предложенной методики расчета и алгоритма программного расчета проведением экспериментальных исследований, численного компьютерного моделирования и нейросетевого прогнозирования прочности коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием.

Объект исследования – коррозионно-поврежденные изгибаемые железобетонные элементы, усиленные внешним полимеркомпозитным армированием в растянутой зоне и приопорных боковых гранях.

Предмет исследования – прочность коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием.

Научно-техническая гипотеза заключается в предположении зависимости влияния коррозионного повреждения бетона и арматуры, а также внешнего полимеркомпозитного армирования на прочность изгибаемых железобетонных элементов.

Научная новизна работы заключается в следующем:

- совершенствована методика расчета прочности коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, в части учета уменьшения площади поперечного сечения стальной арматуры и влияния внешнего полимеркомпозитного армирования;
- экспериментально установлено влияние внешнего полимеркомпозитного армирования на рост прочности коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов;
- исследован способ локального усиления растянутой зоны изгибаемого железобетонного элемента;
- реализована нейросетевая модель для определения прочности элементов, поврежденных от воздействия агрессивной среды и усиленных полимерными композитами, зависящая от их геометрических и физико-механических характеристик.

Основные методы исследования. Методология диссертационного исследования обеспечивается общенаучными методами сбора, анализа и сравнения теоретических и экспериментальных данных отечественных и зарубежных ученых, имеющих отношение к объекту исследования.

Теоретическое описание объекта диссертационной работы основывалось на методе расчета по нелинейной деформационной модели. Для получения искомых величин используется математический итерационный метод. В экспериментальной части диссертационной работы применялись методы натурного моделирования и математической статистики.

Численное моделирование работы усиленного железобетонного элемента выполнялось с помощью программных средств, основанных на методе конечных элементов и искусственных нейронных сетей.

Практическая значимость исследования заключается в совершенствовании подходов к проектированию изгибаемых железобетонных элементов, позволяющему учитывать коррозионные повреждения при устройстве внешнего полимеркомпозитного армирования. Локальное усиление растянутой зоны железобетонного элемента позволит снизить материалоемкость полимеркомпозитного усиления железобетонных элементов при требуемой механической обеспеченности.

Положения, выносимые на защиту:

- методика и алгоритм расчета прочности коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, в части учета уменьшения площади поперечного сечения стальной арматуры и влияния внешнего полимеркомпозитного армирования;
- результаты экспериментальных исследований прочности железобетонных изгибаемых элементов, работающих в нормальных эксплуатационных условиях, подверженных коррозионному воздействию агрессивной среды и усиленных внешним композитным армированием после повреждения вследствие протекания коррозионных процессов в арматуре и бетоне;
- результаты численных исследований изгибаемых железобетонных элементов, имеющих коррозионные повреждения арматуры и бетона, впоследствии усиленных полимеркомпозитными материалами;
- нейросетевая модель прогнозирования прочности изгибаемых элементов, поврежденных от воздействия агрессивной среды и усиленных полимерными композитами, зависящая от их геометрических и физико-механических характеристик.

Степень достоверности научных положений и результатов. Достоверность проведённых исследований основана на использовании общепризнанных методов строительной механики, сопротивления материалов, математической статистики,

постулатов теории железобетона, использованием, поверенного измерительного оборудования, сертифицированных расчетно-вычислительных комплексов, верификацией экспериментальных и численных результатов исследований.

Личный вклад автора. Личный вклад состоит в получении, анализе исходных теоретических данных, дополнении расчетной модели, личном выполнении всех экспериментов, обработке результатов, а также формулировке выводов, составляющих научную новизну и подтверждающих теоретическую и практическую значимость работы.

Апробация научно-исследовательской работы. Основные положения диссертационной работы докладывались и обсуждались на: VI, VII, VIII Международных научно-практических конференциях «Наука и инновации в строительстве» (Белгород, 2022, 2023, 2024); XXIII Международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии» (Тула, 2022); Международном студенческом строительном форуме – 2022 (Белгород, 2022); Международных академических чтений «Безопасность строительного фонда России. VIII» (Курск, 2023); Международной научно-технической конференции «Расширение применения местных сырьевых материалов и отходов предприятий Республики Мордовия при изготовлении строительных материалов и изделий» (Саранск 2022); V Всероссийской научно-практической конференции молодых ученых «Строительство. Архитектура. Дизайн» (Курск, 2024); Международной научно-технической конференции молодых ученых БГТУ им. В.Г. Шухова (Белгород, 2024); Международной научной конференции «Железобетонные и каменные конструкции (ЖБК-2024)» (Казань, 2024).

Внедрение результатов исследований. Результаты настоящих исследований апробированы в производственных условиях в ООО «Центрогипроруда» и ООО «Чукотстройинвест» при разработке проектов усиления железобетонных конструкций, а также в учебном процессе БГТУ им. В. Г. Шухова.

Публикации. Основные положения диссертации опубликованы в 25 научных публикациях, 8 из которых в журналах, рекомендованных ВАК РФ, 2

работы в изданиях, индексируемых в базах данных Scopus. Получено 2 свидетельства о государственной регистрации программ для ЭВМ и 1 свидетельство о государственной регистрации Базы данных.

Диссертационная работа выполнялась в период с 2019 по 2025 г. на кафедре строительства и городского хозяйства ФГБОУ ВО «Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова».

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, основных выводов, списка литературы, включающего 155 наименований и четыре приложения. Работа изложена на 175 страницах, содержит 79 рисунков, 31 таблицу и 23 страницы приложений.

Автор выражает благодарность научному руководителю профессору Римшину В.И. и заведующему кафедрой строительства и городского хозяйства профессора Сулеймановой Л.А. за оказанную помощь в выполнении работы, а также доценту Крючкову А.А. за помощь в постановке эксперимента и отдельные консультации.

1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА. РАСЧЕТ И УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ВОЗДЕЙСТВИЮ АГРЕССИВНЫХ СРЕД

1.1. Кинетика протекания коррозионных процессов в железобетонных элементах от воздействия хлоридной среды

Агрессивная эксплуатационная среда является важным фактором работоспособности железобетонных конструкций промышленных и гражданских зданий, а также инженерных сооружений. Необходимая стойкость железобетонных конструкций может быть достигнута только в том случае, если осуществлен комплекс мероприятий, предусматривающих сохранение в самой конструкции физико-механических свойств в течение всего срока службы здания.

Коррозия железобетона – это сложный комплекс химических процессов, в результате развития которых существенно изменяются его прочностные и деформативные свойства [2, 3]. Основы теории процессов протекания коррозии в железобетонных элементах от длительного воздействия агрессивной среды во многом изучены в научных работах Бондаренко В.М., Карпенко Н.И., Римшина В.И., Селяева В.П., Трёкина Н.Н., Леоновича С.Н., Маиляна Л.Р., Колчунова В.И., Федоровой В.С., Тамразяна А.Г., Овчинникова И.Г., Смоляго Г.А., Попеско А.И., Mangat P.S., Elgarf M.S. и др.

Опасным и распространенным в практике строительства видом агрессивного воздействия является хлоридная среда [2, 3]. Анализ результатов натурных обследований показал, что под воздействием хлоридов находятся конструкции морских сооружений, мостов и паркингов, в которых используются антиобледенители на основе каменной соли, станций обеззараживания, резервуаров, а также химических предприятий, производящих хлор и изделия на его основе [104]. Некоторое количество хлоридов вводится в состав бетона для ускорения твердения при зимнем бетонировании [4, 64].

Изначально, бетон на портландцементе как среда для арматурной стали характеризуется значением pH поровой жидкости, равным 12-12,5, что означает его

щелочность [63, 65]. При таком значении кислотности среды вокруг стальной арматуры образуется пассивирующая пленка, которая защищает ее от прохождения процессов коррозии [8, 53]. Сталь остается в таком состоянии пока сохраняется защитный слой бетона и зона, в которой протекают процессы взаимодействия бетона со средой, способствующие нарушению пассивности (карбонизация, диффузия хлоридов) не достигла поверхности арматуры [47, 56]. Наиболее наглядно об устойчивости метал-электролит можно получить из диаграммы Пурбэ для железа (рисунок 1.1). Непрерывные линии определяют границы участков устойчивости, пассивности и коррозии железа при различных значениях потенциала и pH [141].

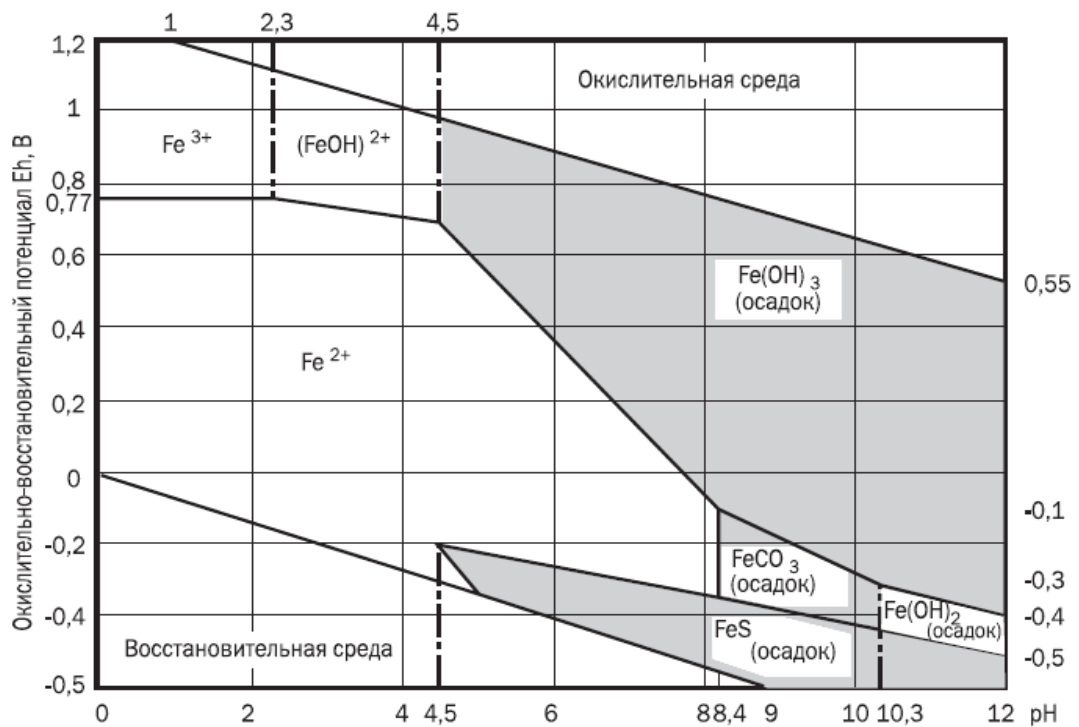


Рисунок 1.1 – Диаграмма полей устойчивости железа Пурбэ

Кинетику диффузии хлоридов в защитном слое бетона можно описать согласно второму закону диффузии Фика [109, 110]:

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2}, \quad (1.1)$$

где $C(x,t)$ – концентрация хлоридов на расстоянии x от поверхности бетона в момент времени t ; t – время экспозиции в условиях хлоридсодержащей среды; D – коэффициент диффузии хлорида.

Если начальная концентрация хлорида равна нулю, а коэффициент диффузии и поверхностная концентрация хлорида постоянны, то аналитическое решение уравнения (1.1) принимает вид:

$$C(x, t) = C_s \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}} \right) \right), \quad (1.2)$$

где C_s – концентрация хлоридов на поверхности бетона; erf – функция ошибок Гаусса.

В работе Любарской Г.В., Рубецкой Т.В. [68] изложена более простая модель диффузии агрессивной среды в толщи бетона:

$$\delta = kt^\gamma, \quad (1.3)$$

где δ – глубина нейтрализации бетона; k – константа кинетики коррозионных повреждений, для хлоридной среды принимается в диапазоне 3,3-4,1; γ – степенной показатель, который согласно равен 0,5.

В работах, выполненных под руководством Овчинникова И.Г. [49, 50], описана зависимость распределения агрессивной среды в бетоне размытым фронтом:

$$c(x, t) = \begin{cases} 0, & x > \delta(t) \\ c_0 \left(1 - \alpha \frac{x}{\delta(t)} + \beta \frac{x^2}{\delta(t)^2} \right), & x \leq \delta(t) \end{cases} \quad (1.4)$$

где c_0 – концентрация агрессивной среды на поверхности бетона; α, β – коэффициенты, определяемые из граничных условий; $\delta(t)$ – функция переноса агрессивной среды в бетоне.

Накопление критической концентрации хлоридов у поверхности арматурных стержней и воздействие электрического тока может привести к депассивации стальной арматуры [5, 39]. Проводились научные исследования, определяющие зависимость величины критической концентрации хлоридов в окружающем арматуру бетоне от массы вяжущего [17,150]. Основные величины критической концентрации агрессивной среды в бетоне представлены в таблице 1.1.

В отечественных нормах [63] максимальное допустимое содержание водорастворимых хлоридов в бетоне для железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой составляет 0,4% от массы вяжущего (цемента).

Таблица 1.1 – Критическая концентрация хлоридов в бетоне

$C_{кр}$, кг/м ³	Год	Исследователи
0,7	1962	Lewis D.A. [134]
0,66	1974	Clear K.C. [121]
1,33	1982	Browne R.D. [116]
0,4 % от массы цемента	1990	Алексеев С.Н., Иванов Ф.М. [2]
0,025-0,050% от массы бетона	1992	Cady P.D. [117]
0,83	1997	Frangopol [125]

При известном значении критической концентрации хлоридов в бетоне $C_{кр}$ используя параболическую функцию, возможно получить формулу для определения продолжительности инкубационного периода [25, 94]:

$$t_{inc} = \frac{1}{12D} \left(\frac{a}{1 - \left(\frac{C_{кр}}{C_s} \right)^{0.5}} \right)^2, \quad (1.5)$$

где a – толщина защитного слоя бетона.

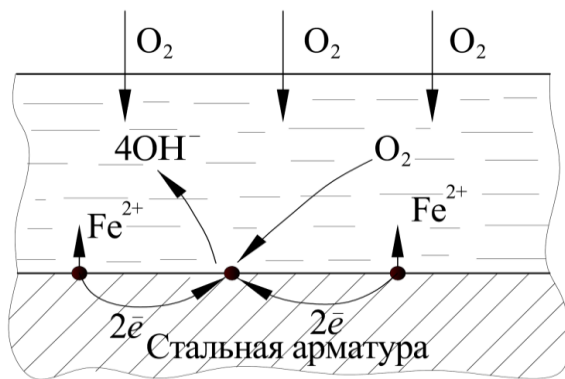
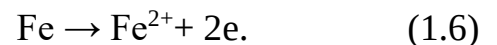


Рисунок 1.2 – Электрохимический механизм коррозии стальной арматуры

После депассивации на поверхности стальной арматуры появляются анодные и катодные участки (рисунок 1.2).

На анодных участках происходит растворение железа в жидкой фазе бетона [43]:

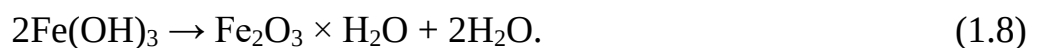


На катодных участках при поступлении кислорода осуществляется ассимиляция свободных электронов:



В результате этих реакций образуется гидроксид железа $\text{Fe}(\text{OH})_2$ который, взаимодействуя с кислородом и водой, приводит к формированию гидроксида железа $4\text{Fe}(\text{OH})_3$.

В конечном итоге по реакции (1.6) образуется ржавчина:



1.2. Модели поведения бетона и арматуры при воздействии на них хлоридной агрессивной среды

Существует два основных типа развития процессов хлоридной коррозии в железобетоне. В первом типе происходит разрушение защитного слоя бетона вследствие его слабого сопротивления агрессивной среде, после чего происходит коррозия арматуры. Развитие коррозии по второму типу начинается с арматуры, при условии, когда бетон не обладает защитными свойствами, но и не разрушается под действием среды [38, 75]. Данный тип характерен при воздействии на железобетон хлоридной агрессивной среды [16, 81]. Развитие коррозии данного типа вызывают повреждения, вследствие которых уменьшается площадь поперечного сечения арматуры, изменяются свойства арматурной стали, ослабляется взаимодействие между арматурой и бетоном из-за снижения сцепления, образуются трещины, приводящие к отслоению защитного слоя бетона [29]. В результате значительно снижается несущая способность железобетонного элемента [48, 127].

Поведение бетона под воздействием агрессивных сред изучено в научных работах Бондаренко В.М., Римшина В.М., Селяева В.П., Попеско А.И., Овчинникова И.Г. и др.

Основным показателем химического сопротивления бетона является коэффициент химической стойкости $K_{x.c}$ верхних слоев бетона, соприкасающихся с агрессивной средой [13,14]:

$$K_{x.c} = \frac{R_b(t)}{R_b(t_0)} = \frac{E_b(t)}{E_b(t_0)}, \quad (1.9)$$

где $R_b(t)$ – сопротивление бетона сжатию на расстоянии от соприкасающейся с агрессивной средой грани t ; $E_b(t)$ – модуль деформаций бетона на расстоянии от соприкасающейся с агрессивной средой грани t ; $R_b(t_0)$ – сопротивление неповрежденного бетона сжатию; $E_b(t_0)$ – модуль деформаций неповрежденного бетона.

В ГОСТ Р 58896-2020 [18] «Бетоны химически стойкие. Методы испытаний» зависимость коэффициента $K_{x.c}$ от времени предлагается в виде функции:

$$\lg K_{x.c.} = a + b \lg t, \quad (1.10)$$

где a и b – коэффициенты, имеющие постоянное значение для конкретного вида бетона и эксплуатационной среды.

В работах Бондаренко В.М., Римшина В.И. [13, 14] определены зависимости изменения коэффициента $K_{x.c.}$ по высоте сечения:

$$K_{x.c.} = \sum_{i=0}^{i=2} a_i z^i, \quad (1.11)$$

где z – общая высота неразрушенной и частично поврежденной области сечения; a_i – коэффициент полинома 2-й степени.

При условии, что $z = p + \sigma \rightarrow K_{x.c.}(p + \sigma) = 0$, коэффициенты a_0, a_1, a_2 равны:

$$a_0 = 1 - \left(\frac{p}{\delta}\right)^2; \quad (1.12)$$

$$a_1 = 2 \frac{p}{\delta^2}; \quad (1.13)$$

$$a_2 = -\frac{1}{\delta^2}. \quad (1.14)$$

Величина Z^* устанавливается фактическими замерами или с помощью нормативно-технической документации. Величина δ определяется из уравнения:

$$\frac{d(\Delta\delta)}{dt} = -\alpha (\Delta\delta)^m; \quad (1.15)$$

$$\Delta\delta = \frac{\delta_{кр} - \delta}{\delta_{кр}}. \quad (1.16)$$

Коэффициенты $\alpha, m, \delta_{кр}$ определяются эмпирическим путем в зависимости от величины действующих напряжений $m \geq 1$, что соответствует асимптотически затухающему развитию коррозионных напряжений по глубине z .

В работах Селяева В.П. [76, 77] для описания изменения свойств бетона, в том числе прочности, используется функция вида:

$$K_{x.c.} = b - \alpha t^\beta, \quad (1.17)$$

где $b = 1$ – в начале наблюдения; α, β – коэффициенты.

В работе Гузеева Е.А. [21] приведены эмпирические значения коэффициентов химической стойкости, которые показали рост прочности бетона на начальных стадиях взаимодействия с агрессивной средой.

В работе Попеско А.И. [56] была экспериментально изучена прочность бетона в условиях воздействия жидких хлоридосодержащих сред. Образцы выполнялись в виде кубов размерами 10×10×10 см и призм размером 10×10×40 см. На бетонные образцы воздействовали средой из 1%-го раствора соляной кислоты HCl с показателем pH = 0,56 и концентрацией ионов хлора 10,09 г/л на протяжении 180, 360, 540 и 720 суток. Изменение кубической и призмной прочности в процессе наблюдения приведены в таблице 1.2.

Таблица 1.2 – Изменение свойств бетона в 1%-ном растворе HCl

Среда	Время, сутки	R, МПа	R _b , МПа	E _b , МПа	L _{хл} , см
Воздух	28	40,2	33,4	35500	0,00
1%-й раствор HCl	180	42,4	35,7	34100	0,90
	360	37,3	32,4	31900	1,40
	540	34,2	30,7	30600	1,85
	720	33,6	29,5	28200	2,30

На основе экспериментальных данных автором были получены следующие зависимости по определению коэффициента $K_{х.с.}$:

– при коррозии бетона в воде, растворах щелочи и кислот:

$$K_{х.с.} = at^b; \quad (1.18)$$

– при коррозии бетона в растворах сульфатных солей:

$$K_{х.с.} = a \cdot \exp(bt + ct^2), \quad (1.19)$$

где a , b , c – коэффициенты.

В работах Овчинникова И.Г. [46, 50] представлена диаграмма деформирования пораженного хлоридами бетона, которая аппроксимируется зависимостью:

$$\sigma = \varphi(\varepsilon) \cdot \eta(C) \cdot \tau(\Pi), \quad (1.20)$$

где $\varphi(\varepsilon)$ – модель деформирования непораженного бетона, принятая в виде:

$$\begin{cases} A_p \varepsilon - B_p \varepsilon^3, \sigma > 0; \\ A_c \varepsilon - B_c \varepsilon^3, \sigma < 0; \end{cases} \quad (1.21)$$

$$A_c(C) = A_{c0} - k_{ca} \frac{C(x,y,z,t)}{C_\infty}; \quad (1.22)$$

$$B_c(C) = B_{c0} - k_{cb} \frac{C(x,y,z,t)}{C_\infty}, \quad (1.23)$$

где A_{c0}, B_{c0} – коэффициенты модели деформирования бетона в исходном состоянии; k_{ca}, k_{cb} – коэффициенты, определяемые по экспериментальным данным как разность коэффициентов A или B для бетона в исходном состоянии и полностью насыщенном средой; C_∞ – равновесная концентрация среды в элементе; $C(x, y, z, t)$ – концентрация хлоридсодержащей среды в точке конструкции в момент времени t ; $\eta(C)$ – функции влияния, отражающая степень деградации механических свойств материала при насыщении его хлоридами:

$$\eta(C) = 1 - \alpha \cdot C^\beta, \quad (1.24)$$

где α, β – коэффициенты, зависящие от температуры; $\tau(\Pi)$ – функция влияния поврежденности на процесс деформирования, учитывающая имеющий место процесс ползучести бетона:

$$\tau(\Pi) = 1/(1 + \lambda\Pi), \quad (1.25)$$

где λ – коэффициент; Π – параметр поврежденности, от 0 до 1.

Модель накопления повреждений в бетоне:

$$\frac{\partial \Pi}{\partial t} = m(C)\sigma^{k(C)}(1 - \Pi)^{-k(C)}, \Pi(0) = 0, \Pi(t_{\text{разруш}}) = \Pi^*. \quad (1.26)$$

В работе Петрова В.В. [52] приводятся экспериментальные данные по прочности цементно-песчаных призм, находящихся в синтетической морской воде с уровнем солёности 35 г/л, нагруженных и ненагруженных, на прочность и изгиб. Основные результаты испытаний приведены в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Испытания цементно-песчаных призм, находящихся в агрессивной хлоридной среде

Среда	Условия испытания	Длительность испытания	Предел прочности при изгибе, кг/см ²	Предел прочности при сжатии, кг/см ²
Проточная вода	нагруженные	150	36,7	325
	ненагруженные	150	47,7	407
Синтетическая морская вода (солёность 35 г/л)	нагруженные	150	29,7	322
	ненагруженные	150	44,7	326

Различают основные типы коррозии стальной арматуры, приводящих к уменьшению ее поперечного сечения (рисунок 1.3):

- равномерная (общая) коррозия, равномерно распределенная по поверхности металла;
- неравномерная (общая) коррозия, более выражена по мере увеличения концентрации среды;
- местная (локальная) коррозия, сосредоточенная на отдельных участках поверхности;
- точечная (питтинговая) коррозия, сосредоточенная на очень малых участках поверхности, но отличающаяся глубоким прониканием;
- межкристаллитная коррозия, сосредоточенная на границах кристаллитов.

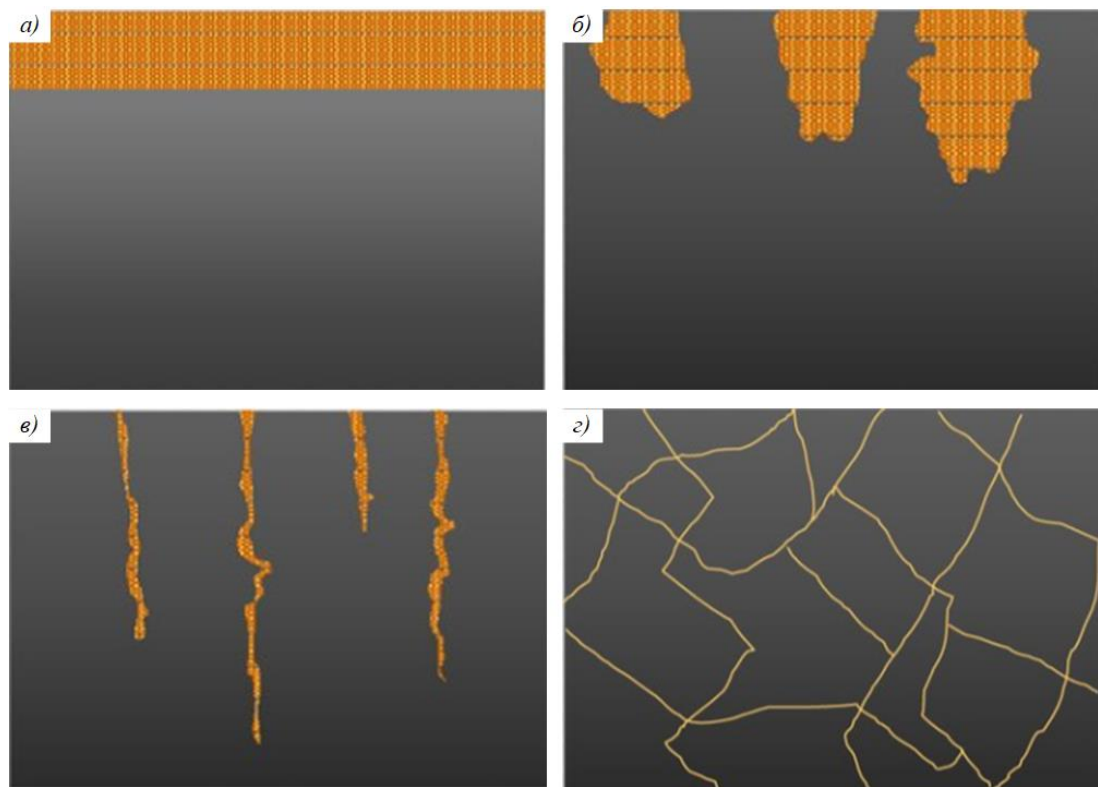


Рисунок 1.3 – Основные виды коррозии арматуры: а – равномерная;
б – локальная; в – питтинговая; г – межкристаллитная

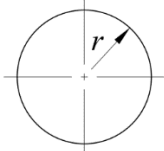
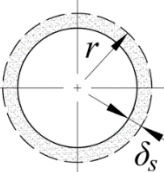
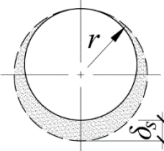
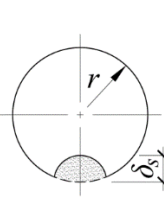
Коррозионный фронт разделяет поперечное сечение арматурного стержня на прокорродированную и неповрежденную часть. Тогда расчетная площадь поперечного сечения стальной арматуры, обладающая силовым сопротивлением, представляется как [104]:

$$A_s^* = A_s - A_s^{cor}, \quad (1.27)$$

где A_s – площадь поперечного сечения стальной арматуры до коррозии (проектная площадь); A_s^{cor} – расчетная площадь коррозионных повреждений поперечного сечения стальной арматуры.

На основании анализа научных работ [22, 95], можно представить основные аналитические модели определения площади продуктов коррозии по поперечному сечению стальной арматуры (таблица 1.4).

Таблица 1.4 – Модели развития коррозии по поперечному сечению арматурного стержня и расчетная площадь коррозионных повреждений

Модель развития коррозии по поперечному сечению стержня	Поперечное сечение стального арматурного стержня	
	Расчетная схема	Расчетная площадь коррозионного повреждения, A_s^{cor}
Начало инициации коррозии		0
Сплошная равномерная коррозия		$\pi \delta_s (2r - \delta_s)$
Сплошная неравномерная коррозия		$\pi (r \delta_s - \frac{\delta_s^2}{4})$
Локальная и питтинговая коррозия		$\delta_s^2 \sqrt{m - m^2} + \delta_s^2 \arcsin \sqrt{m} - 2r \delta_s \sqrt{m} +$ $+ \delta_s \sqrt{mr^2 - \delta_s^2 m^2} + r^2 \arcsin \frac{\delta_s \sqrt{m}}{r},$ где $m = 1 - \frac{\delta_s^2}{4r^2}$

В работах Чиркова В.П. [101, 102] в качестве меры накапливаемых повреждений общей равномерной коррозии предлагается снижение предельного растягивающего усилия в арматуре вследствие ее коррозии в момент выхода железобетонной конструкции из строя. Мера накапливаемых повреждений выражается так:

$$\frac{\Delta R_s}{\Delta R_{sq}} = \frac{R_{so} - R_{so} a_{cor}(t)}{R_{so} - F_{sq}}. \quad (1.28)$$

где R_{so} – несущая способность арматуры в стадии завершения инкубационного периода; $a_{cor}(t)$ – функция снижения несущей способности арматуры с течением времени вследствие ее коррозии; F_{sq} – усилие в арматуре от эксплуатируемых нагрузок.

Величина ΔR_s представляет собой снижение несущей способности арматуры при растяжении с течением времени, начиная после окончания процесса карбонизации защитного слоя бетона и потери им защитных свойств. Величина ΔR_{sq} есть резерв несущей способности конструкции по отношению к эксплуатационным нагрузкам. Для величин, зависящих от времени t и входящих в выражение (1.21), исходя из физической модели процесса коррозии арматуры, наблюдаются следующие условия:

$$t = 0 \quad a_{cor}(0) = 1, \Delta R_s = 0, D = 0; \quad (1.29)$$

$$t = T_2 \quad R_{so} a(T) = F_{sq}, \Delta R_s = \Delta R_{sq}, D = 1. \quad (1.30)$$

При $D = 1$ наступает отказ конструкции вследствие коррозии арматуры. В таком состоянии усилие в арматуре от эксплуатационной нагрузки равно или превышает усилие, воспринимаемое уменьшенным вследствие коррозии сечением арматуры в железобетонной конструкции.

Овчинниковым И.Г. [50] в качестве модели коррозионного износа арматуры принимается модель, учитывающая влияние концентрации хлоридсодержащей среды C на скорость коррозионного износа:

$$\frac{\partial \delta}{\partial t} = V_0 \exp(\mu C), \quad (1.31)$$

где V_0 – скорость коррозионного износа при отсутствии хлоридсодержащей среды; μ – коэффициент.

По исследованиям, проведенным Мощанским Г.И. и Татиашвили Т.И. [88], местная коррозия арматуры в местах трещин бетона глубиной более 200 мкм может привести к значительному снижению механических характеристик сталей. Образцы, находящиеся в условиях атмосферы промышленного цеха с Cl_2 на

протяжении 12 месяцев, имели величину глубины коррозии от 20 до 100 мкм, что уменьшило прочность на разрыв на 4-7% от контрольных образцов. Нахождение образцов во влажном грунте с высокой концентрацией агрессивной среды привело к коррозии в отдельных участках до 1 070 мкм и уменьшению прочности на разрыв на 74%. Последующее разрушение стали происходило в месте наибольшей глубины коррозии по сечению.

Автор работы [57] приводит экспериментальные данные по влиянию воздействия 1%-го раствора соляной кислоты на механические характеристики арматурной стали класса А-300 диаметром 8 мм (см. таблицу 1.5).

Таблица 1.5 – Изменение механических характеристик арматурной стали

Время, сутки	$\sigma_{и,хл}/\sigma_{и,эт}$	$\Delta l_{хл}/\Delta l_{эт}$	Потеря площади сечения, %
180	0,97	0,91	2,5
360	0,99	0,80	5,5
540	0,97	0,90	11,6
720	0,96	1,09	17,0

Примечание: $\sigma_{и,хл}$, $\sigma_{и,эт}$ – временное сопротивление эталонного образца и образца после воздействия агрессивной среды; $\Delta l_{хл}/\Delta l_{эт}$ – относительное удлинение после разрыва эталонного образца и образца после воздействия агрессивной среды.

В работе Бондаренко В.М. и Римшина В.И. [13] отображены опытные данные по глубине разрушения бетонов на портландцементе при действии HCl различной концентрации (таблица 1.6).

Таблица 1.6 – Глубина разрушения бетонов на портландцементе за 50 лет при действии HCl различной концентрации

Концентрация HCl		Глубина разрушения бетона Z50 см при В/Ц			
относит.	г/л	0,4	0,5	0,6	0,7
0,1	3,65	8,6	9,2	9,7	10,2
0,01	0,365	2,7	8,89	3,05	3,2
0.001	0,0365	0,86	0,92	0,97	1,02
0,001	0,00365	0,27	0,29	0,3	0,31

Коррозионное поражение арматуры пропорционально квадратному корню от произведения ширины трещин и времени воздействия агрессивной среды.

Изучение показало, что при увеличении ширины трещин от 0,05 до 0,2 мм, глубина коррозионного поражения арматуры увеличивается на 20-150%, а при раскрытии трещин до 0,4-0,6 мм – на 50-300%, в зависимости от характеристик среды. Однако, при раскрытии трещин до 1 мм, коррозия полностью прекращается через 12-14 лет.

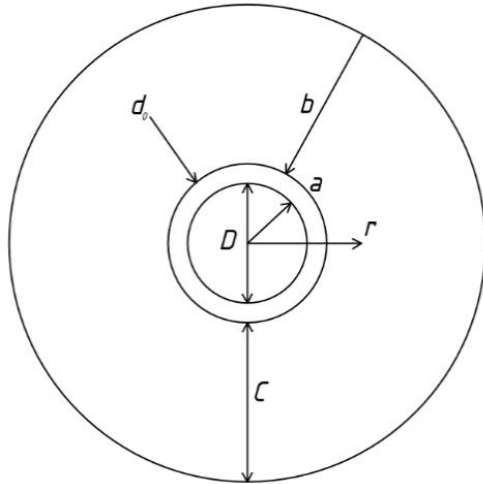


Рисунок 1.4 – Модель железобетонного элемента с продуктами коррозии арматуры: D – диаметр арматурного стержня; d_0 – толщина слоя продуктов коррозии в зоне сцепления арматуры и бетона; a и b – внутренние и внешние радиусы толстостенного бетонного цилиндра; c – толщина защитного слоя бетона

Образование Fe_2O_3 приводит не только к уменьшению поперечного сечения арматуры, но и к разрушению бетона, так как его объем увеличивает объем стальной арматуры в два или более раза [31, 92]. В работе [30] для описания процесса трещинообразования в железобетонном элементе под давлением продуктов коррозии арматуры представлена модель железобетона в виде круглого бетонного цилиндра с арматурой, расположенной по центру (рисунок 1.4).

Увеличение внутреннего радиуса бетонного цилиндра $a(t)$ можно выразить как:

$$a(t) = \left[D + \frac{2d_0}{2} \right] + d_s(t), \quad (1.32)$$

где $d_s(t)$ – толщина продуктов коррозии, вызывающих растягивающие напряжения, определяемая зависимостью:

$$d_s(t) = \frac{W_{rust}}{\pi(D+2d_0)} \left(\frac{1}{\rho_{rust}} - \frac{\alpha_r}{\rho_{st}} \right), \quad (1.33)$$

где α_r – коэффициент, зависящий от типа продуктов коррозии; ρ_{rust} – плотность продуктов коррозии; ρ_{st} – плотность арматуры; W_{rust} – масса продуктов коррозии (ржавчина), которые вызывают критическое растягивающее напряжение:

$$W_{rust} = \left(\int_0^1 0.098 \frac{1}{\alpha_r} \pi D \cdot i_{cor} dt \right)^{1/2}, \quad (1.34)$$

где i_{cor} – плотность тока коррозии, которая определяется по одной из зависимостей (таблица 1.7).

Развитие трещин начинается при условии:

$$\frac{\sigma_{bt}}{R_{bt}} = \frac{0.5+c/d}{1.665}. \quad (1.35)$$

Таблица 1.7 – Основные формулы для расчета плотности коррозионного тока при электрохимической коррозии стальной арматуры

№ п/п	Формула	Литературный источник, автор
1	$i_{cor} = 0,3683 \ln(t) + 1,1305$	Леонович С.Н. [30]
2	$i_{cor} = \frac{E_c - E_a}{A_s(R + P_c + P_a)}$	Томашов Н.Д. [90]
3	$i_{cor} = \frac{E_{cor}}{R_p} = \frac{\delta_s}{0,0116t}$	Andrade C. [109,110]
4	$i_{cor} = \frac{27(1-B/\Pi)^{-1.64}}{a_s} \alpha(t-T_i)^\beta$	Stewart M. [146]
5	$i_{cor} = \frac{\delta_s \gamma_s ZF}{At}$	Mangat P. [139]

Примечание: E_c , P_c , E_a , P_a – соответственно потенциал и поляризуемость катода и анода; R , R_p – электролитическое и поляризационное сопротивление бетона; t , T_i – время коррозии и время инициирования коррозии; A_s , δ_s , a_s , γ_s – соответственно площадь поперечного сечения и глубина коррозионных повреждений стальной арматуры, величина защитного слоя бетона, объемная плотность стали; i_0 – плотность коррозионного тока в начале наблюдения; Z , A – валентность и атомный вес железа; F – константа Фарадея; α , β , C – коэффициенты.

Трещина достигает поверхности защитного слоя при условии:

$$\frac{\sigma_c}{R_{bt}} = 2 \left(\frac{c}{d} + 0.5 \right). \quad (1.36)$$

Распределение напряжений в сечении при инициировании, развитии трещины и достижение ней поверхности схематично показано на рисунке 1.5.

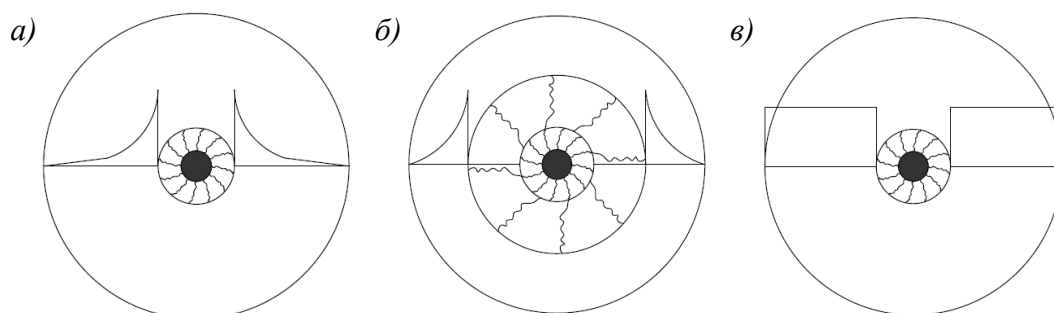


Рисунок 1.5 – Схема распределение напряжений в сечении на стадиях трещинообразования: *а* – инициировании трещины; *б* – развитии трещины; *в* – достижение трещиной поверхности элемента

Начало отслаивания и разрушения бетона характеризуется превышением величины растягивающих усилий над прочностью бетона на растяжение.

1.3. Физические и расчетные модели силового сопротивления железобетонных элементов, подверженных хлоридной коррозии

В работе Овчинникова И.Г. [49] для моделирования поведения изгибаемой армированной балки, подверженной механической нагрузке и воздействию хлоридсодержащей среды, принят подход, согласно которому сложная модель представляется в виде совокупности относительно простых моделей:

1. Модель конструктивного элемента, с известными техническими гипотезами о характере деформированного состояния.
2. Модель проникания хлоридов (по механизму активированной диффузии).
3. Модели деформирования материалов: бетон, арматура (используется деформационная модель материала).
4. Модели деградации свойств материалов.

Считается, что хлоридсодержащая среда приводит к уменьшению рабочего сечения арматуры пропорционально параметру коррозионной поврежденности, не влияя на свойства стали, а для бетона изменение диаграммы деформирования учитываем через функцию влияния концентрации хлоридов и функцию влияния поврежденности материала.

5. Модель предельного состояния: достижение параметром поврежденности Π предельного значения Π^* хотя бы в одной точке балки и достижение предела текучести для арматуры.

Объединение этих моделей позволяет построить общую сложную модель деформирования, армированного изгибаемого конструктивного элемента в условиях воздействия хлоридсодержащей среды. Используя уравнения равновесия и деформирования сечения (Кирхгоффа) определены равнодействующий момент $M_{\text{сеч}}(x, t)$ и продольное усилие $N_{\text{сеч}}(x, t)$ от действия внешних нагрузок в каждом поперечном сечении железобетонной изгибаемой балки по следующим уравнениям:

$$M_{\text{сеч}}(x, t) = M_y^b + M_y^a = \varepsilon_0(J_0^b + J_0^a) + \aleph(J_1^b + J_1^a), \quad (1.37)$$

$$N_{\text{сеч}}(x, t) = N^b + N^a = \varepsilon_0(J_1^b + J_1^a) + \aleph(J_2^b + J_2^a). \quad (1.38)$$

В исследованиях Савицкого Н.В. [69], Тытюка А.А. [92] и др. рассмотрены вопросы изменения напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций при влиянии агрессивных сред и силовых воздействий. Рассмотрены и разработаны методы расчета и проектирования железобетонных конструкций в разных средах, изучен характер распределения напряжений в конструкциях в зависимости от изменения механических свойств бетона в сечении.

В работах Дронова А.В., Фролова Н.В. и др. [22, 95] на основе деформационной расчетной модели с использованием метода заданных деформаций разработана методика определения напряженно-деформированного состояния, прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов при длительных силовых и средовых воздействиях с учетом различных схем развития коррозионных повреждений в границах поперечного сечения, а также различной степени поврежденности сечений в пределах пролета. Выражены уравнения, описывающие напряженно-деформированное состояние поврежденного по периметру сечения изгибаемого железобетонного элемента при всех уровнях нагружения:

$$\frac{h}{\varepsilon_1 - \varepsilon_2} (N'_{b1} + N'_{b2} + N'_{b3} + 2N'_{b4}) + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}^* = 0; \quad (1.39)$$

$$\frac{h^2}{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2} (M'_{b1} + M'_{b2} + M'_{b3} + 2M'_{b4}) + \sum_{j=1}^m \sigma_{sj} A_{sj}^* h \xi_{sj} - M = 0, \quad (1.40)$$

Данная система уравнений имеет всего три неизвестных: ε_1 , ε_2 и M .

По результатам методики составлен алгоритм расчета прочности, деформативности и остаточного ресурса изгибаемых железобетонных элементов с использованием разработанной методики и его реализацией на ЭВМ.

В работе Аванесова М.П., Бондаренко В.М., Римшина В.И. [1] исследовано силовое сопротивление железобетона в условиях коррозионных воздействий, предложена методика аналитического расчета прочности и жесткости сечений железобетонных элементов, частично пораженных коррозией, с использованием

интегрального модуля деформации для бетона сжатой зоны изгибаемого бетонного бруса:

$$E^{nn}(\nu, t) = \frac{\int_p^q (\sigma z^m)^2 \partial z}{\int_p^q z^{2m} \sigma \varepsilon \partial z}. \quad (1.41)$$

Прочность изгибаемого железобетонного бруса определяется применением прямоугольных эпюр нормальных напряжений относительно центра тяжести растянутой арматуры с учетом потери части силового сопротивления зон, пораженных коррозией. Прочность сечения определяется как сумма сопротивления повреждений части сечения M_1 и неповрежденной части сечения M_2 :

$$M_1 = R_{\text{пр}} \frac{b}{b_1^2} \{ \langle a_1 + b_1(x - z^*) - a_1 \ln[a_1 + b_1(x - z^*)] \rangle - \langle a_1 + b_1(x - \delta^*) - a_1 + b_1(x - \delta^*) \rangle \}; \quad (1.42)$$

$$M_2 = \frac{1}{2} R_{\text{пр}} b (x - (x - \delta^*))^2. \quad (1.43)$$

1.4. Влияние условий эксплуатации на остаточный срок службы элементов

Проблема остаточного срока службы железобетонных элементов становится все более актуальной в свете увеличения числа зданий и сооружений, достигших предельного состояния [87]. Остаточный срок службы определяется как период времени, оставшийся до достижения предельного состояния конструкции, при котором дальнейшая эксплуатация становится небезопасной. Этот срок зависит от множества факторов, включая воздействие внешней среды, нагрузки, а также состояние материалов.

Основной задачей является оценка остаточного срока службы, что позволяет предотвратить аварии и обеспечить безопасность эксплуатации конструкций. В общем виде, срок службы элементов и зданий в целом, зависит от (рисунок 1.6):

- начального периода времени t_0 (даты изготовления или строительства);
- периодов проведения натурных обследований t_1, t_2, t_3, t_i ;
- времени проведения текущего или капитального ремонта t_{p1}, t_{p2}, t_{p3} ;
- времени наступления аварийного состояния t_u ;
- остаточного срока эксплуатации T_i [89].

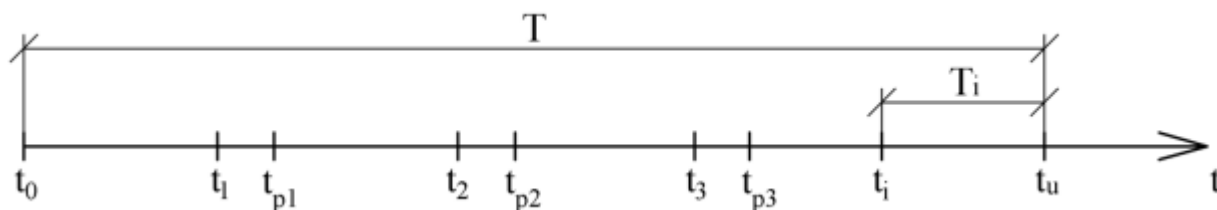


Рисунок 1.6 – Схема определения срока службы до наступления аварийного состояния

Существуют различные методики оценки остаточного срока службы. Одна из них основана на физико-статистическом подходе, который учитывает вероятностные характеристики материалов и их поведение под нагрузкой [82]. Также важным является применение регулярного мониторинга технического состояния конструкций, что позволяет более точно прогнозировать срок службы на основе реальных данных о состоянии материалов и их коррозионных процессах [45]. Согласно работе Трёкина Н.Н., ключевым аспектом при оценке остаточного срока службы является учет совместного влияния дефектов на несущую способность конструкций [89].

Коррозионные повреждения, вызванные агрессивными условиями эксплуатации, значительно снижают несущую способность железобетонных элементов. Например, исследования показывают, что даже при соблюдении предельно допустимых условий эксплуатации, снижение несущей способности может достигать 12% за 50 лет [45]. Важно учитывать, что повреждения могут быть неравномерными и концентрироваться в определенных участках конструкции [70].

Рекомендуется использовать методику, основанную на результатах визуального обследования, в которой безопасный срок эксплуатации определяется как интервал между обследованиями.

Для повышения точности оценки остаточного срока службы рекомендуется:

- использование натурных обследований для выявления реального состояния конструкций [66].
- адаптация методик к специфическим условиям эксплуатации и материалам.
- внедрение новых норм проектирования, учитывающих долговечность и коррозионные процессы [93].

Таким образом, проблема остаточного срока службы железобетонных конструкций требует комплексного подхода к оценке их состояния. Применение современных методик и регулярный мониторинг состояния позволяют предсказать возможные проблемы и продлить срок безопасной эксплуатации зданий и сооружений за счет усиления поврежденных железобетонных элементов [6]. Это не только повышает безопасность, но и способствует экономии ресурсов на капитальный ремонт и реконструкцию.

1.5. Композитные материалы и конструктивные решения для внешнего усиления железобетонных элементов

Современные подходы к усилению строительных конструкций включают в себя применение полимеркомпозитных материалов на основе волокон, изготовленных из микрофибр, омоноличенных полимерами [35,99].

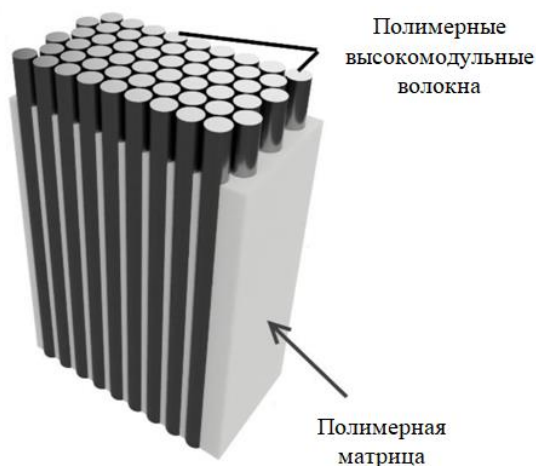


Рисунок 1.7 – Состав композитного материала на основе полимерных волокон

Полимеркомпозитные материалы представляют собой многокомпонентные вещества, состоящие из двух или более различных компонентов, где один из них выполняет роль матрицы, а остальные – наполнителей (рисунок 1.7). Эти материалы получили широкое распространение благодаря своим уникальным свойствам и возможностям [24, 78].

Между матрицей и наполнителем создается адгезионное взаимодействие. Обычно наполнитель по сравнению с матрицей является более жестким и прочным материалом [23, 100]. Наибольший интерес представляет наполнитель в виде волокон, обладающих весьма высокими упругопрочностными характеристиками [103]. Та или иная ориентация их в полимерной матрице придает материалу анизотропные свойства, которые можно варьировать в соответствии с распределением технологических и эксплуатационных напряжений [32, 71].

Основными областями применения технологии усиления железобетонных элементов композитными материалами на основе фибры (КМФ) по условиям работы конструкции являются:

- увеличение несущей способности изгибаемой железобетонной балки или плиты путем приклеивания композитного материала в растянутой зоне сечения;
 - увеличение несущей способности сечения балок на действие поперечной силы установкой КМФ на опорных участках конструкции, где существует риск возникновения и развития наклонных трещин;
 - увеличение несущей способности и внецентренно сжатых колонн приклеиванием КМФ по периметру конструкции (охватывающее усиление).
- Наиболее близким по области и условиям применения усилению композитными материалами является широко и успешно применяемое уже более полувека усиление железобетонных конструкций стальными пластинами.

Композитные материалы на основе полимерных волокон обладают разнообразными структурами, которые определяются ориентацией наполнителя и анизотропией. В строительстве чаще всего используются композиты с однонаправленной ориентацией волокон из-за их высокой прочности и легкости. Они позволяют создавать конструкции, способные выдерживать значительные нагрузки при минимальном весе, что особенно важно в современных строительных технологиях.

Согласно статистической теории прочности, разработанной Гурландом и Розеном [128], разрушение однонаправленного композита при растяжении происходит путем накопления разрывов, дробления волокон в полимерной матрице. В этом случае теоретическая прочность волокон σ_p^T в композите равна прочности несвязанного пучка волокон «критической» длины $l_{кр}$:

$$\sigma_p^T = (\beta l_{кр} e)^{t/\beta}. \quad (1.44)$$

Исходя из этого, при рассмотрении вопроса о реализации прочности волокон в композите целесообразно сопоставлять экспериментальные значения $\sigma_{вол}$ с

прочностью σ_p^T , которая могла бы быть при реализации механизма дробления волокон:

$$K_p = \sigma_{\text{вол}} / \sigma_p^T. \quad (1.45)$$

Физико-механические характеристики основных типов композитных материалов, армированных полимерными фибровыми волокнами, представлены в таблице 1.8. В отличие от стали, не характеризуются пластическими свойствами, а их разрушение является хрупким. В связи с этим при проектировании усиления железобетонных конструкций внешним армированием из композитов накладываются ограничения на величину упругих деформаций бетона и стали [83, 84]. КМФА, КМФС, КМФБ, КМФУ – композитные материалы на основе арамидных, стеклянных, базальтовых и углеродных фибровых волокон соответственно.

Таблица 1.8 – Сравнение физико-механических характеристик стальных и композитных материалов, армированных полимерными волокнами

Материал	Прочность на сжатие, МПа	Плотность, г/см ³	Прочность на разрыв, МПа	Удельный вес	Модуль упругости, ГПа	Предельные деформации, %
Сталь	500	7,70-8,10	350-450	7,8	200	0,2
КМФА	1700-2500	1,28-2,60	1720-2540	1,38-1,39	41-125	1,9-4,4
КМФС	600-1400	2,11-2,70	480-1600	1,5-2,5	35-51	1,2-3,1
КМФБ	1000-1600	2,15-2,70	1035-1650	2,7-2,89	45-59	1,6-3
КМФУ	1755-3600	1,55-1,76	1720-3690	1-1,1	120-580	0,5-1,9

При проектировании усиления строительных конструкций следует помнить о том, что прочность на сжатие композитных материалов меньше прочности на растяжение. КМФ при продольном сжатии может разрушиться от поперечных деформаций растяжения, потери устойчивости волокон в матрице либо от среза. Установлено, что в среднем прочность на сжатие составляет от прочности на растяжение для КМФУ – 78%, для КМФС – 55%, для КМФА – 20% [120].

Анализируя ряд свойств и параметров, можно прийти к заключению, что наиболее рациональным является применение в качестве усиления внешним армированием композитных материалов на основе углеродных волокон, благодаря

своим выдающимся характеристикам. Они обладают высокой прочностью на растяжение, высоким модулем упругости, стойкостью к воздействию щелочей и высоким коэффициентом длительной прочности. Однако, как и любые другие материалы, они имеют свои недостатки, включая низкую огнестойкость и высокую стоимость [138].

Внешнее армирование изгибаемых балочных конструкций представляет собой эффективный метод повышения их прочности и устойчивости к нагрузкам. Этот процесс включает в себя приклеивание армирующих элементов на нижнюю поверхность балки, что позволяет направить волокна армирования вдоль оси конструкции. Важно также использование вертикальных или наклонных хомутов в опорной зоне, где волокна располагаются перпендикулярно или под углом к продольной оси конструкции (рисунок 1.8) [97, 98].

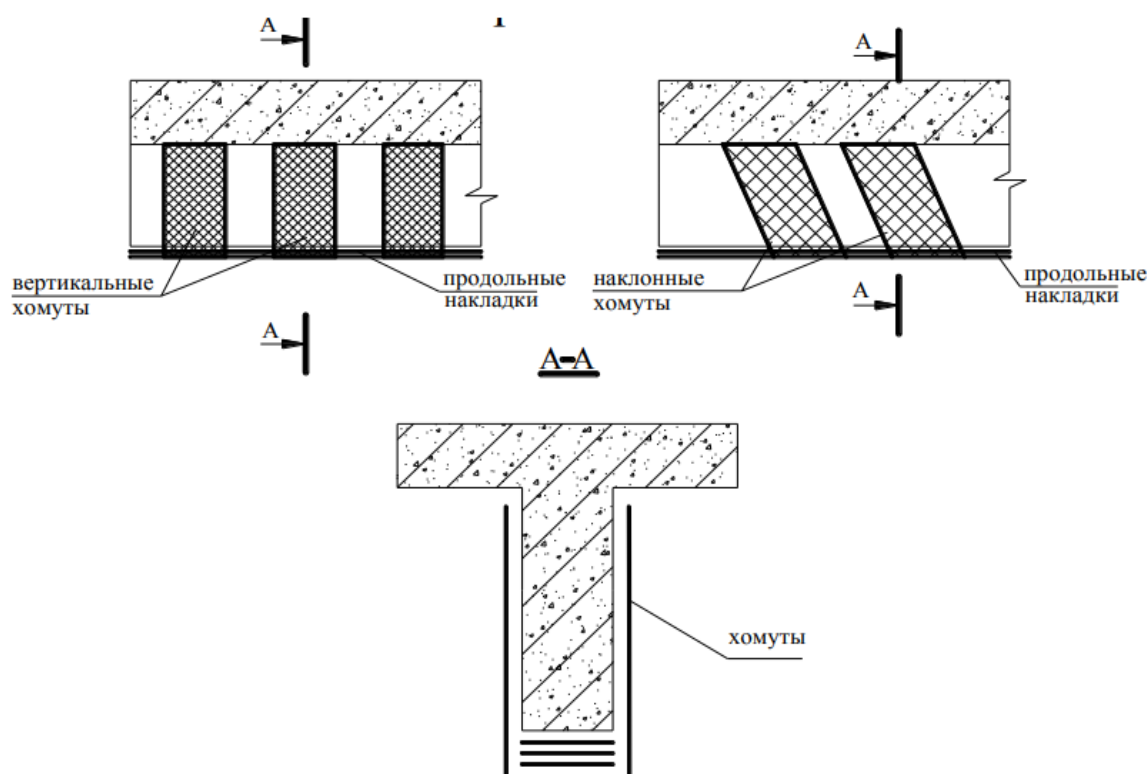


Рисунок 1.8 – Схема внешнего композитного армирования балки

Для создания продольных усиливающих элементов на нижней поверхности ребра могут быть использованы ламинаты и однонаправленные холсты, для создания хомутов — однонаправленные холсты.

1.6. Методы расчета усиления железобетонных изгибаемых элементов внешним композитным армированием

Расчет по прочности сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним армированием из композиционных материалов, согласно СП 164.13330.2017 [74] следует проводить из условия:

$$M \leq M_{ult}, \quad (1.46)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки; M_{ult} – предельный изгибающий момент, который может быть воспринят усиленным сечением элемента.

Значение M_{ult} для изгибаемых элементов прямоугольного сечения (рисунок 1.9) при $\xi = \frac{x}{h} \leq \xi_{R,f}$ следует определять по формуле:

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0.5 x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a') + R_f A_f a. \quad (1.47)$$

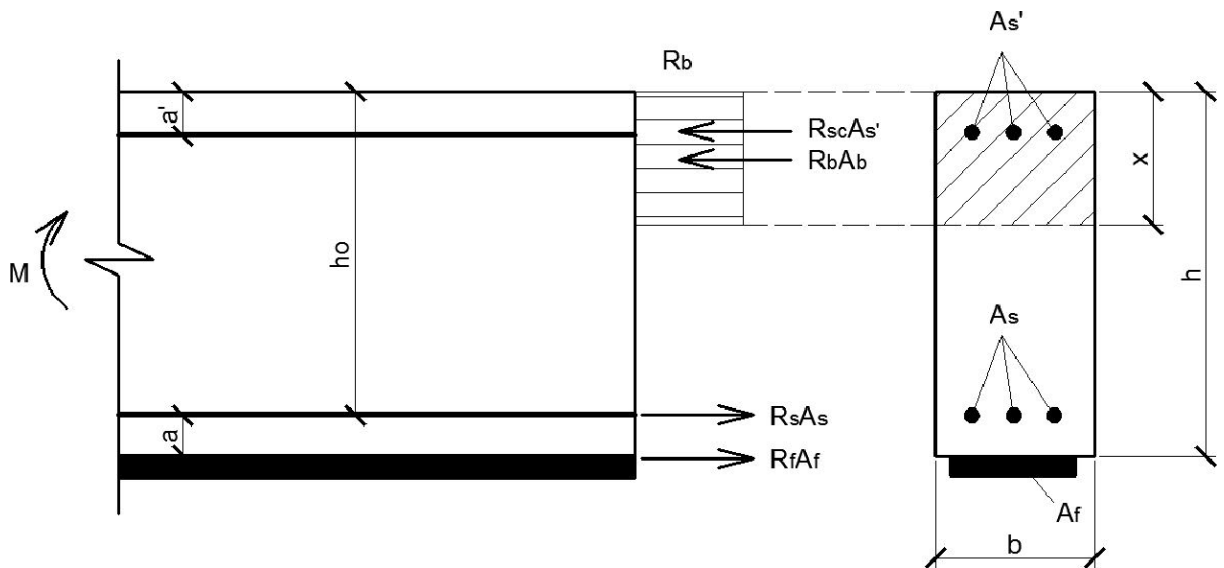


Рисунок 1.9 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента с внешним композитным армированием, при его расчете по прочности

Высота сжатой зоны:

$$x = \frac{R_s A_s + R_f A_f - R_{sc} A_s'}{R_b b}. \quad (1.48)$$

Значение M_{ult} для изгибаемых элементов таврового и двутаврового сечения (рисунок 1.10) при $\xi = \frac{x}{h} \leq \xi_{R,f}$ определяют в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) граница проходит в полке, т.е. соблюдается условие:

$$R_s A_s + R_f A_f \leq R_b b_f' + R_{sc} A_s', \quad (1.49)$$

то значение M_{ult} определяют по (1.2) как для прямоугольного сечения шириной b_f' .

б) граница проходит в ребре, условие (1.4) не соблюдается, значение M_{ult} определяется по формуле:

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0.5 x) + R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0.5 h_f') + R_{sc} A_s' (h_0 - a') + R_f A_f a'. \quad (1.50)$$

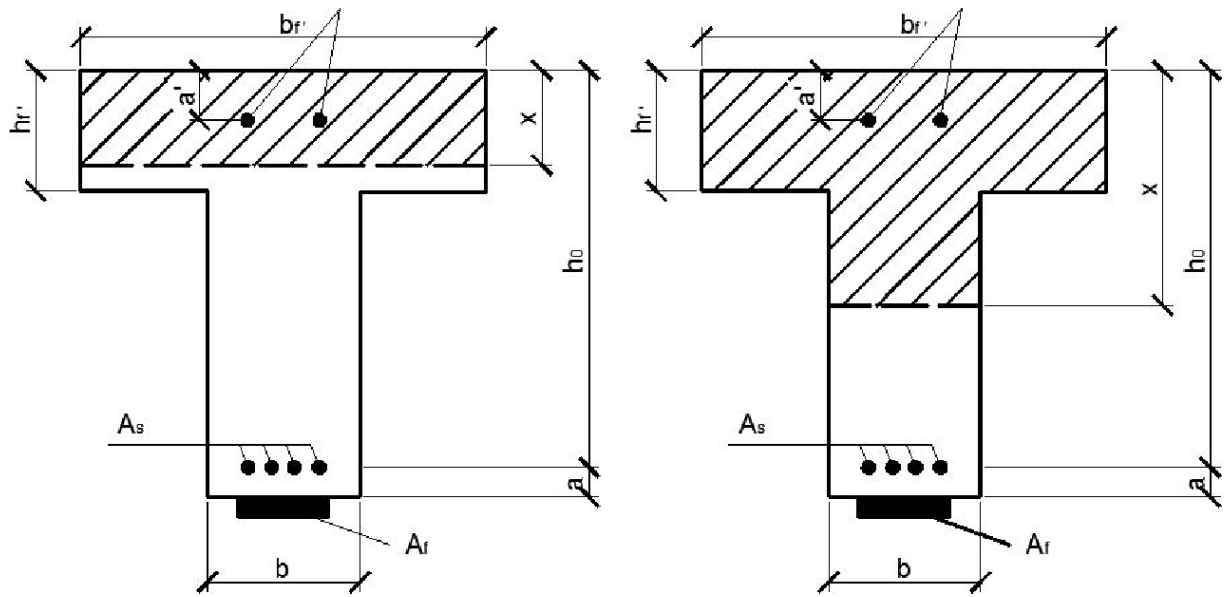


Рисунок 1.10 – Положение границы сжатой зоны бетона в сечении изгибаемого железобетонного элемента с внешним армированием из композитных материалов при расчете по прочности

При этом высоту сжатой зоны бетона x определяют по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s + R_f A_f - R_{sc} A_s' - R_b (b_f' - b) h_f'}{R_b b}. \quad (1.51)$$

Значение b_f' , вводимое в расчет, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра составляет не более $1/6$ пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h_f' > 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер и $h_f' < 0,1h - 6h_f'$;

в) при консольных свесах полки:

– при $h_f' > 0,1h \dots 6 h_f'$;

- при $0,05h < h'_f < 0,1h \dots 3 h'_f$;
- при $h'_f < 0,05h$ – свесы не учитывают.

Расчетное сопротивление композитного материала растяжению R_f определяется по формуле:

$$R_f = \min \left[\frac{\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot R_{fn}}{\gamma_f}, (\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{s0}) \cdot E_f \right], \quad (1.52)$$

где γ_f – коэффициент надежности композитного материала, зависящий от типа материала и группы предельных состояний; γ_{f1} – коэффициент условия работы композитного материала, зависящий от типа материала и условий эксплуатации; ε_{s2} – предельные относительные деформации арматуры, определяемые согласно СП 63.13330.2018; γ_{f2} – коэффициент условия работы композитного материала, учитывающий его сцепление с конструкцией, и определяемый по формуле:

$$\gamma_{f2} = \min \left[\frac{0.9}{2.5 \cdot \varepsilon_{f,ult}} \sqrt{\frac{R_b}{n \cdot E_f \cdot t_f}} \right], \quad (1.53)$$

где n – предполагаемое количество слоев композитного материала; t_f – толщина одного слоя композитного материала; $\varepsilon_{f,ult}$ – предельные относительные деформации, определяемые по формуле:

$$\varepsilon_{f,ult} = \frac{R_{f1}}{E_f}. \quad (1.54)$$

При этом R_{f1} определяется с коэффициентом γ_{f2} принятым со значением 1. ε_{s0} – начальные относительные деформации поврежденной арматуры, определяемые по формуле:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{M}{E_b \cdot I_{red}} (h_0 - x), \quad (1.55)$$

где E_b – модуль упругости бетона; I_{red} – приведенный момент инерции сечения железобетонного элемента, определяемый по формуле:

$$I_{red} = \frac{bx^3}{3} + \alpha A_s (h_0 - x)^2 + \alpha A_s' (x - a')^2. \quad (1.56)$$

Для выполнения дальнейшего расчета необходимо выполнение условия $\xi_f \leq \xi_{rf}$. Данные значения определяются по формулам:

$$\xi_f = 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{ult} - R_{sc} A_s (h_0 - a)}{R_b b}}; \quad (1.57)$$

$$\xi_{rf} = \frac{\omega}{1 + \frac{\varepsilon_f + \varepsilon_{b0}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (1.58)$$

где ω – характеристика сжатой зоны бетона, обычно равна 0,8; ε_f – предельные относительные деформации композитного материала, определяемые по формуле:

$$\varepsilon_f = \frac{R_f}{E_f}, \quad (1.59)$$

где ε_{b0} – начальные относительные деформации сжатого бетона, определяемые по формуле:

$$\varepsilon_{b0} = \frac{M_{cor}}{E_b \cdot I_{red}} \chi, \quad (1.60)$$

где ε_{b2} – предельное значение относительных деформаций бетона.

Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине производится по наиболее опасному наклонному сечению из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + \chi Q_c, \quad (1.61)$$

где χ – понижающий коэффициент, зависящий от применяемой схемы усиления. При охватывающем по всем четырем сторонам усилении прямоугольной балки $\chi = 0,95$, а при усилении таврового элемента по трем сторонам (U-образное усиление) $\chi = 0,85$; Q_b и Q_{sw} – прочность бетона и поперечной арматуры в железобетонном элементе. Поперечную силу, воспринимаемую композиционным материалом, следует определять по формуле:

$$Q_c = \frac{A_c R_c h_{c0}}{s} \sin \alpha (ctg \theta + ctg \alpha), \quad (1.62)$$

где $A_c = 2nt_c b_c$ – площадь поперечного сечения композиционного материала; t_c – толщина одного слоя композиционного материала, определяемая теоретически как частное от отношения площадного веса холста, (г/м²) к его плотности (г/м³);

h_{c0} – рабочая высота сечения КМФ, обычно равняется h_0 для прямоугольных элементов и $(h_0 - h_f)$ для элементов таврового сечения; s – расстояние между полосами композиционного материала по осям по длине элемента; θ – угол между наклонной трещиной и продольной осью элемента, в общем случае определяется как $\arctg h_0/c$, где c – длина проекции наклонной трещины; α – угол между главной ориентацией волокон в композиционном материале и продольной осью элемента.

При армировании вертикальными полосами (наиболее распространенный случай) $\alpha = 90^\circ$; $R_c = \varepsilon_{cq} E_c$ – растягивающие напряжения в композиционном материале, которые в предельном состоянии прямо пропорциональны расчетным деформациям растяжения КМФ ε_{cq} при действии поперечной силы и представляют собой расчетное сопротивление композиционного материала растяжению при усилении на действие поперечной силы.

1.7. Анализ экспериментальных исследований по усилению изгибаемых железобетонных конструкций внешним композитным армированием

На данный момент накоплен экспериментально-научный опыт исследований о работе усиленных железобетонных конструкций, который необходимо проанализировать и систематизировать. Анализ экспериментальных исследований по усилению бетонных конструкций композитными материалами, показали важность учета влияния коррозии на конструктивные характеристики бетонных конструкций с определенными характеристиками и целесообразность применения систем усиления из полимеркомпозитов [115, 148].

В работе Хаддад [129] указано, что вызванные коррозией трещины, как правило, значительно снижают эффективность композитных материалов при упрочнении при изгибе. Экспериментальные исследования Аль-Саиди [107, 108] показали, что внешнее усиление стеклопластиком балок с проржавевшей арматурой, не может эффективно увеличить их несущую способность из-за преждевременного отслоения бетона с композитом в местах наличия большого количества трещин.

Помимо внешнего усиления, композитные материалы также используются в виде стержней или полос, монтируемых вблизи поверхности. Перед монтажом в бетонном покрытии необходимо штробить каналы, однако при наличии большого количества трещин и повреждения бетона штробление каналов может привести к дальнейшему нарушению целостности бетона и даже к отколу бетонного покрытия. Следовательно, в экспериментальных исследованиях Руаскиса, Карабиниса и Альмасри [106, 149] рекомендовано перед усилением конструкции произвести ремонт, чтобы избежать дальнейшей коррозии, предотвратить преждевременное отделение бетонного покрытия и обеспечить сцепление стеклопластика с бетоном.

Комбинированное композитное усиление в виде ламинатов и U-образных хомутов достаточно хорошо улучшает несущую способность железобетонных балок с проржавевшей арматурой [114, 124]. Усиление поврежденных участков бетона U-образными хомутами приводит к изменению схемы разрушения, вместо отслоения композита с бетоном элемент разрушается в момент достижения предела прочности композита на разрыв.

Некоторые экспериментальные исследования [122, 154] показали, что перед усилением ламинатами из стеклопластика, нет необходимости в ремонте поврежденного бетонного покрытия, учитывая его ограниченные преимущества с точки зрения повышения предельной нагрузки и способности к деформации. Хотя коррозия стальной арматуры оказывает значительное влияние на конструктивные характеристики изношенных бетонных балок и эффективность упрочнения стеклопластиком [145, 147], существующая литература по упрочнению изношенных бетонных балок композитными материалами просто оценивает коррозионные повреждения арматуры с точки зрения среднего уровня коррозии (другими словами, потери массы стали в процентах).

Однако использование среднего уровня коррозии не позволяет оценить локальные коррозионные повреждения из-за питтинговой коррозии и переоценивает несущую способность изношенных конструкций. Поэтому очень важно иметь хорошее представление о локальном уровне коррозии (потеря площади поперечного сечения в процентах) вдоль арматуры [126, 135].

В работе Ата Эль Карима [7] исследована проблема рационального использования стеклопластика для усиления изгибаемых элементов бетонных конструкций. В качестве испытательных образцов были выбраны бетонные и фибробетонные балки класса прочности на сжатие В20, имеющие размеры $120 \times 120 \times 480$ мм и $120 \times 120 \times 600$ мм. Композитное армирование балок осуществлялось двумя способами:

- внешнекомпозитного армирования растянутой зоны бетонного элемента полосами из стекловолокна (ПАСВ), установленных с помощью двухкомпонентного эпоксидного клея ЭДП в пропорции 63 : 37;
- внутреннего дисперсного армирования тела бетона стекловолоконным ровингом в объеме 1% по массе смеси;

Результаты испытаний исследуемых балок на изгиб показали, что первый тип более армирования более эффективен, вследствие концентрации композита в растянутой зоне. При армировании 1% ПАСВ-полосой несущая способность балки увеличилась от 1,55 до 2,89 раз при недопущении разрушения в виде отслаивания композита. Дисперсное армирование увеличило несущую способность элемента в 1,4-1,67 раза. Применение ПАСВ-полосы менее трудоемко при восстановлении и реконструкции зданий.

В работе Михуба Ахмада под руководством Маиляна Д.Р. [33] были проведены комплексные исследования нормальных сечений железобетонных балок класса по прочности на сжатие В35 размерами $250 \times 125 \times 2200$ мм, усиленных композитными материалами. В качестве материалов усиления были выбраны стеклоткань прямоугольного плетения, углеткань с однонаправленными волокнами холодного отверждения и ламинаты на основе однонаправленных углеродных волокон горячего отверждения. Варьируемыми параметрами были определены коэффициент армирования μ , материал и схема усиления.

Экспериментальные образцы были разбиты на пять серий (рисунок 1.11):

- эталонные железобетонные балки без усиления (серия А);
- балки, усиленные холстами из стеклоткани в растянутой и оппорной зоне с коэффициентами армирования μ , равными 0,56 и 1,11 % (серия Б);

- балки, усиленные холстами из углеткани в растянутой зоне (серия В);
- балки, усиленные углеламинатами в растянутой зоне (серия Г);
- балки, усиленные углеламинатами в растянутой зоне и имеющие анкерные устройства на торцах их углеткани (серия Д).

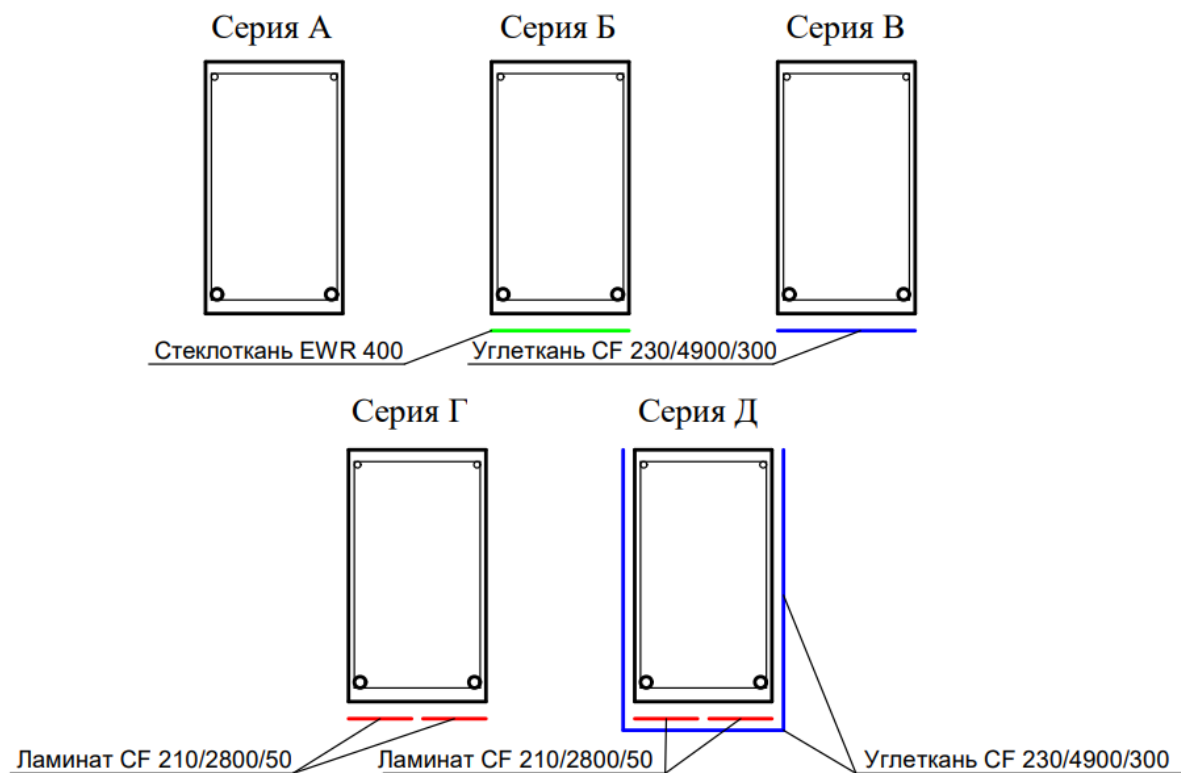


Рисунок 1.11 – Схема усиления экспериментальных образцов

Опытные образцы испытывались кратковременной нагрузкой по схеме однопролетных свободно опертых балок. В результате испытаний были получены различные формы деформирования и разрушения:

- четкое разрушение в зоне чистого изгиба от дробления бетона, которое наблюдалось для эталонных не усиленных образцов серии А;
- дробление бетона в зоне чистого изгиба и над концом наклонной трещины от совместного действия момента и поперечной силы, характерное для серий Б и В, имеющих коэффициент армирования μ , равным 1,11%;
- разрушение по наклонному сечению от действия поперечной силы, которое происходило в образцах серий В, Г и Д при $\mu = 0,56$;

- разрушение в пролете среза при неполном использовании несущей способности нормального и наклонного сечений из-за отслоения композита в его торце, которое происходило в образцах серий Г и Д при $\mu = 1,11\%$;
- отрыв защитного слоя бетона вследствие значительной деформации элемента, имеющийся в серии Б при $\mu = 0,56\%$;
- изменение расчетной схемы работы балки как свободно опертой на работу по типу свода, характерное для серий В и Г, имеющих коэффициент армирования $\mu = 1,11\%$.

Наличие поперечного композитного усиления в приопорных зонах значительно повысило несущую способность балок, независимо от коэффициента композитного армирования.

В экспериментальной работе Григорьевой Я.Е. [20] рассматривались вопросы повышения прочности нормальных сечений и жесткости изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним армированием из углепластика на стадии, близкой к исчерпанию несущей способности. Испытательные изгибаемые образцы имели геометрические размеры $190 \times 120 \times 1290$ мм, однако в сравнении с другими работами нагружение образцов производилось как для плитных элементов. В качестве классического армирования выступали три стержня арматуры $\varnothing 8$ мм класса по прочности на растяжение А400. Экспериментальная часть производилась для 20 образцов, состоящих из 5 серий, имеющих различное количество слоев внешнего композитного усиления. Помимо усиления растянутых граней элемента, в сериях 2-5 выполнялась поперечная приопорная обмотка образцов по всем граням элемента. Обмотка позволила исключить отрыв углепластика на опорах и разрушение элементов по наклонным сечениям.

В результате проведения испытаний были установлены следующие закономерности:

- разрушение эталонного не усиленного образца происходило вследствие действия изгибающего момента по нормальным сечениям;
- при усилении балок приклейкой углепластика в один слой происходил разрыв углепластика, а потом его отслоение (рисунок 1.12, б);

- при усилении в два и более слоев – разрушение образцов происходило по бетону сжатой зоны с последующим разрывом углепластика (рисунок 1.12, в);
- рост количества слоев и соответственно площади внешнего композитного армирования увеличивает несущую способность по нормальному сечению до 2,3 раз.

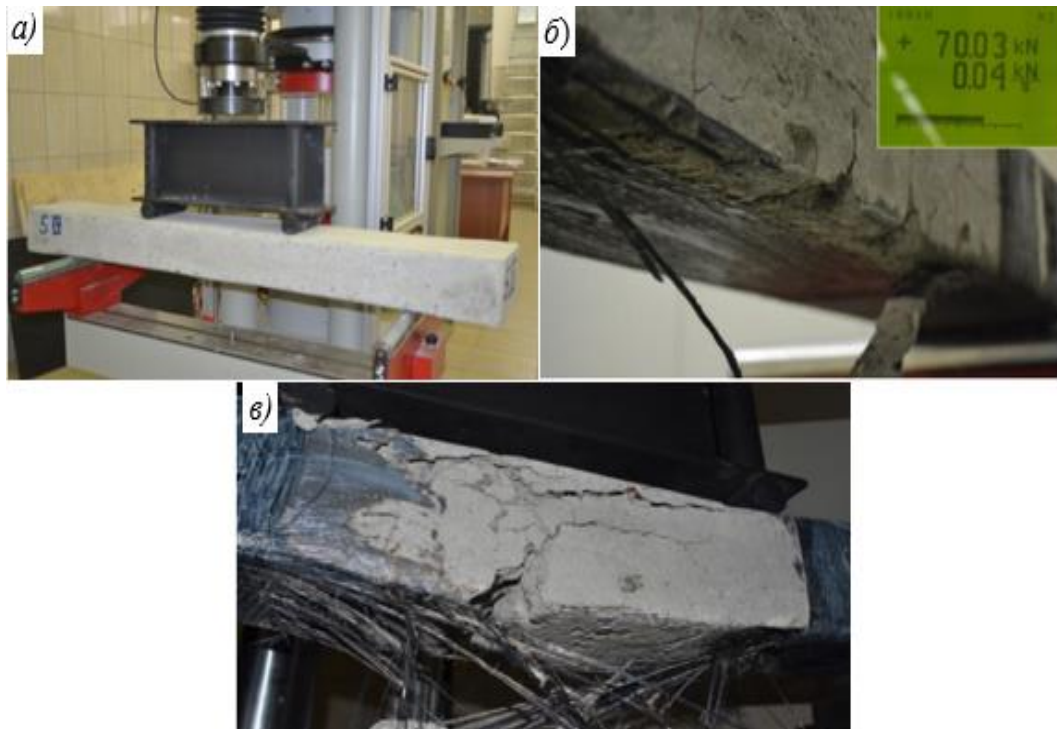


Рисунок 1.12 – Внешний вид элементов экспериментальных образцов:
а – до испытания; *б* – с одним слоем усиления после разрушения;
в – с двумя и более слоями усиления после разрушения

Прочность наклонных сечений многопролетных железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками, была изучена в работе Юшина А.В. под руководством Морозова В.И. [41]. Испытания проводились на двухпролетных балках для трех серий образцов размерами 120×220×2460 мм. Усиление наклонных сечений выполнялось U-образными углеволокнистыми хомутами шириной 50 мм, расположенными с шагом 100 мм в центральной части пролета (рисунок 1.13). В качестве варьируемых факторов был определен шаг поперечной стальной арматуры, расположенный над центральной опорой и угол наклона поперечного композитного армирования.

Анализ результатов работы показал тенденцию повышения несущей способности усиленных изгибаемых элементов. Контрольные образцы была

запроектированы так, чтобы их разрушение произошло по наклонному сечению, поэтому применение поперечного композитного армирования позволило увеличить несущую способность до 2 раз по сравнению с не усиленными образцами.

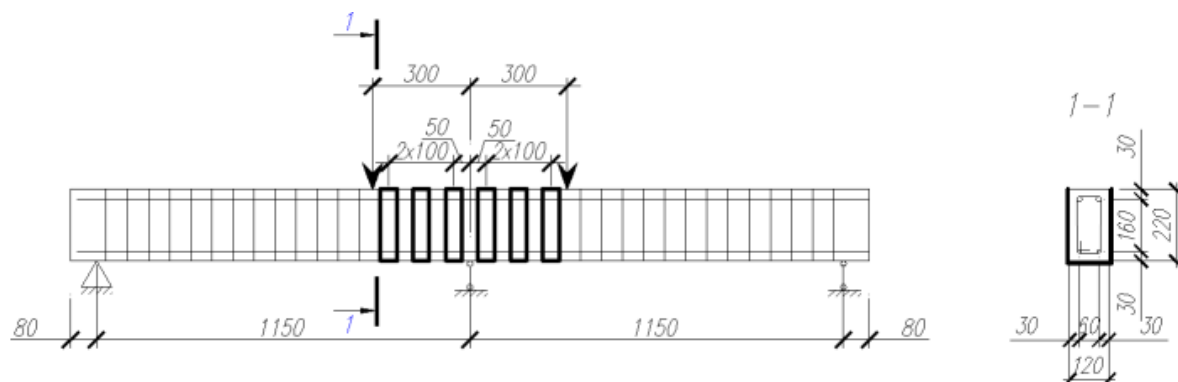


Рисунок 1.13 – Схема усиления наклонного сечения изгибаемых элементов

Изменение угла наклона U-образных хомутов к продольной оси с 90 до α ($\alpha < 90^\circ$) также увеличило несущую способность элемента с 33,7 до 39,7 кН.

В экспериментальной работе Быкова А.А. [15] была проведена оценка напряженно-деформированного состояния усиленных углепластиком изгибаемых железобетонных элементов методом инфракрасной термографии. Экспериментальные образцы размерами 120×220×1290 мм состояли из бетона классов по прочности на сжатие В20 и В35. Армирование элементов выполнено пространственными каркасами, состоящими из рабочих стержней $\varnothing 12$ мм, конструктивных и поперечных стержней $\varnothing 6$ мм класса по прочности на растяжение А400. Усиление элементов производилось углепластиковыми холстами SikaWrap 230С в растянутой зоне и поперечными обоями на опорах.

Согласно программе испытаний, образцы изгибаемых элементов состояли из трех серий (рисунок 1.14):

- контрольные балки без усиления;
- балки, усиленные внешним композитным армированием до начала испытания;
- балки, усиленные внешним композитным армированием после появления первых нормальных трещин и их инъектирования.

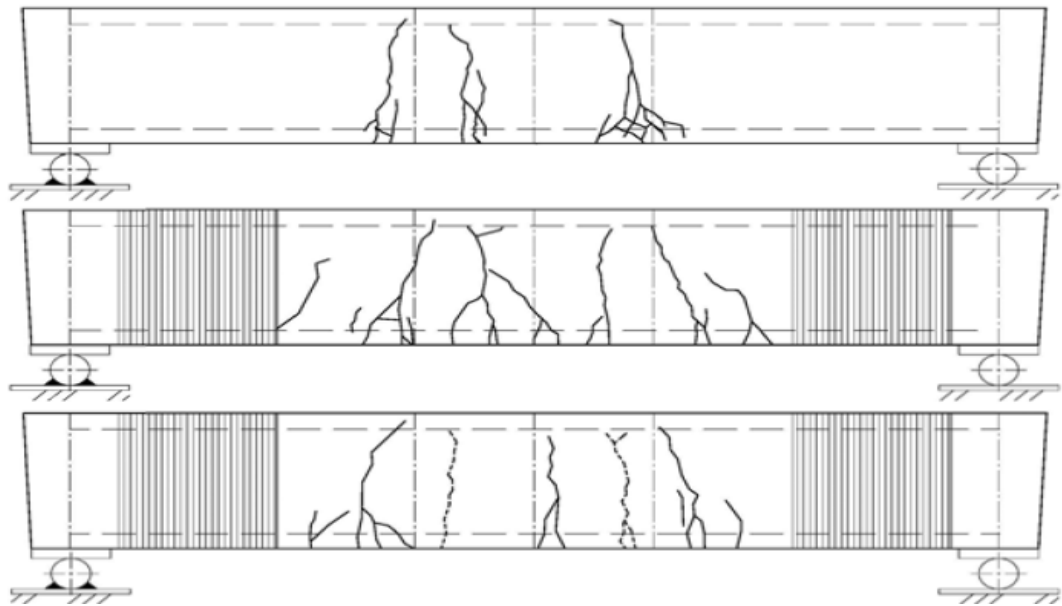


Рисунок 1.14 – Схема трещинообразования в экспериментальных изгибаемых элементах серий 1-3

Результаты результатов данной работы показал, что факт разрушения балок из-за разрыва углепластика, не зависит от предыстории нагружения образца. Первоначальное усиление образцов увеличивает несущую способность сечения до 49%, усиление в ходе появления первоначальных нормальных трещин и их инъецирование увеличивает несущую способность до 39% относительно неусиленных балок. Отслоение углепластиковой ленты от тела бетона происходит при 75% отношении изгибающего момента к предельному.

В работе Шилова А.А. [54] проведены комплексные исследования работы под нагрузкой наклонных сечений железобетонных балок с начальными повреждениями в виде наклонных трещин, усиленными композитными материалами при варьировании пролетов среза. Всего в соответствии с программой исследований было изготовлено 26 балок. При этом, каждая балка поочередно на одном из приопорных участков усиливалась накладной стальной обоймой и испытывалась два раза, что позволило получить 52 результата испытания. Результаты испытаний показали, что внешняя арматура усиления, наклеенная только на боковые поверхности балок, будет малоэффективной, уже при эксплуатационных уровнях нагрузки наклонные трещины располагаются вблизи сжатой или растянутой грани балок, не обеспечивая тем самым длину анкеровки

внешней композитной арматуры. Наиболее рациональным является использование U-образных хомутов, наклеиваемых снизу-вверх, начиная непосредственно у опорной грани стен и до середины пролета среза, а затем сверху-вниз, начиная от середины пролета среза в сторону приложения сосредоточенных нагрузок. Последний хомут внешнего усиления композитными материалами должен располагаться по грани опорных пластин (закладных деталей) со стороны зоны чистого изгиба усиливаемых элементов.

На основе экспериментальных данных описаны возможные способы разрушения усиленных изгибаемых железобетонных элементов:

- а) «Течение» стальной арматуры и разрыв композита.
- б) «Течение» стальной арматуры и разрыв композита вместе с разрушением бетона сжатой зоны.
- в) Разрушение бетона сжатой зоны.
- г) Разрушение по наклонной трещине.
- д) Отслоение композита из-за раскрытия нормальных трещин.
- е) Отслоение композита из-за раскрытия наклонных трещин.
- ж) Разрушение в результате отслоения защитного слоя бетона.
- и) Разрушение клеевых связей композита с бетоном вследствие продольного сдвига в зоне анкеровки.

В работе Есипова С.М., выполненной под руководством Меркулова С.И. [36], проводились экспериментальные исследования усиленных изгибаемых элементов, имеющих различные вариации предыстории нагружения в процессе эксплуатации. Образцы железобетонных элементов размерами $100 \times 150 \times 1300$ мм в рамках эксперимента были разделены на 4 серии с разделением на 7 подсерий:

- контрольные балки без усиления;
- усиленные внешним однослойными углепластиковыми лентами в растянутой зоне с доведением до разрушения;
- усиленные внешним однослойными углепластиковыми лентами в растянутой зоне и U-образными приопорными хомутами шириной 90 мм с доведением до разрушения;

– нагруженные до величины изгибающего момента равного 50% от разрушающей нагрузки, разгруженные, усиленные по схеме третьей подсерии и доведенные до разрушения;

– нагруженные до величины изгибающего момента равного 70% от разрушающей нагрузки, разгруженные, усиленные по схеме третьей подсерии и доведенные до разрушения;

– нагруженные до величины изгибающего момента равного 50% от разрушающей нагрузки, усиленные под нагрузкой по схеме третьей подсерии и доведенные до разрушения;

– нагруженные до величины изгибающего момента равного 70% от разрушающей нагрузки, усиленные под нагрузкой по схеме третьей подсерии и доведенные до разрушения.

В результате анализа испытаний выявлены закономерности разрушения усиленных элементов от нарушения сцепления системы бетон – композит. Усиление ненагруженных элементов наиболее эффективно, так как несущая способность при изгибе увеличивается до 63% в сравнении с разгруженными и усиленными под нагрузкой элементами, где несущая способность увеличилась на 34 и 29% соответственно. Величина прогибов ненагруженных, разгруженных, усиленных под нагрузкой элементов уменьшилась на 30, 11 и 28% соответственно. Наличие анкеров в виде поперечных хомутов также увеличило несущую способность элементов на 16,4% за счет изменения расчетной схемы элемента.

Анализ проведенных экспериментальных исследований позволил отметить закономерности, позволяющие эффективно запроектировать внешнее композитное усиление железобетонных изгибаемых элементов. Так, большую роль для достижения высоких значений несущей способности нормального сечения элемента при изгибе можно достичь при использовании для усиления высокомодульных композитных материалов, таких как углеволокнистые ткани, увеличении площади композитного армирования путем наклейки нескольких слоев в растянутой грани, использовании U-образных композитных хомутов различного

угла наклона к продольной оси и обоям в приопорной зоне в качестве анкерующего устройства.

Большую роль для эффективности усиления играет предыстория нагружения. При усилении конструкций, имеющих предварительное нагружение, эффективность усиления значительно падает.

На сегодняшний день актуальным является проведение испытаний, направленных на повышение эффективности усиления железобетонных изгибаемых элементов за счет вариации соотношений длины усиления вдоль растянутой грани к величине ее расчетной длины.

1.8. Выводы по главе

Анализ исследований по взаимодействию армированных элементов конструкций с хлоридсодержащими средами, позволяет заключить, что процесс их коррозионного разрушения можно представить состоящим из следующих этапов:

- 1) проникание хлоридов в армированный конструктивный элемент и распределение по его объему, появление наведенной неоднородности механических свойств материала, изменяющейся с течением времени и определяемой концентрацией хлоридов в данной точке материала;
- 2) наступление условий, при которых начинается коррозия арматуры;
- 3) развитие коррозионного поражения арматуры, приводящего к уменьшению ее сечения, образованию продуктов коррозии, объем которых превышает первоначальный;
- 4) наступление условий, при которых начинается процесс коррозионного растрескивания материала вокруг корродирующей арматуры;
- 5) прорастание трещины сквозь материал до поверхности конструктивного элемента;
- 6) отслаивание защитного слоя материала под давлением продуктов коррозии арматуры;

7) работа конструктивного элемента с отслоившимся защитным слоем и нарушение сцепления прокорродировавшей арматуры с материалом ядра конструктивного элемента;

8) разрушение конструктивного элемента вследствие наступления предельного состояния какого-либо вида.

Вопросы расчета прочности и деформативности усиленных элементов до сих пор является актуальной задачей с точки зрения практики проектирования. Не проведены исследовательские работы, в которых бы при усилении учитывались потеря несущей способности сечения вследствие коррозионных повреждений. Также, довольно слабо проработано компьютерное моделирование усиленных элементов, учитывающее реальную совместную работу конструкции и усиления, геометрическую и физическую нелинейность, появление трещин. Серьезным вопросом также остается определение расчетной прочности контакта «бетон-композит», а также разработка методики испытаний. Актуальной является задача аккумулирования экспериментальных данных, необходимых для совершенствования методики расчета усиления железобетонных элементов, поврежденных под воздействием хлоридной агрессивной среды.

2. МЕТОД РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ ПОВРЕЖДЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ВНЕШНИМ КОМПОЗИТНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

2.1. Исходные предпосылки и рабочие гипотезы

Изучение имеющихся расчетных моделей показывает, что для решения многих задач, связанных с изгибаемыми железобетонными элементами при длительных силовых и средовых воздействиях, необходимо использовать аппроксимированные нелинейные диаграммы работы бетона, максимально приближенные к реальным диаграммам (рисунок 2.1), которые наиболее точно отображают экспериментальные данные [37, 86].

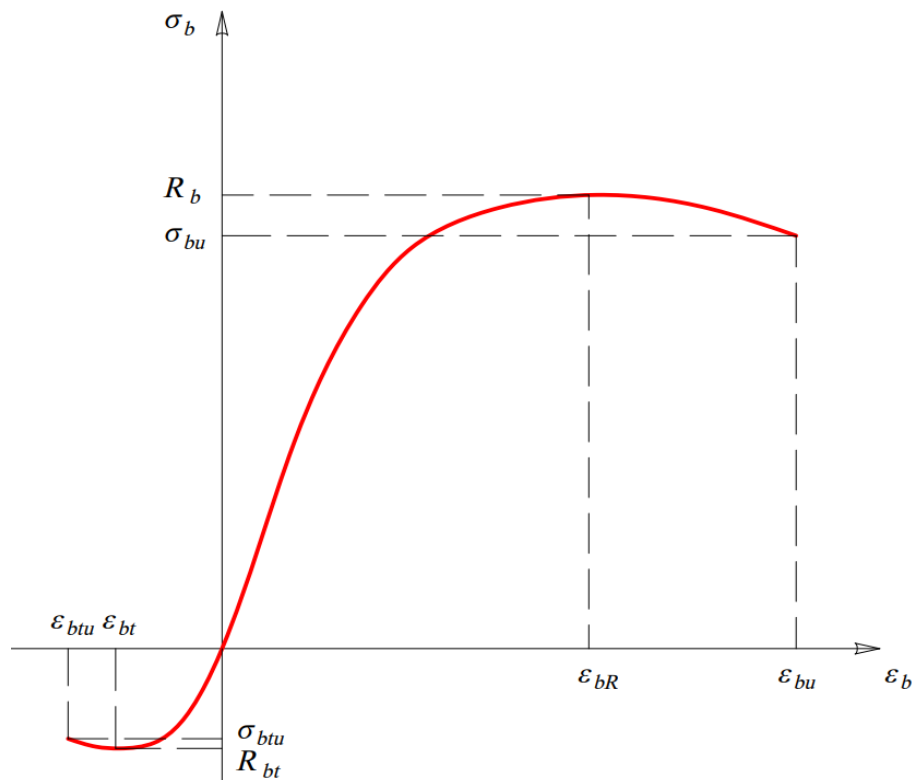


Рисунок 2.1 – Реальная диаграмма деформирования бетона

В качестве исходной модели поведения бетона при расчете прочности изгибаемых элементов была принята диссипативная теория силового сопротивления Бондаренко В.М. [13, 59], согласно которой полные деформации бетона считаются суммой частных деформаций:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_m + \varepsilon_3, \quad (2.1)$$

где ε_m – относительные мгновенные деформации; ε_3 – относительные запаздывающие деформации (ползучести).

Относительные мгновенные деформации с учетом физической нелинейности, основанные на аффиноподобии кривых деформирования, можно представить в виде:

$$\varepsilon_m(t) = S_m^0(t) \frac{\sigma(t)}{E_m^0}, \quad (2.2)$$

где S_m^0 – функция мгновенных напряжений, отражающая нелинейность деформирования и зависящая как от уровня напряжений, так и от временных параметров; σ – текущие напряжения; E_m^0 – модуль мгновенной деформации; t_0 – начало наблюдения; t – окончание наблюдения.

Относительные запаздывающие деформации (ползучести) с учетом меры ползучести, имеют вид:

$$\varepsilon_3(t, t_0) = C^*(t, t_0) S_n^0(t) \sigma(t) - \int_{t_0}^t S_n^0(\tau) \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} C^*(t, \tau) d\tau, \quad (2.3)$$

где S_n^0 – функция нелинейности напряжений ползучести; $C^*(t, \tau)$ – начальная мера деформаций простой ползучести; τ текущее время.

В общем виде, функция напряжений для мгновенных и запаздывающих деформаций определяется по формуле:

$$S^0 = 1 + V \left(\frac{\sigma}{R} \right)^m, \quad (2.4)$$

где R – предел прочности; V и m – параметры нелинейности, нормирующиеся отдельно для мгновенных и запаздывающих относительных деформаций.

Распространение уравнений теории ползучести бетона на железобетон с трещинами, работающий в составе реальной конструкции, представляет собой сложную задачу [26, 34]. Мера деформаций простой ползучести $C^*(t, t_0)$ и $C^*(t, \tau)$ определяются зависимостями:

$$C^*(t, t_0) = \frac{1}{E_m^0(t_0)} - \frac{1}{E_m^0(t)} + C(t, t_0); \quad (2.5)$$

$$C^*(t, \tau) = \frac{1}{E_m^0(\tau)} - \frac{1}{E_m^0(t)} + C(t, \tau), \quad (2.6)$$

где $C(t, t_0)$ – мера простой ползучести.

Мера простой ползучести $C(t, t_0)$ отсчитывается от момента загрузки без учета влияния измененного модуля мгновенной деформации материала, и определяется из «Рекомендаций по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций» НИИЖБ [60] по формуле:

$$C(t, t_0) = C(\infty, 28) \cdot \Omega(t_0)(1 - k \cdot e^{-\gamma_1(t-t_0)}), \quad (2.7)$$

где $C(\infty, 28)$ – предельное значение меры ползучести бетона; $\Omega(t_0)$ – функция, учитывающая влияние старения бетона на меру ползучести, в которой t_0 является временем загрузки образца; $1 - k \cdot e^{-\gamma_1(t-t_0)}$ – функция, учитывающая нарастание во времени меры ползучести; t – общее время испытания образца, время наблюдения; k – постоянная величина, и равна 0,8; γ_1 – постоянный параметр, принимаемый по таблице 11 и зависящий от модуля открытой поверхности [58].

Предельная мера ползучести бетона определяется по формуле:

$$C(\infty, 28) = C^n(\infty, 28) \cdot \xi_{2c} \cdot \xi_{3c}, \quad (2.8)$$

где $C^n(\infty, 28)$ – нормативное предельное значение меры ползучести бетона, загруженного в возрасте $t_0 \leq 28$ суток; ξ_{2c}, ξ_{3c} – коэффициенты, принимаемые по таблице 6 и 7 Рекомендаций [58]. Коэффициенты ξ_{2c}, ξ_{3c} зависят от модуля открытой поверхности M_0 и относительной влажности среды (модуль открытой поверхности $M_0 = F/V$, где F – площадь поверхности элемента, открытой для испарения влаги, V – объем элемента).

Предельное нормативное значение меры ползучести, для бетонов на крупном заполнителе, при отсутствии данных о характеристиках состава бетонной смеси принимается по таблице 4 [58], для других видов бетона определяется на основании зависимости:

$$C^n(\infty, 28) = k_c \left[\frac{(W+v)}{(B+4)} \right], \quad (2.9)$$

где W – удельное по (объему) количество воды затворения; v – содержания вовлеченного воздуха в уплотненной бетонной смеси; B – класс бетона по прочности на сжатие.

Функция $\Omega(t_0)$, учитывающая влияние старения бетона на меру ползучести определяется по формуле:

$$\Omega(t_0) = c + d \cdot e^{-\gamma t_0}, \quad (2.10)$$

где c – постоянная величина, равная 0.5; d – постоянная табличная величина, которая зависит от возраста загрузки t_0 и модуля открытой поверхности; γ – постоянный параметр, принимаемый по таблице 11 и зависящий от модуля открытой поверхности [58].

Для упрощения расчетов, возможно использовать эмпирические константы деформирования для различных классов бетона по прочности в диапазоне от В15 до В60, которые представлены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Физико-механические характеристики применяемого бетона

Наименование параметров		Значения параметров для классов бетона В					
		15	20	30	40	50	60
R (28) МПа		11,0	15,0	22,0	29,0	36,0	43,0
E_m^0 (28) 10^{-3} МПа		25,5	29,0	33,5	36,5	38,5	39,0
C (28) 10^6 МПа $^{-1}$		128	102	74	59	50	45
Параметры нелинейности	V_m	2,0	2,0	1,3	1,0	0,8	0,7
	m_m	4,7	4,7	4,3	3,8	3,4	3,0
	V_3	2,35	2,35	1,6	1,22	1,22	1,22
	m_3	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0

Уравнения (2.1) – (2.10) и эмпирические коэффициенты, изложенные в таблице 2.1. позволяют получить диаграммы деформирования бетона от В15 до В60 (рисунок 2.2).

Для дальнейшего использования в уравнениях равновесия и определения изгибных жесткостей железобетонного сечения, используем функцию для определения временного нелинейного модуля деформаций:

$$E_b^H(t, t_0) = \left[\frac{S_m^0(t)}{E_m^0(t)} + S_n^0(t) \cdot C^*(t, t_0) - \int_{t_0}^t S_n^0(t) \frac{\sigma(\tau)}{\sigma(t)} \frac{\partial}{\partial \tau} C^*(t, \tau) d\tau \right]^{-1}. \quad (2.11)$$

На основе уравнений (2.1) – (2.3) Бондаренко В.М. выражено квазилинейное уравнение напряжений в бетоне с учетом ниспадающей ветви:

$$\sigma_b(t) = \frac{k \varepsilon(t) e^{m(t) \varepsilon(t)}}{\left[\frac{1}{E_m^0(t)} + C^*(t, t_0) - \int_{t_0}^t \frac{\sigma(\tau)}{\sigma(t)} \frac{\partial}{\partial \tau} C^*(t, \tau) d\tau \right]}, \quad (2.12)$$

где k – эмпирический параметр деформирования; m – параметр нелинейности.

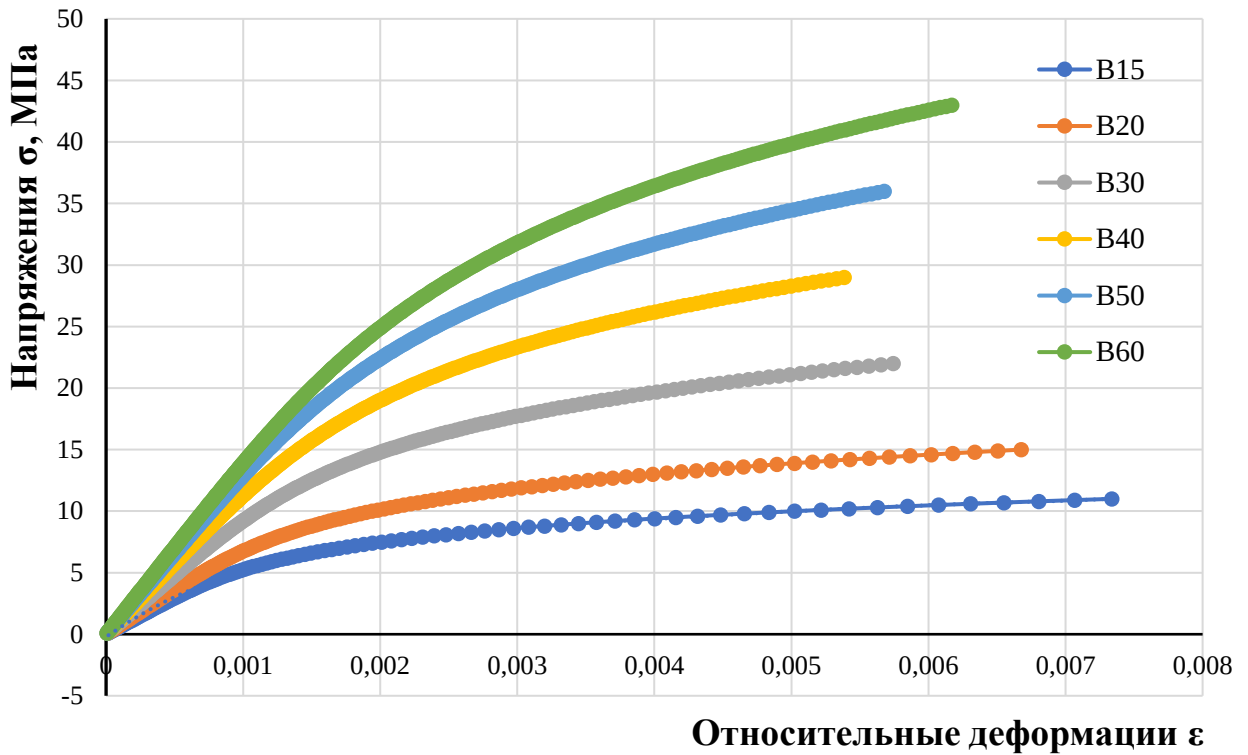


Рисунок 2.2 – Диаграммы деформирования бетона по Бондаренко В.М.

Взаимосвязь между нелинейной функцией S^0 и $k e^{m \cdot \epsilon}$ выражается зависимостью:

$$f(\epsilon) = \frac{1}{S^0 \cdot \frac{\sigma}{R}} = k e^{m \cdot \epsilon}. \quad (2.13)$$

Влияние хлоридной агрессивной среды на силовое сопротивление бетона учитывается функцией повреждения слоя $K(z)$:

$$\sigma_{b,cor} = \sigma_b(t) \cdot K(z); \quad (2.14)$$

$$E_{b,cor}^H = E_b^H(t) \cdot K(z), \quad (2.15)$$

где $\sigma_b(t)$ – модель деформирования обычного бетона; $E_b^H(t)$ – модель изменения интегрального модуля деформаций; $K(z)$ – функция повреждения для слоя толщиной z .

В соответствии с моделью коррозионного поражения бетона поперечное сечение элемента разделяется на три зоны – полного разрушения материала толщиной z^* , переходной зоной частичного поражения бетона толщиной δ и зоной неповрежденного коррозией бетона толщиной p (рисунок 2.3).

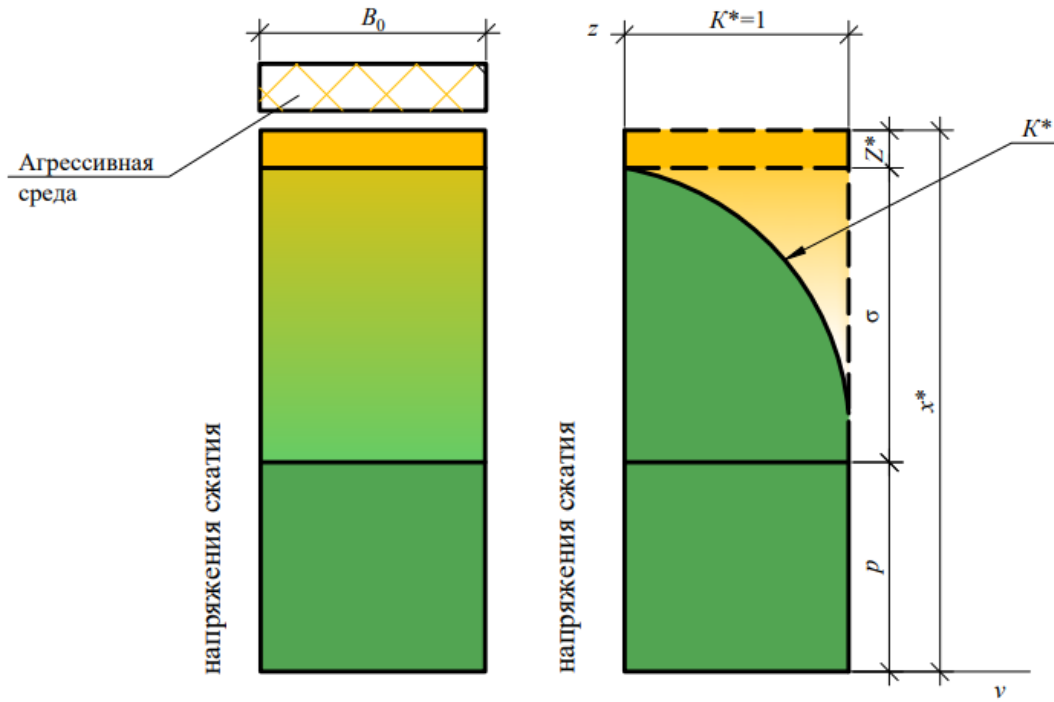


Рисунок 2.3 – Распределение зон поражения коррозией бетонного образца:
 а – схема поперечного сечения образца; б – схема зависимости глубины
 коррозионного поражения от силовых напряжений

Коэффициент K находится в пределах от 0 до 1 и в общем виде определяется зависимостью:

$$K(z) = \sum_{i=0}^{i=3} a_i \cdot z^i, \quad (2.16)$$

где z – ордината, отсчитываемая от оси силовых напряжений поврежденного коррозией бетонного элемента; a_i – коэффициенты степенного ряда, которые находят при фиксированных значениях K_i .

Согласно модели, условия для определения параметров a_i выглядят таким образом:

$$\text{при } z = p \quad K(p) = 1 \quad \frac{dk^*}{dz} \Big|_{z=p} = 0; \quad (2.17)$$

$$\text{при } z > p \quad K^*(p + \delta) = K_1. \quad (2.18)$$

При условии, что $z = p + \sigma \rightarrow K(p + \sigma) = 0$, коэффициенты a_0, a_1, a_2 равны:

$$a_0 = 1 - \left(\frac{p}{\delta}\right)^2; \quad (2.19)$$

$$a_1 = 2 \frac{p}{\delta^2}; \quad (2.20)$$

$$a_2 = -\frac{1}{\delta^2}. \quad (2.21)$$

В качестве модели работы стали принимается зависимость в виде диаграммы Прандтля (рисунок 2.4), рассмотренная в исследованиях Байкова В.Н., Мадатяна С.А. и др. [9]:

$$\sigma = \begin{cases} E\varepsilon, 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_{упр} \\ \sigma_m, \varepsilon > \varepsilon_{упр} \end{cases}. \quad (2.22)$$

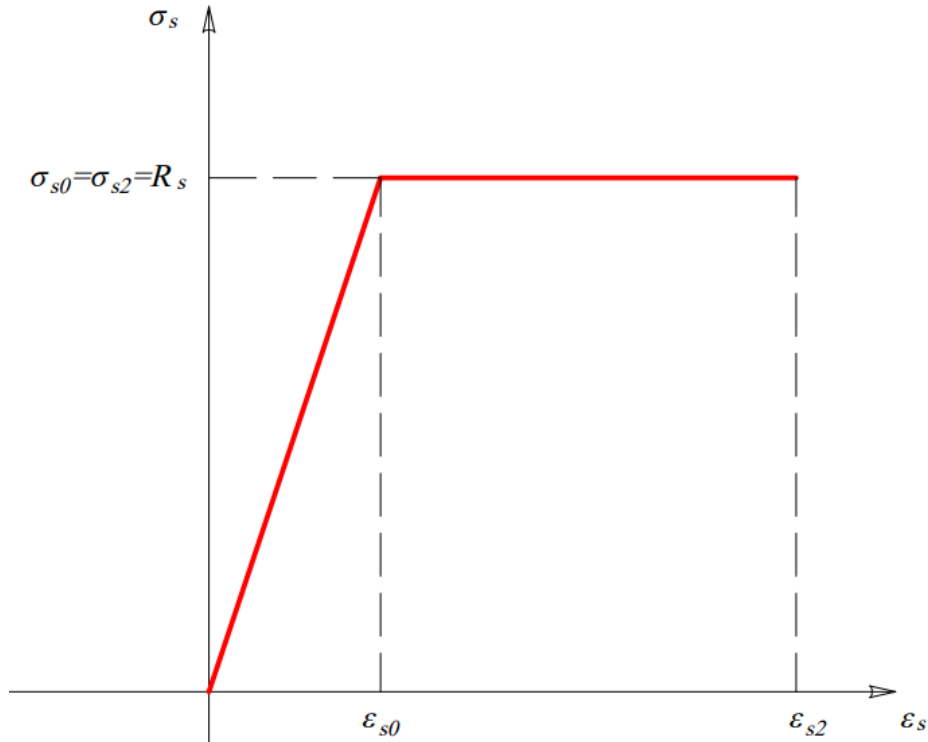


Рисунок 2.4 – Двухлинейная диаграмма деформирования стальной арматуры

В работе коррозионные повреждения арматуры учитываются уменьшением площади ее поперечного сечения по сплошной неравномерной модели коррозионного износа стержня, в результате имеем зависимость:

$$A_{s,cor} = A_s - \pi(r\delta_s - \frac{\delta_s^2}{4}), \quad (2.23)$$

где A_s – площадь поперечного сечения стальной арматуры до коррозии; r – изначальный радиус стержня, δ_s – глубина коррозионных повреждений.

Глубину коррозионных повреждений стальной арматуры в данной работе [51] принято определять из выражения:

$$\delta_s(t) = \begin{cases} 0, t \leq t_{inc} \\ \frac{\delta_{s,0} \cdot (t - t_{inc})}{T + (t - t_{inc})}, t > t_{inc} \end{cases}, \quad (2.24)$$

где $\delta_{s,0}$, T – константы развития повреждений, устанавливаемые из экспериментальных данных; t_{inc} – время инициирования коррозии арматуры, определяемое из выражения (1.3), при значении глубины коррозионных повреждений бетона $\delta(t) = as - d/2$, т.е. когда агрессивная среда достигнет поверхности стержня.

Особенностью работы композитных материалов на растяжение является их упругое вплоть до разрушения деформирование. Как видно из рисунка 2.5, композитные волокна, в отличие от стали, не характеризуются пластическими свойствами, а их разрушение является хрупким. Зависимость напряжений композитных материалов от их деформаций представляется в виде уравнения Гука:

$$\sigma_f = E_f \varepsilon_f, \quad (2.25)$$

где E_f – модуль упругости композитного материала; ε_f – деформация волокон в определенный момент времени.

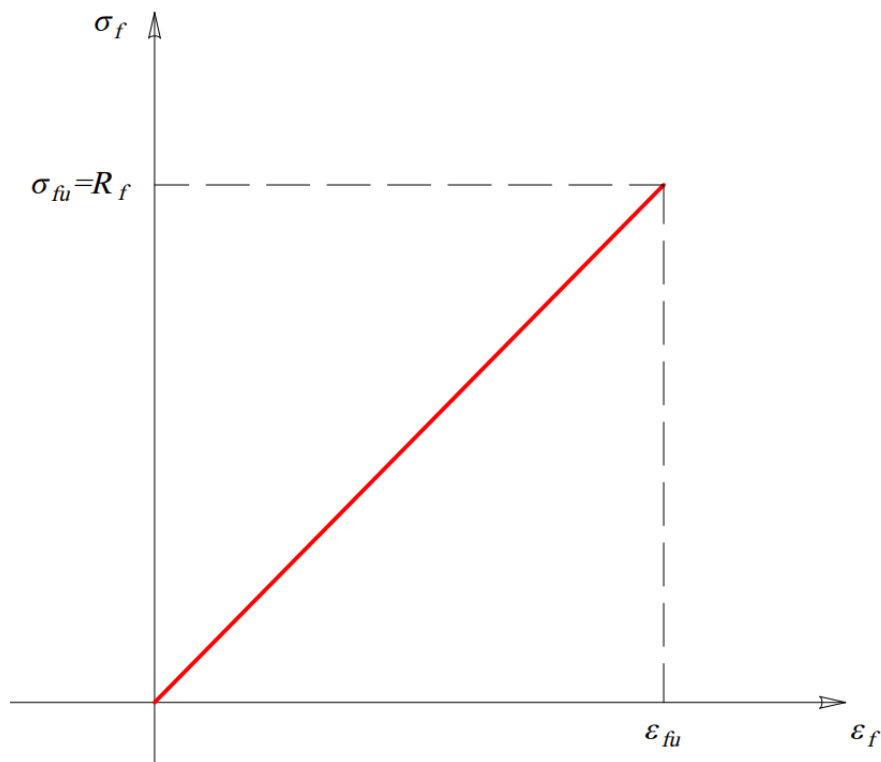


Рисунок 2.5 – Линейная диаграмма деформирования растяжения композитного материала

В связи с этим при проектировании усиления железобетонных конструкций внешним армированием из композитов накладываются ограничения на величину упругих деформаций бетона и стали.

При усилении предварительно нагруженных конструкций происходит перераспределение усилий между бетоном, сталью и полимеркомпозитом, происходит незначительное нарушение плоскостности поперечного сечения балки при деформации, что учитывается введением в закон деформаций по высоте сечения ε коэффициента депланации n_ε :

$$\varepsilon = \left(\frac{y}{x}\right)^{n_\varepsilon} \cdot \varepsilon_\phi = \left(\frac{y}{r}\right)^{n_\varepsilon} / \varepsilon_\phi^{n_\varepsilon-1} \quad (2.26)$$

где ε_ϕ – деформации фибрового волокна; y – расстояние от нейтральной оси сечения до рассматриваемой точки; x – высота сжатой зоны бетона; $\frac{1}{r}$ – кривизна изогнутой оси сечения. При $n_\varepsilon=1$ полностью соблюдается гипотеза плоских сечений.

Таким образом, методика расчета для определения прочности изгибаемых железобетонных элементов, подвергающимся длительным силовым и средовым воздействиям, и усиленным полимеркомпозитным армированием, основана на следующих предпосылках и рабочих гипотезах:

- для расчета коррозионно-поврежденного элемента принимается сечение после достижения момента трещинообразования, то есть с трещиной в растянутой зоне;
- предполагается, что условие совместности деформаций конструкционных материалов действительно для рассматриваемого сечения;
- справедлива гипотеза плоских сечений с учетом возможной депланации;
- внешняя нагрузка на элемент и концентрация агрессивной среды около сечения рассматриваются как постоянные на протяжении всего периода наблюдений, и средовые воздействия начинают проявляться при относительно стабилизированном напряженно-деформированном состоянии сечения;
- при расчете учитывается кинетическая устойчивость неравновесных процессов продвижения коррозионных повреждений и развития деформаций ползучести;

- рассматриваются только кольматационные коррозионные повреждения бетона, мерой которых в расчете выступают глубина проникновения и функция коэффициента повреждения;
- коррозионные повреждения арматуры учитываются уменьшением площади ее поперечного сечения в зависимости от модели коррозионного износа стержня и глубины коррозии;
- толщина, модули упругости, коэффициенты Пуассона и прочие характеристики материала усиления принимаются как для системы в целом (армирующих волокон пластика, отвердевших в полимерной матрице).

2.2. Нелинейный расчет прочности нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных коррозией и усиленных внешним композитным армированием

Расчет железобетонных изгибаемых конструкций требует применения нелинейной деформационной модели, которая позволяет учитывать сложные механические свойства бетона и арматуры под действием внешних нагрузок. Основные аспекты такого расчета включают определение прочности, деформации и устойчивости конструкций [67, 91].

Методика расчета прочности изгибаемых элементов предполагает первоначальное определение несущей способности M и продольного усилия N неповрежденной конструкции решением аналитических зависимостей:

$$N + \sigma'_s A'_s + \sigma_s A_s + b \int_{-h/2}^{y_0} \sigma_p dy + b \int_{y_0}^{h/2} \sigma_c dy = 0; \quad (2.27)$$

$$M + \sigma'_s A'_s y_c + \sigma_s A_s y_p + b \int_{-h/2}^{y_0} \sigma_p y dy + b \int_{y_0}^{h/2} \sigma_c y dy = 0, \quad (2.28)$$

где σ_s и σ'_s – напряжения стальной арматуры растянутой и сжатой зоны; A_s и A'_s – площади поперечного сечения стальной арматуры растянутой и сжатой зоны; b – ширина поперечного сечения изгибаемого элемента; h – высота поперечного сечения изгибаемого элемента; σ_p и σ_c – напряжения бетона

растянутой и сжатой зоны; y – координаты центра тяжести участка бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

Далее, для расчета прочности нормальных сечений, поврежденных коррозией, элементов с трещинами, предлагается частный случай диахронной модели деформирования Белова В.В. и Никитина С.Е. [10, 44]. Данная модель учитывает:

- изменение прочностных и деформационных характеристик сжатого и растянутого бетона;
- развитие коррозии арматурных стержней;
- расслоение элемента по трещинам, исходящих из вершины нормальной трещины.

В рамках методики рассматривается напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента с симметричным поперечным сечением в плоскости изгиба и габаритными размерами $h \times b$, площадью S и двойным армированием $A_{s,cor}, A'_{s,cor}$. В случае поперечного изгиба предполагается преобладающая роль изгибающего момента M_{cor} и продольного усилия N_{cor} при незначительном влиянии перерезывающих сил.

Для сечения с трещиной разрешающие системы уравнений диахронной модели деформирования коррозионно-поврежденных железобетонных элементов составляют условия статической эквивалентности $\Sigma N_{cor} = 0$ и $\Sigma M_{cor} = 0$, а также кинематические зависимости:

$$N_{cor} = b \cdot \int_{h/2}^{\delta_1} \sigma_{b,cor}(y) dy + 2 \cdot \delta_2 \cdot \int_{\delta_1}^{x_b} \sigma_{b,cor}(y) dy + (b - 2 \cdot \delta_2) \cdot \int_{\delta_1}^{x_b} \sigma_b(y) dy + A'_{s,cor} \cdot \sigma'_s - A_{s,cor} \cdot \sigma_s ; \quad (2.29)$$

$$M_{cor} = b \cdot \int_{h/2}^{\delta_1} \sigma_{b,cor}(y) \cdot y \cdot dy + 2 \cdot \delta_2 \cdot \int_{\delta_1}^{x_b} \sigma_{b,cor}(y) \cdot y \cdot dy + (b - 2 \cdot \delta_2) \cdot \int_{\delta_1}^{x_b} \sigma_b(y) \cdot y \cdot dy + A'_{s,cor} \cdot \sigma'_s \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right) - A_{s,cor} \cdot \sigma_s \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right); \quad (2.30)$$

$$\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_s} = \frac{x}{h - x - a}, \quad (2.31)$$

где ε_s – относительная деформация растянутой арматуры; σ'_s, σ_s – напряжения в сжатой и растянутой арматуре; a – расстояние от

$$-A_{s,cor} \cdot \sigma_s \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right) - A_f E_f \varepsilon_f \cdot \frac{h}{2};$$

$$\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bts}} = \frac{x_b}{h - x_b}, \quad (2.34)$$

где h – высота прямоугольного сечения; b – ширина прямоугольного сечения; σ_s, σ_s – напряжения в сжатой и растянутой арматуре; a – расстояние от равнодействующей усилий в растянутой арматуре до ближайшей грани сечения; ε_b – относительная деформация сжатия бетона, в среднем сечении; $\sigma_{b,cor}, \sigma_b$ – напряжение в бетоне поврежденной и неповрежденной зоны соответственно; δ_1, δ_2 – глубина повреждения бетонного сечения в сжатой зоне и боковых гранях; A_f – площадь поперечного сечения композитного материала; E_f – модуль упругости композитного материала; ε_{bts} – общая относительная деформация растяжения бетона усиленного элемента:

$$\varepsilon_{bts} = \varepsilon_f + \varepsilon_{bt}, \quad (2.35)$$

где ε_{bt} – относительная деформация растяжения бетона, до применения композитного усиления сечения; ε_f – относительная деформация композитного материала.

Для проведения итерационного счета запишем уравнения, определяющие продольную силу N_{str} и изгибающий момент $M_{x,str}$, через изгибные жесткости D , кривизну $\frac{1}{r_x}$ и относительной деформации волокна в начальной точке ε_0 :

$$N_{str} = D_{13} \frac{1}{r_x} + D_{33} \varepsilon_0; \quad (2.36)$$

$$M_{x,str} = D_{11} \frac{1}{r_x} + D_{13} \varepsilon_0. \quad (2.37)$$

С учетом усилий полимеркомпозитного материала изгибные жесткости равны:

$$D_{11} = b \cdot \int_{h/2}^{\delta_1} E_{b,cor}^H(y) \cdot y^2 \cdot dy + 2 \cdot \delta_2 \cdot \int_{\delta_1}^x E_{b,cor}^H(y) \cdot y^2 \cdot dy +$$

$$+ (b - 2 \cdot \delta_2) \cdot \int_{\delta_1}^x E_b^H(y) \cdot y^2 \cdot dy + A_{s,cor}' \cdot E_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right)^2 - A_{s,cor} \cdot E_s \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right)^2 - A_f \cdot E_f \cdot \left(\frac{h}{2}\right)^2; \quad (2.38)$$

$$D_{13} = b \cdot \int_{h/2}^{\delta_1} E_{b,cor}^H(y) \cdot y \cdot dy + 2 \cdot \delta_2 \cdot \int_{\delta_1}^x E_{b,cor}^H(y) \cdot y \cdot dy + \\ + (b - 2 \cdot \delta_2) \cdot \int_{\delta_1}^x E_b^H(y) \cdot y \cdot dy + \alpha_s' \cdot A_{s,cor}' \cdot E_s' \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right) - \alpha_s \cdot A_{s,cor} \cdot E_s \cdot \left(\frac{h}{2} - a\right) - \\ - \alpha_f \cdot A_f \cdot E_f \cdot \frac{h}{2}; \quad (2.39)$$

$$D_{33} = b \cdot \int_{h/2}^{\delta_1} E_{b,cor}^H(y) \cdot dy + 2 \cdot \delta_2 \cdot \int_{\delta_1}^x E_{b,cor}^H(y) \cdot dy + (b - 2 \cdot \delta_2) \cdot \int_{\delta_1}^x E_b^H(y) \cdot dy + \\ + A_{s,cor}' \cdot E_s' - A_{s,cor} \cdot E_s - A_f \cdot E_f, \quad (2.40)$$

где $E_{b,cor}^H$, E_b^H – модуль упругости в бетоне сжатой и растянутой зоны поврежденной и неповрежденной зоны соответственно; E_s , E_s' – модуль деформаций арматуры растянутой и сжатой зоны; E_f – модуль упругости полимеркомпозитного материала; α_s' , α_s , α_f – коэффициенты приведения геометрических характеристик сжатой, растянутой, полимеркомпозитной арматуры;

Указанные зависимости справедливы для прямоугольных сечений. При расчете несущей способности изгибаемых элементов сложных сечений необходимым является включение дополнительных слагаемых отдельных зон. Для таврового сечения, например, такой зоной будет нижняя часть полки, а также необходимость разделения боковой зоны на участки в полке и стенке сечения.

2.3. Расчет прочности наклонных сечений изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных коррозией и усиленных внешним композитным армированием

Расчет изгибаемых элементов, усиленных композитными материалами по наклонным сечениям на действие поперечных сил, проводится из условия:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{fw}, \quad (2.41)$$

где Q – поперечная сила, определяемая внешней нагрузкой, расположенной по одну сторону рассматриваемого наклонного сечения; Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении; Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной стальной арматурой; Q_{fw} – поперечная сила, воспринимаемая внешним полимеркомпозитным армированием.

Поперечную силу Q_b , воспринимаемая в наклонном сечении, с учетом повреждения бетона, можно представить в виде:

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot h_0 \left(\frac{b \cdot \int_{h-a}^{\delta_3} \sigma_{bt,cor}(y) dy + 2 \cdot \delta_2 \int_{\delta_1}^{\delta_3} \sigma_{bt,cor}(y) dy + (b - 2 \cdot \delta_2) \int_{\delta_1}^{\delta_3} \sigma_{bt}(y) dy + b \cdot \int_{h/2}^{\delta_1} \sigma_{bt,cor}(y) dy}{C} \right), \quad (2.42)$$

где φ_{b2} – эмпирический коэффициент, принятый 1,5; C – длина проекции наклонного сечения C ; Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной стальной арматурой:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw,cor} = \frac{\varphi_{sw} \sigma_s A_{s,cor}}{s_w}, \quad (2.43)$$

где φ_{sw} – эмпирический коэффициент, принимаемый равным 0,75; $q_{sw,cor}$ – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента.

Механизм крепления, обеспечиваемый U-образными хомутами из полимерного композита, основан на поддержании сил трения, возникающего между двумя бетонными поверхностями раскрытой продольной горизонтальной трещины [25] (рисунок 2.7).

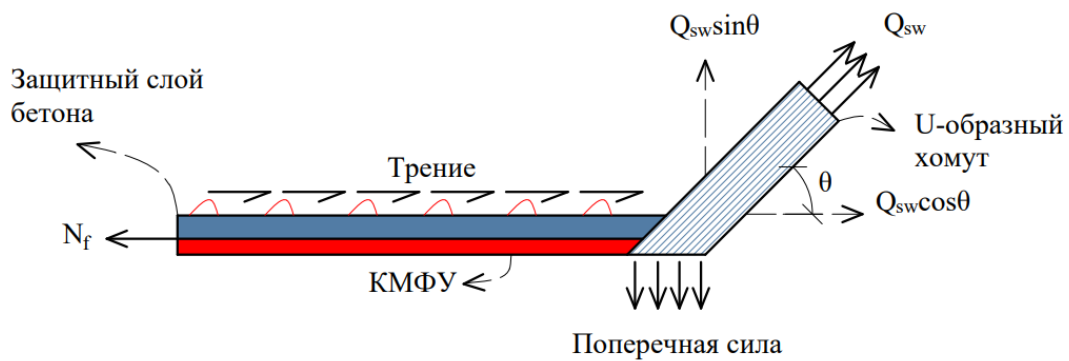


Рисунок 2.7 – Схема работы элемента в наклонном сечении

Для расчета поперечной силы, воспринимаемой внешним полимеркомпозитным армированием, предлагается зависимость:

$$Q_{fw} = \frac{N_f}{\mu \sin \theta + \cos \theta}, \quad (2.44)$$

где N_f – продольное растягивающее усилие, воспринимаемое композитным материалом; μ – коэффициент трения, который можно принять равным 1,4; θ – угол наклона U-образного композитного хомута к продольной оси балки.

Продольное растягивающее усилие определяется как наименьшее из уравнений:

$$N_f = A_f E_f \varepsilon_{fd}; \quad (2.45)$$

$$N_f = A_f E_f \varepsilon_{fu}; \quad (2.46)$$

$$N_f = A_f E_f \left[\varepsilon_{cu} \left(\frac{h_0 - x}{x} \right) - \varepsilon_{bi} \right], \quad (2.47)$$

где A_f – площадь поперечного сечения композитного материала; E_f – модуль упругости композитного материала; ε_{fd} – относительная деформация композитного материала для случая разрушения из-за отслоения промежуточной трещины; ε_{fu} – относительная деформация композитного материала случае выхода из строя из-за разрыва композитного материала; ε_{cu} – предельная деформация растянутого бетона; ε_{bi} – это напряжение бетона во время приклейки полимеркомпозитного холста; x – высота сжатой зоны бетона; h_0 – высота рабочей зоны бетона.

Уравнение (2.44) справедливо для случая разрушения из-за отслоения промежуточной трещины, уравнение (2.45) – в случае выхода из строя из-за разрыва композитного материала, уравнение (2.46) – в случае отказа элемента из-за дробления бетона.

Минимальная площадь наклонного U-образного хомута из полимеркомпозита A_{fw} , необходимая для предотвращения отслоения защитного слоя бетона:

$$A_{fw} = \frac{Q_{fw} s_f}{\psi_f R_{fw} \sin \theta C_{fw}}, \quad (2.48)$$

где ψ_f – коэффициент, зависящий от принятой схемы наклейки, равный 0,95 – для замкнутых хомутов; 0,85 – для двух и трехсторонних хомутов;

$$C_{fw} = \frac{c(h_{fw} - a)}{h}, \quad (2.49)$$

где C – длина проекции наклонного сечения, принимаемая по СП 63.13330.2018;
 h_{fw} – высота наклейки поперечного хомута; R_{fw} – расчетное значение сопротивления растяжению композитного материала при расчете прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, принимаемое равным:

$$R_{fw} = 0,75R_f \leq 0,004E_f, \quad (2.50)$$

а при усилении в виде двух- или трехсторонних хомутов – с учетом дополнительного условия:

$$R_{fw} \leq \gamma_{f3}R_f, \quad (2.51)$$

где γ_{f3} – коэффициент надежности по сцеплению, принимаемый равным:

$$\gamma_{f3} = \frac{k_1 k_2 L_f E_f}{1190 R_f} \leq 0,75, \quad (2.52)$$

где L_f – эффективная длина анкеровки, мм:

$$L_f = \frac{23300}{(n \cdot t_f \cdot E_f)^{0,58}}, \quad (2.53)$$

где n – число слоев полос поперечного хомута; k_1 – коэффициент, учитывающий прочность бетона:

$$k_1 = (0,1R_b)^{2/3}, \quad (2.54)$$

где k_2 – коэффициент, учитывающий схему усиления, принимаемый равным:

– для трехсторонних хомутов:

$$k_2 = \frac{h_{fw} - L_f}{h_{fw}}; \quad (2.55)$$

– для двухсторонних:

$$k_2 = \frac{h_{fw} - 2L_f}{h_{fw}}. \quad (2.56)$$

Как только минимальная площадь наклонного U-образного хомута из полимеркомпозита будет определена в соответствии с уравнением (2.30) и будет предварительно подобрана толщина полимеркомпозита, требуемая ширина b_{fw} может быть определена с помощью зависимости:

$$b_{fw} = \frac{A_{fw}}{2nt_f}. \quad (2.57)$$

2.4. Выводы по главе

Были выявлены общие закономерности изменения несущей способности изгибаемых коррозионно-поврежденных железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием. Это позволило сформулировать исходные предпосылки и основные гипотезы для расчета.

Для определения параметров несущей способности усиленных изгибаемых железобетонных элементов был выбран метод проектирования реконструированного железобетона. Предлагаемая модель позволяет определять несущую способность изгибаемых элементов в трех состояниях – начального нагружения, эксплуатации в агрессивной среде нагруженного элемента с трещиной растянутой зоны, эксплуатации нагруженного и усиленного элемента в агрессивной среде с трещиной растянутой зоны. Также модель учитывает деградацию сжатого бетона коррозионно-поврежденных элементов. Она позволяет различать геометрические и механические параметры повреждения в зависимости от направления действия (одностороннего, двустороннего и всестороннего), а также вида и интенсивности агрессии. В любом случае допускается наличие полностью разрушенного слоя (с соответствующим уменьшением начальных габаритов сечения) и переходного слоя в пределах глубины повреждения бетона, в котором рассматриваемые характеристики линейно изменяются от нуля до номинального значения. Модель также учитывает коррозию металлической арматуры, как независимое, так и согласованное уменьшение исходных поперечных сечений растянутой арматуры A_s и сжатой A_{sc} арматуры в сечении с нормальной трещиной.

Алгоритм расчета позволяет произвести проверку прочности изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных коррозией и усиленных внешним композитным армированием.

3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПОВЕДЕНИЯ ПОВРЕЖДЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ХЛОРИДНЫМ КОРРОЗИОННЫМ ВОЗДЕЙСТВИЯМ, ПРИ УСИЛЕНИИ ВНЕШНИМ КОМПОЗИТНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

3.1. Цель и задачи исследований

Для определения эффективности композитного усиления изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных вследствие воздействия на них хлоридной коррозионной среды, проведены экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов при действии нагрузки.

Естественное снижение силового сопротивления железобетона происходит продолжительное время, поэтому для проведения диссертационного исследования предусмотрено ускорение проведения коррозионного воздействия посредством применения гальванического метода.

Целью экспериментальных исследований является получение опытных данных об изменении напряженно-деформированного состояния изгибаемых железобетонных элементов в зависимости от степени коррозионного поражения от хлоридной агрессивной среды, а также определение эффективности различных схем композитного усиления данных элементов [62].

Основными задачами экспериментальных исследований являются:

- разработка программы и методики проведения эксперимента;
- изготовление экспериментальных образцов и подбор вспомогательного оборудования;
- определение напряженно-деформированного состояния экспериментальных контрольных образцов и образцов, имеющих коррозионные повреждения бетона и стальной арматуры;
- определение характера воздействия внешнего композитного усиления на прочность поврежденных железобетонных элементов при вариации длины композитного материала в растянутой зоне и угла наклона поперечного композитного армирования;

– определение эффективной схемы внешне-композитного армирования изгибаемых элементов.

3.2. Программа исследований

Для решения поставленных задач разработана программа проведения эксперимента, согласно которой запланировано проведение следующих испытаний 4 серий изгибаемых элементов и вспомогательных образцов к ним, а именно:

– испытание вспомогательных бетонных образцов проектного класса по прочности на сжатие В20 в виде кубов размером $10 \times 10 \times 10$ см и призм размером $10 \times 10 \times 40$ см на сжатие, изгиб, определение начального модуля упругости в количестве 6 штук на серию (рисунок 3.1, а);

– испытание вспомогательных образцов в виде арматурных стержней В500, А240 и А500 и однонаправленных тканых полос из углеродного волокна SikaWrap – 230 С на продольное растяжение (рисунок 3.1, б, в);

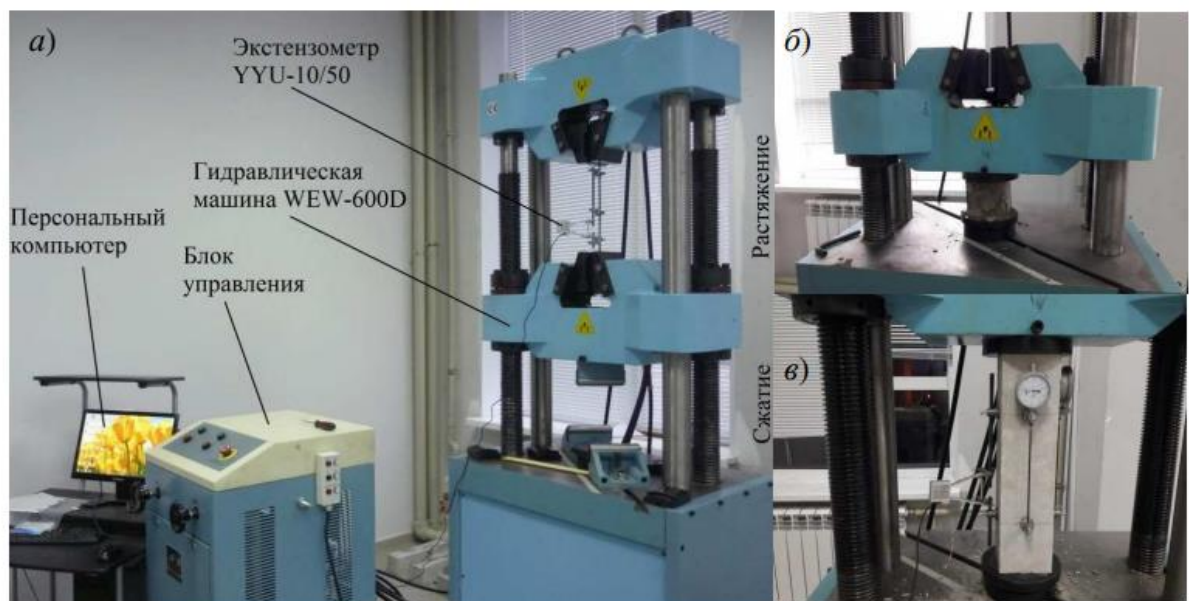


Рисунок 3.1 – Испытания вспомогательных образцов с помощью гидравлической машины

– испытание контрольных образцов железобетонных элементов кратковременной нагрузкой на статический изгиб (серия 1 – БК);

– испытание образцов на статический изгиб до момента достижения нагрузки, равной 35% от расчетной несущей способности сечения, повреждение растянутой

зоны сечения под воздействием хлоридной среды с последующим разрушением элемента (серия 2 – БП);

– испытание на статический изгиб предварительно поврежденных под воздействием агрессивной среды железобетонных элементов, разгруженных и усиленных холстами из углеродного волокна (серия 3 – БПУ1, 4 – БПУ2).

3.3. Методика проведения испытаний и опытные образцы

Для проведения эксперимента было изготовлено 15 опытных образцов железобетонных изгибаемых элементов в лаборатории завода АО «Белгородстройдеталь» (г. Белгород). Образцы были изготовлены из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В20. Размеры опытных образцов составили $120 \times 220(h) \times 1290$ мм, а расчетный пролет – 1100 мм.

Геометрические размеры сечений опытных образцов, классы бетона и арматуры, конфигурация и диаметры стержней армирования приняты на основании предварительных расчетов с учетом недопущения разрушения по наклонным сечениям либо вследствие потери общей устойчивости. Опытные образцы балок армированы плоским сварным каркасом из арматурной стали А500 $\varnothing 12$ мм в растянутой зоне и В500 $\varnothing 5$ мм в сжатой зоне. В качестве поперечной арматуры приняты стержни из арматурной стали А240 $\varnothing 6$ мм. Шаг поперечной арматуры по длине балки переменный: в крайних четвертях – 100 мм, в средних – 200 мм. Схема армирования образцов приведена на рисунке 3.2.

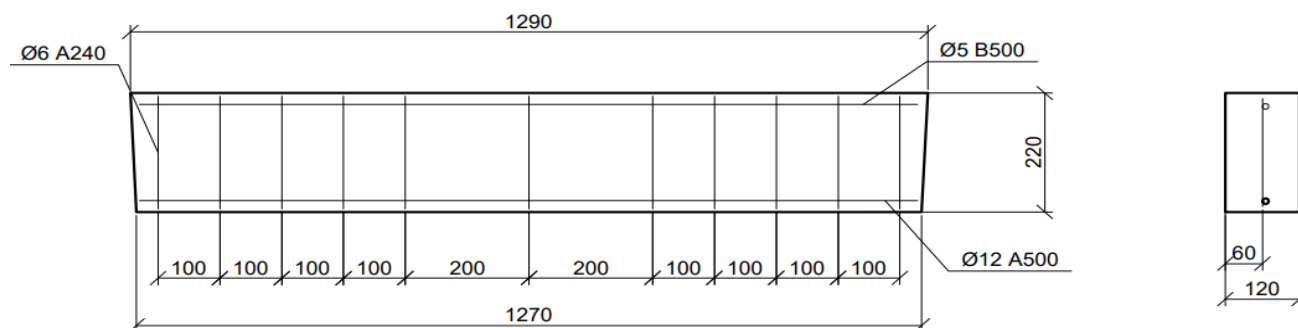


Рисунок 3.2 – Опалубочный чертеж исследуемой опытной конструкции

Параллельно с основными образцами, автором были изготовлены и испытаны вспомогательные бетонные образцы кубической и призмной формы из бетона

класса по прочности на сжатие В20, состав которого определялся по ГОСТ 27006-86, и представлен в таблице 3.1.

Таблица 3.1 – Состав бетонной смеси

Класс бетона по прочности на сжатие	Расход материалов на приготовление 1 м ³ бетонной смеси, кг				Отношение В/Ц
	Цемент ПЦ М500	Песок средней крупности	Щебень фракции 5-15 мм	Вода	
В20	245	735	1102	130	0,53

Четыре образца-куба размером 100×100×100 мм были измерены с помощью штангенциркуля, взвешены, испытаны на прочность согласно ГОСТ 10180-2012 с помощью универсальной гидравлической разрывной машины WEW-600D (рисунок 3.3).



Рисунок 3.3 – Испытание кубов по прочности на сжатие:
а – до испытания; б – после испытания

Призмы размером 100×100×400 мм в количестве 6 штук испытывались для определения призмной прочностью бетона на сжатие и растяжение с изгибом по ГОСТ 10180-2012, начального модуля упругости согласно ГОСТ 24452-80 (рисунок 3.4). Продольные деформации бетона определялись с помощью индикаторов часового типа МИГ-1, имеющих цену деления шкалы 0,001 мм. В результате была построена диаграмма деформирования бетона (рисунок 3.5).



Рисунок 3.4 – Испытание призм по прочности на сжатие и определение модуля упругости:
а – до испытания; *б* – после испытания

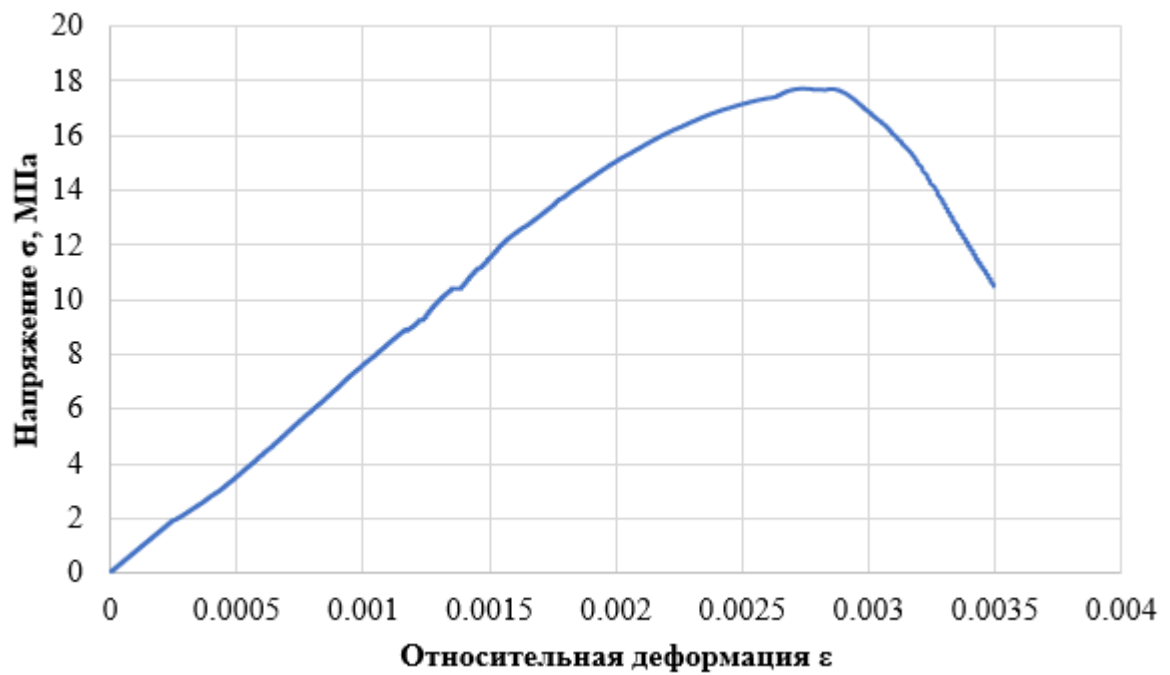


Рисунок 3.5 – Диаграмма σ - ϵ бетона класса В20 при сжатии

Испытание призм на растяжение с изгибом выполнялось на испытательном прессе П-50, с использованием оснастки для проведения четырехточечного изгиба (рисунок 3.6).

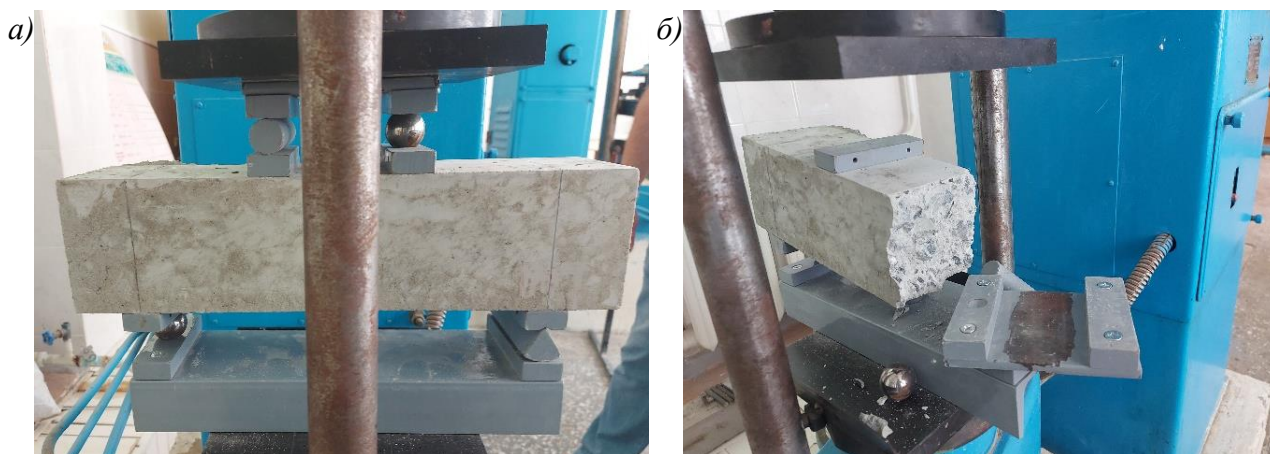


Рисунок 3.6 – Испытание призм по прочности на растяжение при изгибе:

а – до испытания; *б* – после испытания

Результаты испытаний физико-механических характеристик бетона и представлены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Физико-механические характеристики применяемого бетона

Проектный класс бетона на сжатие	Средняя кубическая прочность бетона, МПа	Средняя призмная прочность бетона, МПа	Начальный модуль упругости, МПа	Прочность на растяжение при изгибе, МПа
B20	21,1	17,3	26 650	4,11

Вспомогательные образцы стержней арматуры, испытывались в разрывной машине WEW-600W согласно ГОСТ 12004-81 «Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение». Деформации арматуры регистрировались экстензометром ИДН-10-50. В результате были построены диаграммы (σ - ε) работы для сталей А240, А500 и В500 (рисунок 3.7), определены такие характеристики как временное сопротивление, предел текучести, модуль упругости и относительное удлинение (таблица 3.3).

Усиление поврежденных железобетонных элементов производилось однонаправленными ткаными полосами из углеродного волокна SikaWrap – 230 С в один слой в растянутой зоне для увеличения несущей способности поперечного сечения, а также поперечными U-образными хомутами для недопущения разрушения усиленного элемента по наклонному сечению.

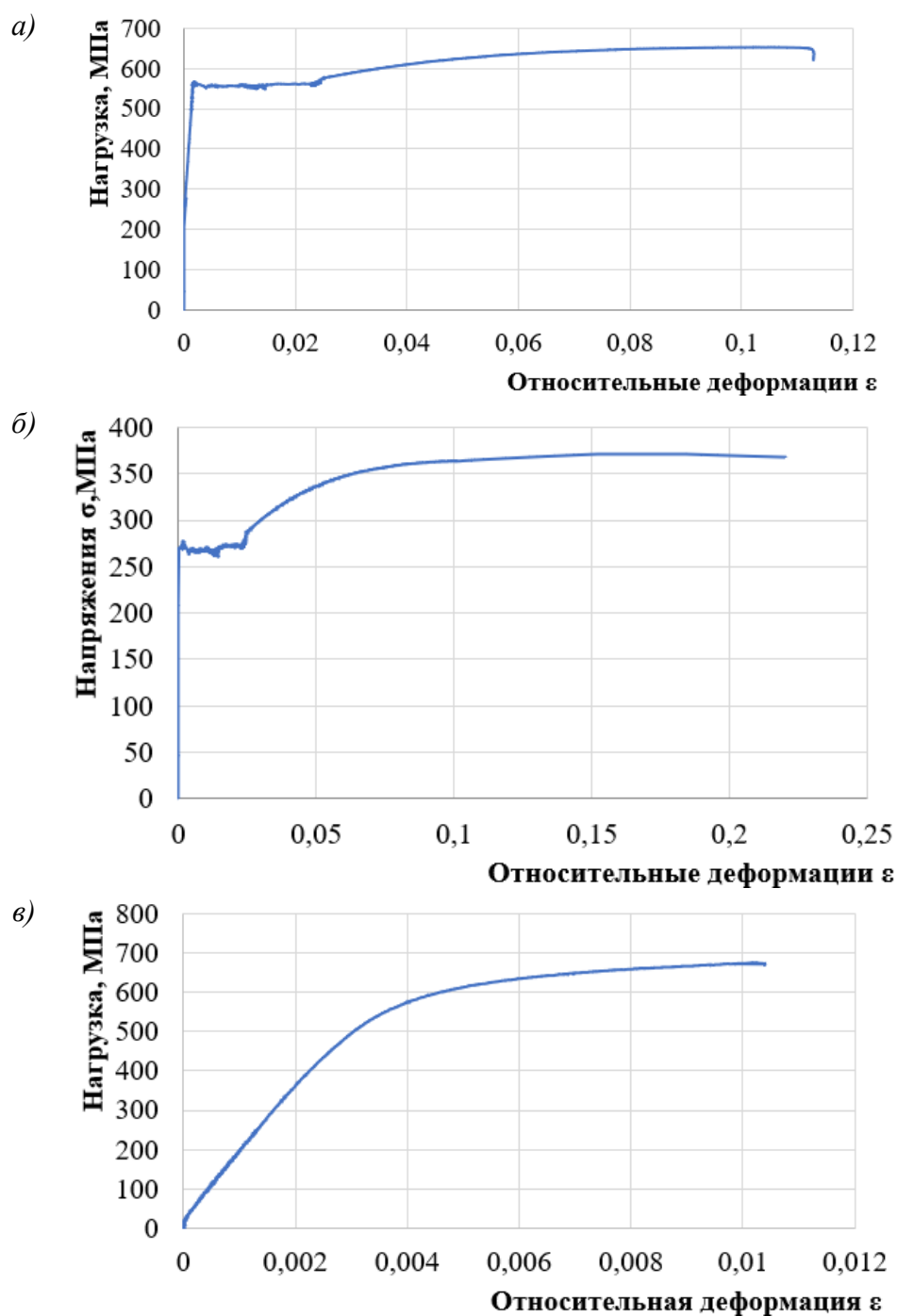


Рисунок 3.7 – Диаграмма σ - ε арматуры класса по прочности на растяжение:
а – А500; б – А240; в – В500

Таблица 3.3 – Физико-механические характеристики арматуры

Класс арматуры	σ_{el} , МПа	σ_y , МПа	σ_u , МПа	δ_{200} , %
A240	240,62	243,16	369,6	11,5
A500	546,34	561,36	653,93	11
B500	560,57	-	674,04	10

С целью определения физико-механических характеристик композитного материала для усиления были испытаны образцы полос ламелей, состоящих из

однонаправленной ткани SikaWrap – 230 C, и пропитанных эпоксидным клеем Fibarm Resin 530+ (рисунок 3.8)

Испытания проводились согласно ГОСТ 25.601-80 с образцами шириной 20 мм и длиной 500 мм в количестве 3 штук на испытательной машине WEW-600D согласно ГОСТ 25.601-80 (рисунок 3.9).



Рисунок 3.8 – Экспериментальные образцы углеродных волокон и эпоксидного клея



Рисунок 3.9 – Испытание композитных ламелей на осевое растяжение

Физико-механические характеристики композитного материала представлены в таблице 3.4, диаграмма работы « σ - ε » (нагрузка - прогиб) углепластиковых образцов показана на рисунке 3.10.

Таблица 3.4 – Физико-механические характеристики SikaWrap C 230

E_f , ГПа	σ_f , МПа	ε_u , %
192,88	3450,7	1,87

Проведение экспериментальных исследований проводилось на модифицированном стенде, описанном в диссертационной работе Крючкова А.А. [28]. Стенд относительно прост в изготовлении и использовании. Модификация заключается в наличии тяжёлой большей жесткости.

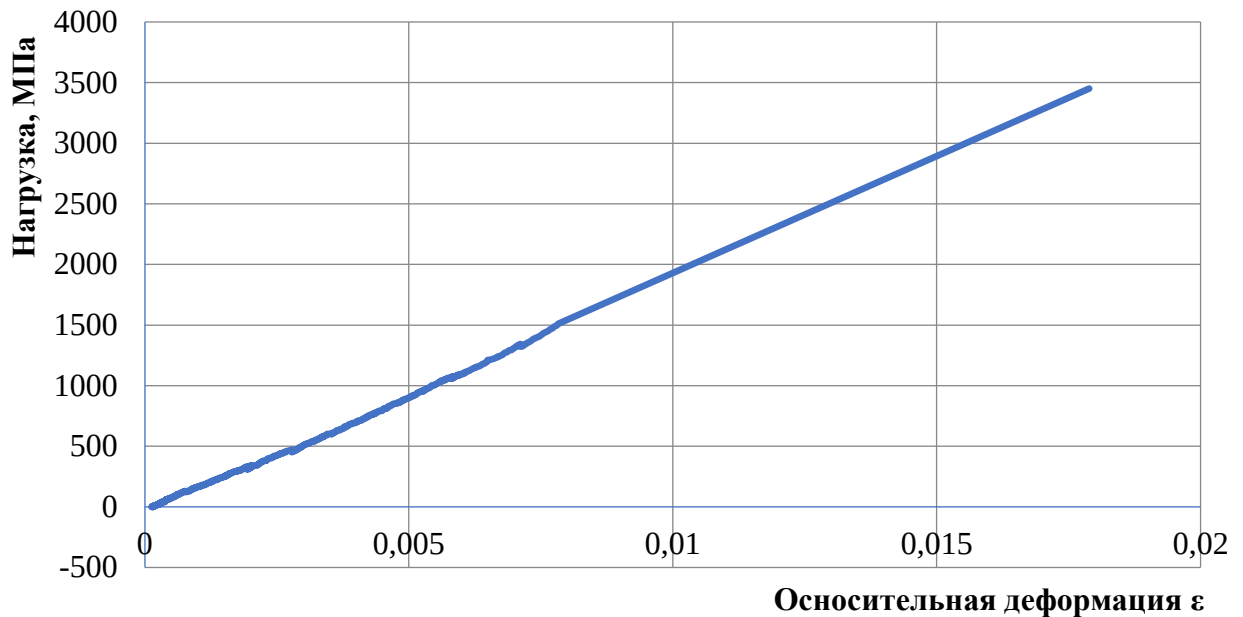


Рисунок 3.10 – Диаграмма « σ - ε » углепластиковых образцов SikaWrap C 230

Стенд для проведения испытаний состоит из таких частей (рисунок 3.11):

- основание из двух двутавров №30Ш1 (рисунок 3.11, поз. 1);
- шарнирная опора (рисунок 3.11, поз. 2);
- тяжи (рисунок 3.11, поз. 3);
- опорные пластины (рисунок 3.11, поз. 4);
- испытуемый образец (рисунок 3.11, поз. 5);
- катки с распределительными плитами (рисунок 3.11, поз. 6);
- гидравлические цилиндры (рисунок 3.11, поз. 7);
- распределительные траверсы швеллер №12 (рисунок 3.11, поз. 8);
- опора основания (рисунок 3.11, поз. 9).

Две шарнирные опоры расположены на расстоянии 1100 мм друг от друга, на которых установлены стальные листы толщиной 10 мм, которые необходимы для увеличения площади соприкосновения опоры и балки. Для обеспечения горизонтальности положения балок на опорах, испытываемые балки соединяются с листами посредством цементно-песчаного раствора М50. Сверху на балку устанавливается распределительная траверса из швеллера №12. Сверху траверсы установлены 2 гидроцилиндра мощностью до 100 кН. Над гидроцилиндрами установлена такая же распределительная траверса. Ограничение перемещений гидродомкратов и обеспечение роста нагружения балок достигается за счет

наличия тяжёлой высокой жесткости. Общий вид стенда перед испытанием представлен на рисунке 3.12.

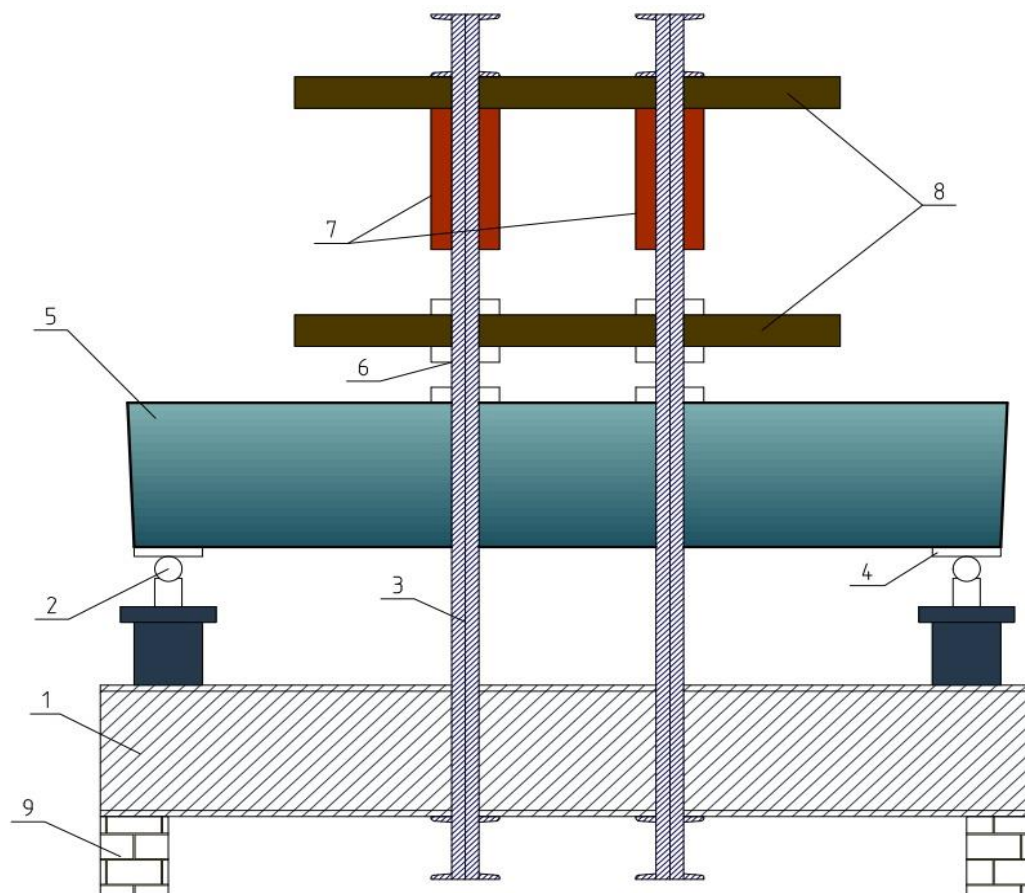


Рисунок 3.11 – Схема установки для проведения испытаний



Рисунок 3.12 – Общий вид стенда для испытаний

Перемещение поршней гидроцилиндров происходило посредством подачи масла под давлением с помощью насосной станции с ручным приводом НРГ 700-3.0-2 (рисунок 3.13).



Рисунок 3.13 – Внешний вид насосной станции НРГ 700-3.0-2

Данный насос обладает двухступенчатой подачей для обеспечения высокой производительности на холостом ходу, то есть при выдвигании штока гидроцилиндра без нагрузки гидравлический насос имеет значительно большую производительность. Технические характеристики насоса представлены в таблице 3.5.

Таблица 3.5 – Технические характеристики насоса НРГ 700-3.0-2

Первая ступень (холостой ход)	20 бар (2 МПа)
Вторая ступень (рабочее давление)	700 бар (70 МПа)
Производительность первой ступени	13 мл / двойной ход
Производительность второй ступени	2,3 мл / двойной ход
Объем масляного бака (полный / рабочий)	3,5 л / 3,0 л
Длина рукавов высокого давления	1,8 м
Вес насоса с маслом и рукавами высокого давления	16 кг
Габаритные размеры (L×B×H)	790×240×260 мм
Рабочая жидкость – гидравлическое масло ВМГЗ, И-12А, И-20А или аналоги	

Подача масла к гидродомкратам осуществлялась с помощью рукава высокого давления длиной 1,8 м. Контроль нагрузки осуществлялся с помощью манометра до 1000 бар, оттарированным с помощью динамометра ДОСМ-5. Нагружение до момента трещинообразования (примерно 30%) проводилось ступенями по 5% от контрольной нагрузки по прочности образцов серии БК. Далее нагружение образцов производилось ступенями по 10%. Каждый шаг нагружения

сопровождался выдержкой в 15 минут, а по достижению расчетной (контрольной) нагрузки – в течение 30 минут. На каждом шаге нагружения фиксировались относительная деформация по индикаторам часового типа с ценой деления 0,001 мм при базе измерения 200 мм.

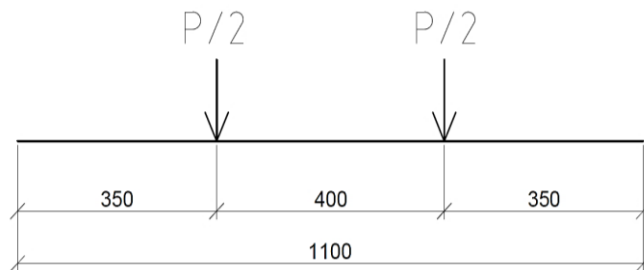


Рисунок 3.14 – Схема приложения нагрузки

Схема приложения нагрузки на испытываемую балку приведена на рисунке 3.14.

Для измерения продольных деформаций бетона сжатой и растянутой зоны применяются

индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм и базе измерения 200 мм. Индикаторы устанавливаются в металлические держатели углового типа, закрепленные на боковых гранях изгибаемого элемента с помощью цианокрилатного клея.

Параллельно индикаторам часового типа использовались тензорезисторы Tokyo Sokki Kenkyuio Co. с базой измерения 60 мм (PL-60-11) в сжатой зоне и 120 мм (PL-120-11) в растянутой зоне (на боковой и нижней грани), и сопротивлением 120 Ом. Технические характеристики и способы устройства тензорезисторов представлены на рисунке 3.15.

Тензорезисторы устанавливались в тех же местах, что и индикаторы часового типа. Применение тензорезисторов большей базы в растянутой зоне позволяет установить момент трещинообразования.

Считывание данных с тензорезистора осуществлялось измерителем-регистратором «Терем 4.0» через 16-ти канальный адаптер по полумостовой схеме подключения (рисунок 3.16). Полумостовая схема подключения тензорезисторов представляет собой распространенный метод измерения деформаций, который позволяет эффективно компенсировать температурные влияния и повышать точность измерений. В этой схеме используется один активный тензорезистор и один компенсационный, что позволяет минимизировать погрешности, вызванные изменениями температуры.

series **P/PF**

-11: Mild steel

For ordering, the above suffix code should be added to the basic gauge type.



Applicable adhesives

CN-E	-20 ~ +80°C
RP-2	-20 ~ +80°C
PS	-20 ~ +80°C

Temperature compensation range

+10°C +80°C

STEEL, CONCRETE, MORTAR MATERIAL USE

Gauge pattern

Basic type

Gauge size	
L	W

Backing

Resist-
ance 0

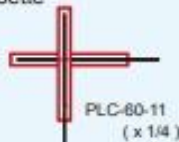
C€

These are wire strain gauges utilizing a transparent plastic backing impregnated with polyoyster resin. The gauge length is available in 3 ranges of 60, 90 and 120mm, so it is suited to the measurement of concrete strain. Since the backing is transparent, the bonding position can easily be checked in the installation works.

Single element



0°/90° 2-element stacked
Rosette

0°/45°/90° 3-element stacked
Rosette

Example of type number designation.

PL-60 -11 -3LIC-F

$$\frac{1}{2}$$

— CE compliant leadwire

- Self-temperature-compensation for I

Single-element

Each package contains 10 gauges.

PL-60-11	60	1	74	8	120
PL-90-11	90	1	104	8	120
PL-120-11	120	1	134	8	120

Each package contains 10 gauges.

0°/90° 2-element stacked Rosette

0°/90° 2-element stacked rosette					
PLC-60-11	60	1	74	74	120
0°/45°/90° 3-element stacked Rosette					
PLR-60-11	60	1	74	74	120

The image displays two views of the TEP-4 device. On the left is a handheld remote control with a green LCD screen showing a date and time (24 OCT, 11:57), a temperature reading (T=143.5 °C), and a signal strength indicator. Below the screen is a keypad with buttons labeled M, ALT, C, and directional arrows. On the right is the main receiver unit, a rectangular device with a light blue faceplate. It features a grid of 16 gold-colored connectors labeled D1 through D8 on both the top and left sides. The faceplate includes the TEP logo, the model name 'ТЕРЕМ - 4', and the description 'Универсальный многоканальный адаптер'. It also has fields for 'Идентификация' (Identification) and 'Адрес' (Address), and a 'Служба' (Service) field at the bottom.

Рисунок 3.16 – Внешний вид измерительной системы «Терем 4.0»

Основными компонентами схемы являются:

- активный тензорезистор, который устанавливается на испытываемую деталь и реагирует на механические деформации;

- компенсационный тензорезистор, который устанавливается в аналогичных условиях, но не подвергается механическим нагрузкам, что позволяет ему компенсировать температурные изменения;

- резисторы R_1 и R_2 , которые могут быть также тензорезисторами с высокой точностью (0,1 или 0,05%) и используются для балансировки моста.

Принцип работы заключается в том, что полумостовая схема подключается к прецизионному источнику питания, который подает напряжение на одну из диагоналей моста. Изменение сопротивления активного тензорезистора в ответ на деформацию приводит к разбалансировке моста, что вызывает появление разности потенциалов на выходе схемы. Эта разность потенциалов пропорциональна изменению сопротивления активного тензорезистора и, следовательно, измеряемой деформации.

Основными преимуществами полумостовой схемы являются:

- температурная компенсация, что позволяет значительно снизить влияние температурных изменений на измерения;

- упрощение конструкции, потому как полумостовая схема требует меньше компонентов по сравнению с полномостовыми схемами, что делает ее более экономичной и простой в реализации;

- повышенная чувствительность, так как схема может быть настроена для увеличения чувствительности к деформациям за счет правильного выбора резисторов и расположения тензорезисторов. Определение прогибов изгибаемого элемента проводилось с помощью прогибомера Аистова, имеющего точность 0,01 мм.

Для контроля за шириной раскрытия трещин использовался лабораторный микроскоп МПБ-100.

Полная схема расположения всех измерительных приборов приведена на рисунках 3.17 и 3.18.

Для данных схем И1, И2, И3, И4 – индикаторы часового типа с ценой деления 0,001 мм; П1 – прогибомер типа 6-ПАО (прогибомер Аистова); Т1-Т14 – тензорезисторы.

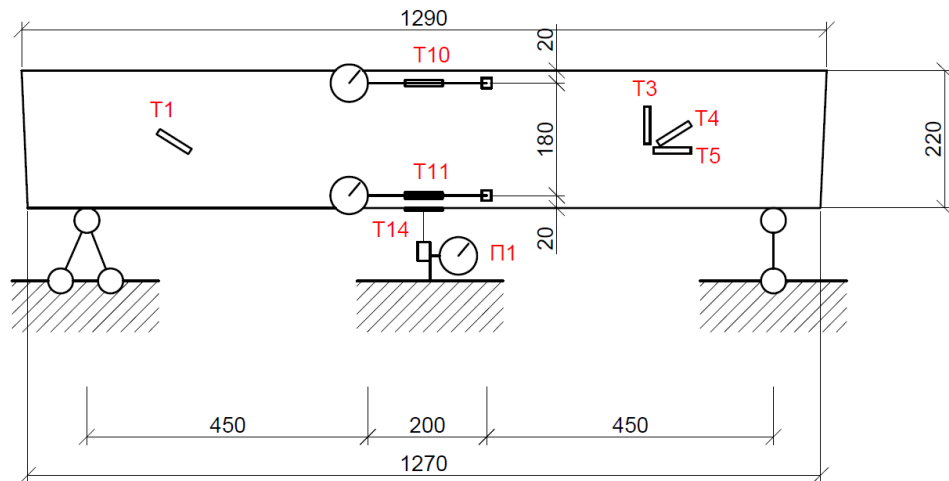


Рисунок 3.17 – Схема расположения приборов по стороне А

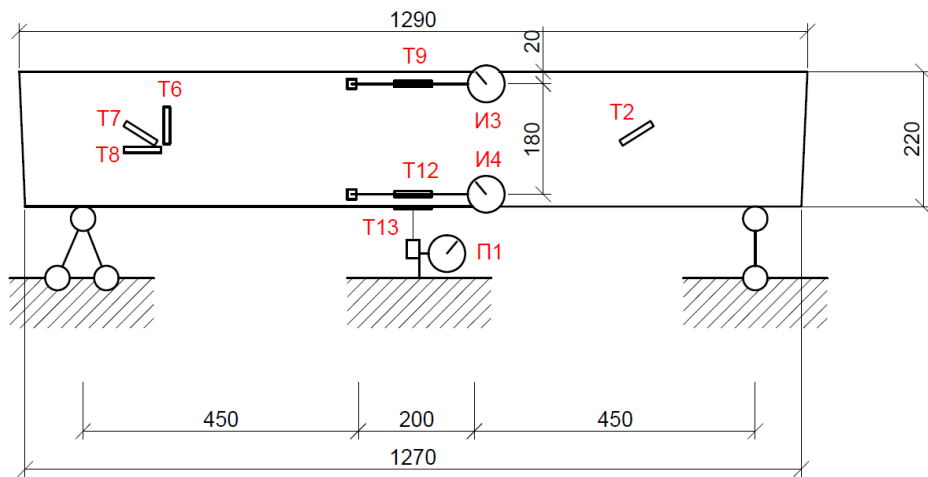


Рисунок 3.18 – Схема расположения приборов по стороне Б

С целью реалистичного протекания коррозии балки серий БП, БПУ1, БПУ2 были предварительно нагружены до 35% от разрушающей нагрузки до необходимого раскрытия трещин в растянутой зоне величиной 0,3 мм.

Далее балка разгружалась, при этом разгружение производилось ступенчато, по 10% от предельной разрушающей нагрузки, фиксировались величины остаточных относительных деформаций, прогибов, производился опрос тензодатчиков. Разгруженная балка перемещалась в посудину для осуществления коррозионных повреждений.

Повреждение основных изгибаемых образцов осуществлялось в 5% растворе хлористого натрия одновременно с использованием электрического источника питания для проведения катодно-анодного процесса. Для осуществления

возможности протекания электрохимической коррозии, наружу балки из раствора была выведена арматура, являющаяся анодом. Катодом является стальная пластина, которая расположена в середине пролета. Также была разработана и собрана ванна из композитных материалов, в которой боковые грани выполнены из оргстекла для наглядности проведения испытания, остальные грани – из поливинилхлорида. Конструкция ванны и схема подключения источника питания к элементам представлена на рисунке 3.19.

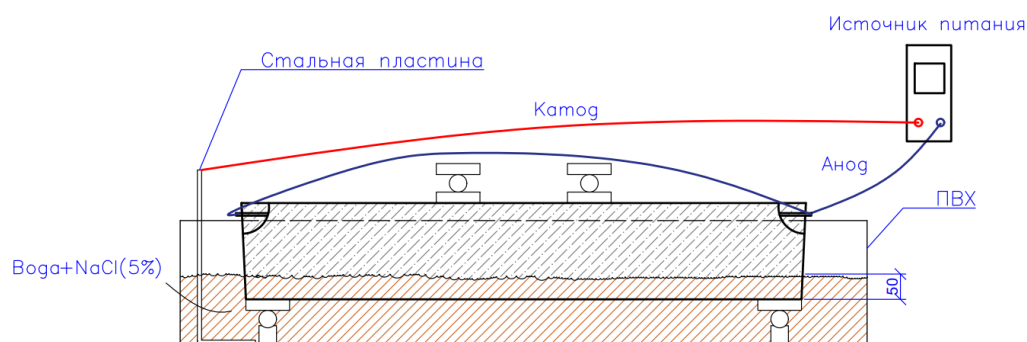


Рисунок 3.19 – Схема установки для проведения электрохимической коррозии

В качестве источника электричества использовался лабораторный блок питания ELEMENT 1502D+. Его общие технические характеристики:

- Напряжение на входе: 220 В $\pm 10\%$ – 50/60 Гц.
- Напряжение на выходе: 0 – 15 В.
- Ток нагрузки: 0-2 А / 0-1 А.
- Температурный диапазон: -10 – +40 °С.
- Относительная влажность: 10 % / > 1 А.
- Устойчивость нагрузки (напряжение): $\leq 0,01\% \pm 2$ мВ.
- Устойчивость нагрузки (ток): $\leq 0,02\% \pm 3$ мВ.
- Пульсация напряжения: ≤ 1 мВ.
- Размер аппарата: 165×118×230 мм.

Блок имеет 2 режима работы – с выходным напряжением 0-15 В, выходным током 0-2 А (режим 1) и с выходным напряжением 0-5 В, выходным током 0-2 А (режим 2).

Направление тока было организовано таким образом, что основная арматурная сталь служила анодом, а продольные подвески и стремена – катодом. Через

арматуру пропускали постоянный ток плотностью 2 мА/см. Эта плотность тока была принята на основе предварительных испытаний для обеспечения желаемого уровня коррозии в разумные сроки. Каждая степень коррозии была выбрана так, чтобы обеспечить заранее определенное процентное уменьшение диаметра продольного стержня в течение определенного периода времени.

Взаимосвязь между плотностью тока коррозии и площади арматуры, потерянного в результате коррозии, определялась с помощью закона Фарадея:

$$\omega = AItZF = AaitZF = a\delta\gamma, \quad (3.1)$$

где ω – потеря веса из-за коррозии, г; A – атомный вес, г (для железа – 56 г); I – электрический ток, А; t – время, с; Z – валентность железа, равная 2; F – постоянная Фарадея, Кл, равная 96 500; a – площадь поверхности арматуры до коррозии, см; δ – потери материала, см; γ – плотность материала, г/см³ (для стали – 7,86 г/см³); i – плотность тока коррозии, А/см².

Тензодатчики, использующиеся в образцах серий БП, БПУ1, БПУ2, перед опущением балки в хлоридный раствор обрабатывались жидким парафином для обеспечения изоляции контактов. Процесс проведения гальванического метода ускорения коррозии в ванной и блок питания показан на рисунке 3.20.



Рисунок 3.20 – Конструкция установки для проведения электрохимической коррозии:
а – ванна; б – источник питания

Также проводился ежедневный обрызг верхней и боковых граней элемента раствором 5 % растворе хлористого натрия.

После проведения испытаний второй серии образцов, поврежденная арматура, находящаяся на приопорных участках элемента, изымалась из тела бетона для

определения фактической площади сечения, физико-механических характеристик и проведения поверочных расчетов несущей способности балок перед этапом усиления.

Постоянными параметрами усиления в рамках испытаний была ширина и толщина продольного композитного армирования. Варьируемыми параметрами усиления в рамках испытаний были относительная длина участка усиления (L_{yc}/L) и угол наклона поперечного композитного армирования к продольной оси элемента α . Конструкции различных схем усиления изгибаемых элементов показаны на рисунке 3.21.

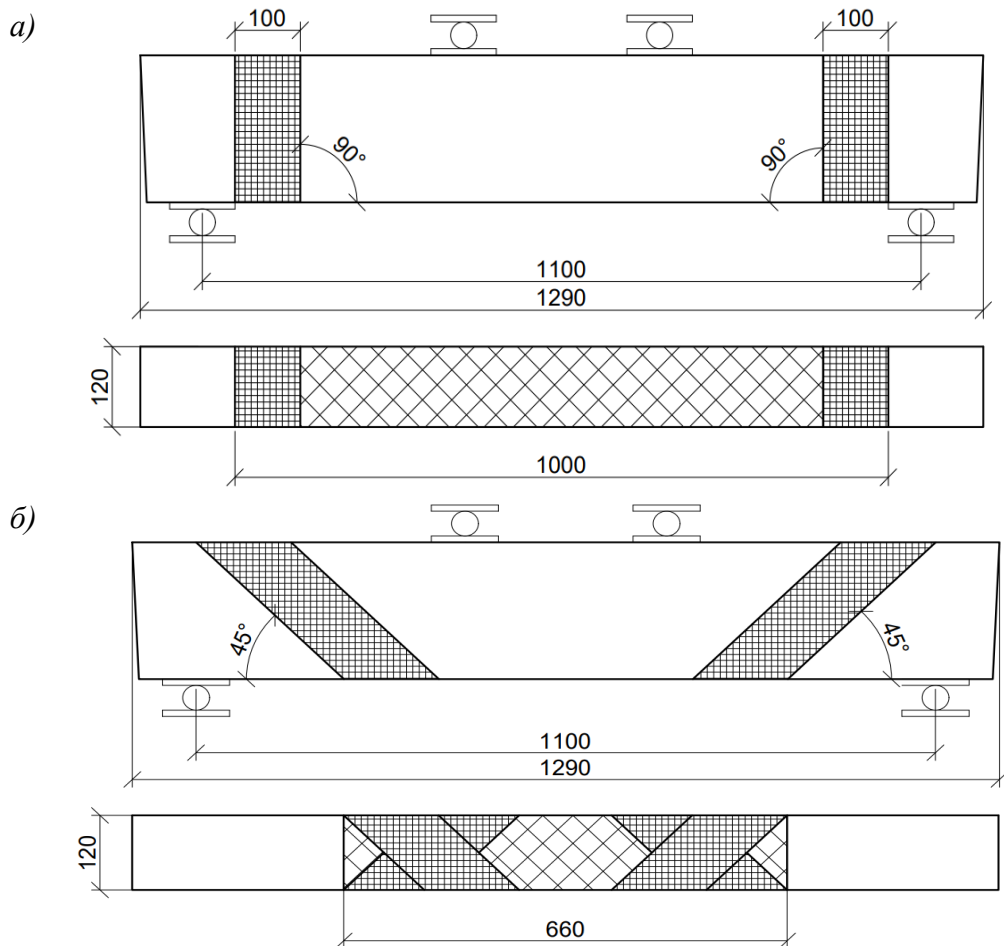


Рисунок 3.21 – Конструктивная схема опытных усиленных образцов:
 а – серии БПУ1 ($L_{yc}/L = 1$; $\alpha = 90^\circ$); б – серии БПУ2 ($L_{yc}/L = 0,66/1$; $\alpha = 45^\circ$)

Конструкция усиления серии БПУ2 была определена на основании составления эпюры материалов экспериментальных данных изгибающих моментов серий БП и БПУ1, а также из условия недопущения разрушения элемента по наклонному сечению.

3.4. Результаты экспериментальных исследований

Контрольные образцы изгибаемых элементов серии 1 (обозначены как БК1-БК-3) в ходе испытания были доведены до разрушения. Характер разрушения всех балок серии был схож: увеличение ширины и высоты нормальной трещины, расположенной в зоне чистого изгиба, возрастание прогибов и выкол бетона в сжатой зоне (рисунок 3.22).

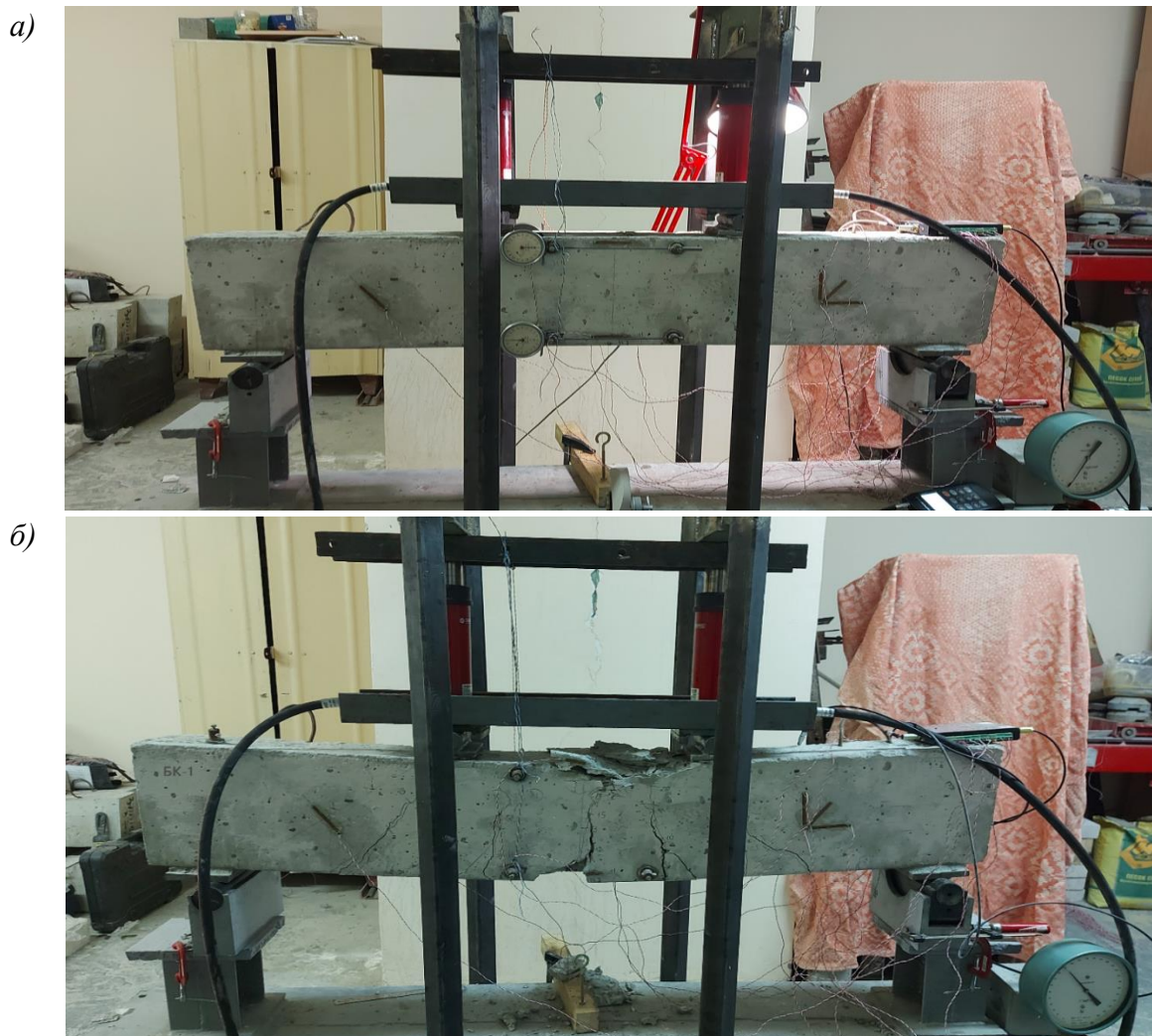


Рисунок 3.22 – Внешний вид контрольных образцов серии БК:
а – до испытания; б – на этапе предразрушения

Результаты испытаний в характерных точках с нагрузкой трещинообразования, достижением предельно допустимого раскрытия трещин и предельных прогибов, конечного разрушения элементы представлены в таблице 3.6.

Характер распределения трещин по длине элемента представлен на рисунке 3.23.

Таблица 3.6 – Результаты испытаний элементов серии 1 (марки БК1-БК3)

Марка балки	Разрушающий момент M_{ult} , кН·м	Средний разрушающий момент $M_{срult}$, кН·м	Средний момент трещинообразования $M_{срcr1}$, кН·м	Средний прогиб f , мм
БК-1	13,3	13,2	4,11	13,68
БК-2	12,8			
БК-3	13,6			

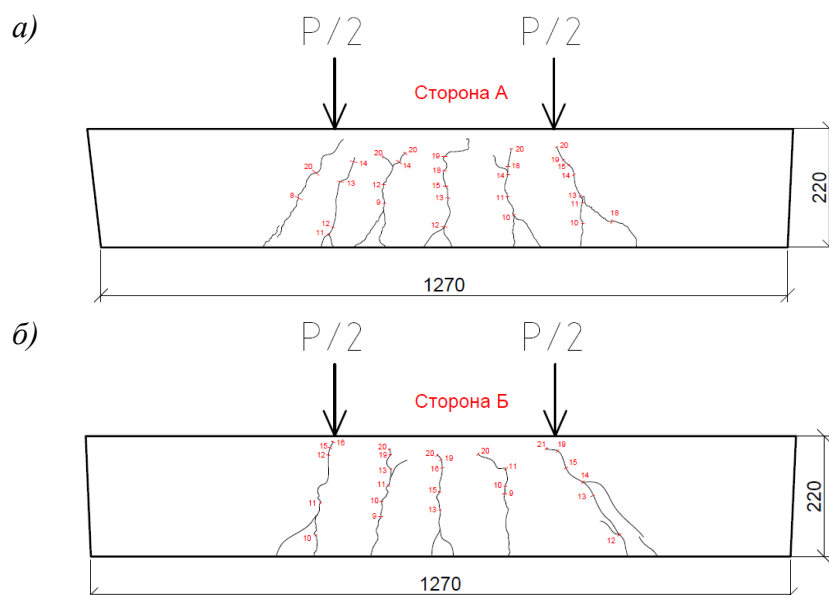


Рисунок 3.23 – Распределение трещин по длине в элементах серии БК:

а – по стороне А; б – по стороне Б



Рисунок 3.24 – Измерение ширины раскрытия трещин

В качестве момента раскрытия предельной ширины трещины принят момент, когда ширина нормальной трещины достигла 0,3 мм в соответствии с СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции» (рисунок 3.24).

Результаты испытаний серии БК позволили построить диаграммы распределения относительных деформаций по высоте поперечного сечения балок на всех этапах нагружения (рисунок 3.25).

Фиксация прогибов на каждом этапе загрузки позволила построить экспериментальные диаграммы растянутой зоны « $M-f$ » (момент - прогиб), приведенные на рисунке 3.26.

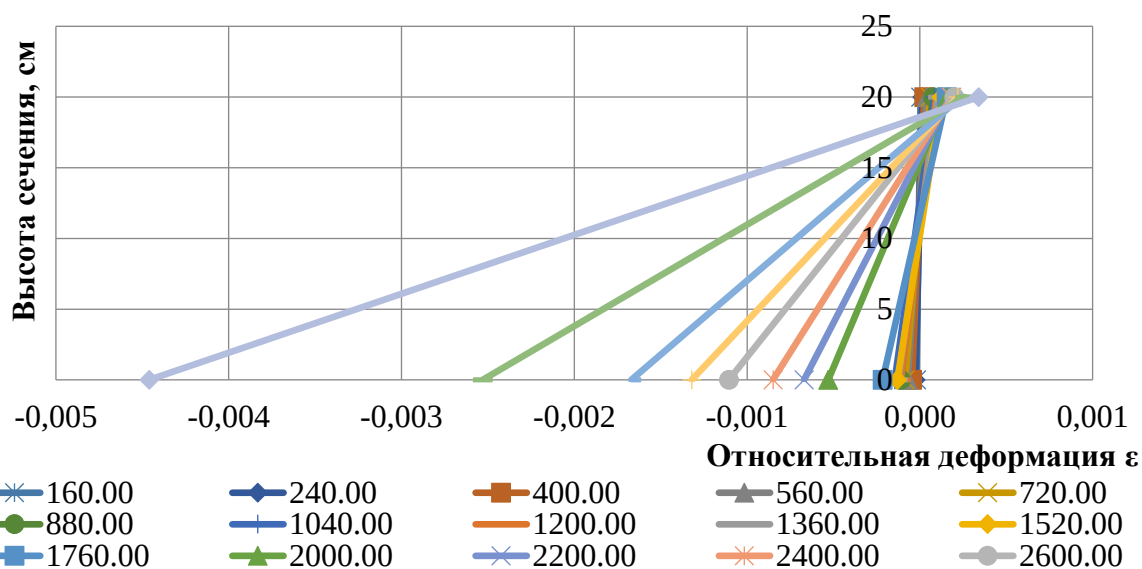


Рисунок 3.25 – Деформации бетона по высоте сечения элементов серии БК

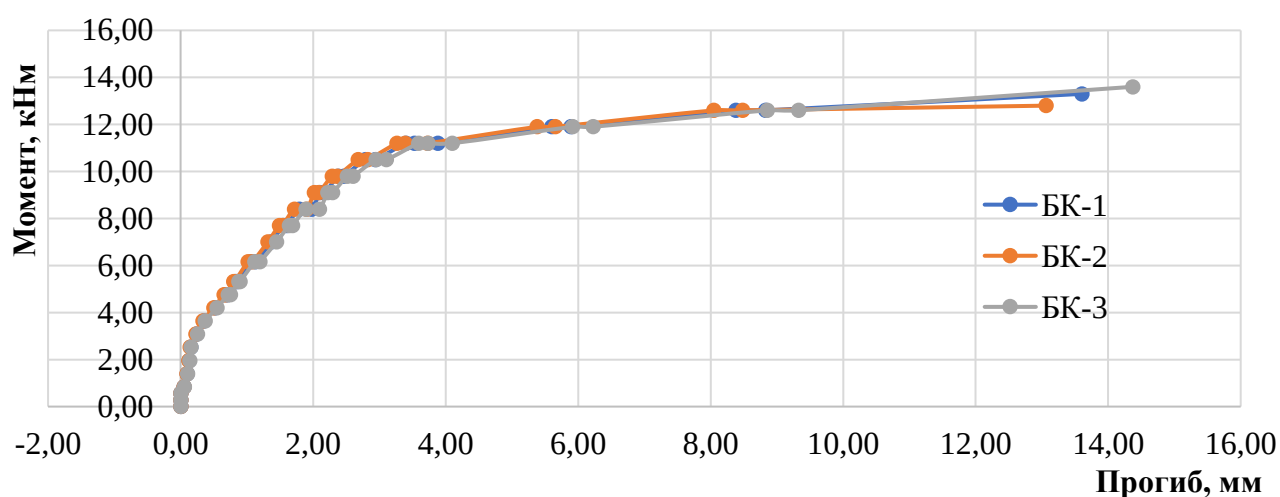


Рисунок 3.26 – Опытные диаграммы «М-ф» для образцов серий БК

Образцы изгибаемых элементов серии 2 (обозначены как БП1-БП3) после первого этапа нагружения до момента трещинообразования помещались в ванную и спустя 32 суток были отключены от источника питания. Далее боковая грань элемента разбивалась на участки, в зависимости от степени взаимодействия бетона с агрессивной средой. С помощью склерометра ОНИКС 2.6 методом упругого отскока на каждом из участков производилось измерение прочности бетона (рисунок 3.27).

Для получения достоверных данных количество испытаний в серии составляло 10. На основании единичных значений прочности определялись такие параметры, как среднеквадратическое отклонение, размах прочности, коэффициент вариации и фактический класс бетона (таблица 3.7).

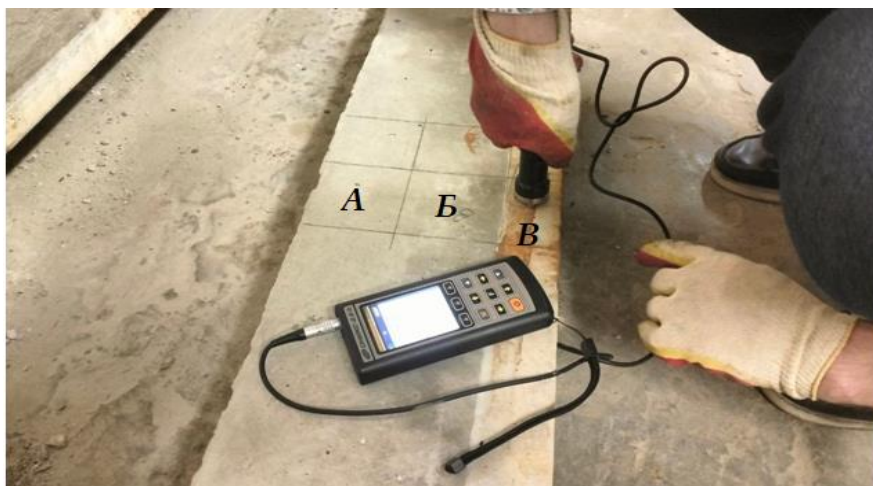


Рисунок 3.27 – Процесс определения фактической прочности бетона методом упругого отскока

Таблица 3.7 – Результаты определения прочности бетона

Обозначение участка	Прочность бетона, МПа		Среднеквадратическое отклонение S_m	Коэффициент вариации V_m , %	Класс бетона
	участка R_i	средняя R_m			
1А	27,6	25,9	1,3	4,9	В20
2А	24,4				
3А	24,1				
4А	28,1				
5А	25,0				
6А	26,2				
7А	26,0				
8А	25,7				
9А	25,7				
10А	26,6				
1Б	25,6	25,6	1,3	5,0	В20
2Б	25,7				
3Б	24,1				
4Б	27,1				
5Б	27,0				
6Б	23,5				
7Б	24,7				
8Б	26,9				
9Б	24,9				
10Б	26,3				
1В	22,0	22,5	1,7	7,3	В17,5
2В	21,2				
3В	23,3				
4В	24,7				
5В	25,5				
6В	20,3				
7В	21,5				
8В	21,0				
9В	23,1				
10В	22,6				

Далее экспериментальные образцы установлены на испытательном стенде нижней боковой гранью вниз. На нижней грани элементов были обнаружены ярко выраженные продукты коррозии высотой 6-8 см, в месте предполагаемого расположения растянутой арматуры (рисунок 3.28). Продукты коррозии были представлены в виде ржавчины, во влажном виде имеющие черный оттенок, и по мере высыхания окрашивающихся в рыжий цвет.

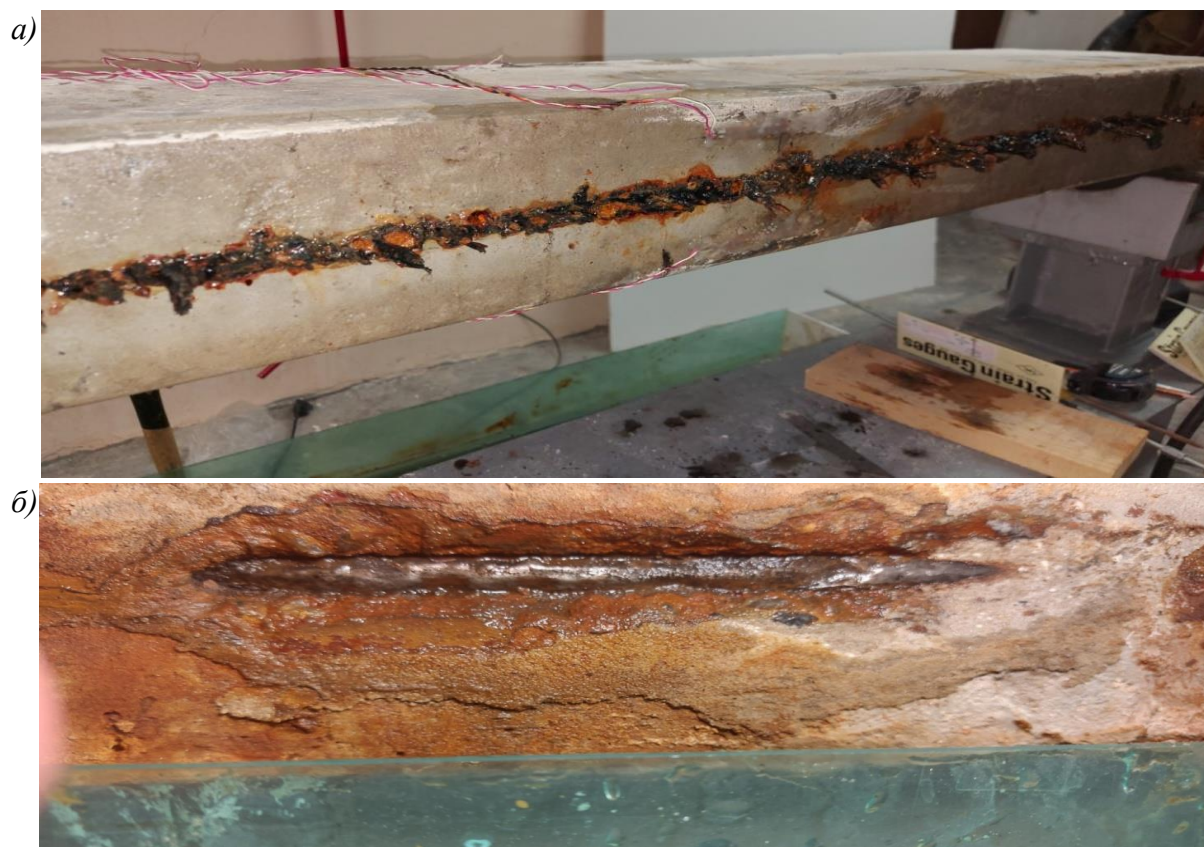


Рисунок 3.28 – Внешний вид нижней грани железобетонного элемента после 32 суток нахождения в агрессивной среде с использованием источника питания

После наружного осмотра коррозионных повреждений локально был вскрыт защитный слой железобетонных элементов для оценки повреждений арматуры растянутой зоны. Анализ визуального осмотра показал изменение профиля арматуры, ребра жесткости в части, соприкасавшейся с агрессивной средой, практически отсутствовали.

Модель развития коррозии по поперечному сечению имела вид, наиболее близкой к серповидной, с увеличением толщины в месте наибольшей концентрации хлоридной среды в бетоне.

Средний остаточный диаметр в наиболее поврежденной части арматуры составил 9,3 мм. Далее места локального вскрытия зачеканивались цементно-песчаным раствором марки М100 на 3 суток и после, элементы устанавливались растянутой гранью вниз для испытания с доведением их до разрушения.

Характер разрушения образцов серии БП был иным, разрушение произошло по нормальному сечению в результате достижения арматурой растянутой зоны временного предела сопротивления арматуры в середине пролета при нагрузке, составляющей в среднем 65% от максимальной нагрузки контрольных образцов (рисунок 3.29). При этом, основные трещины были расположены вне базы измерения индикаторов часового типа, что сказалось на итоговых относительных деформациях растянутой зоны.

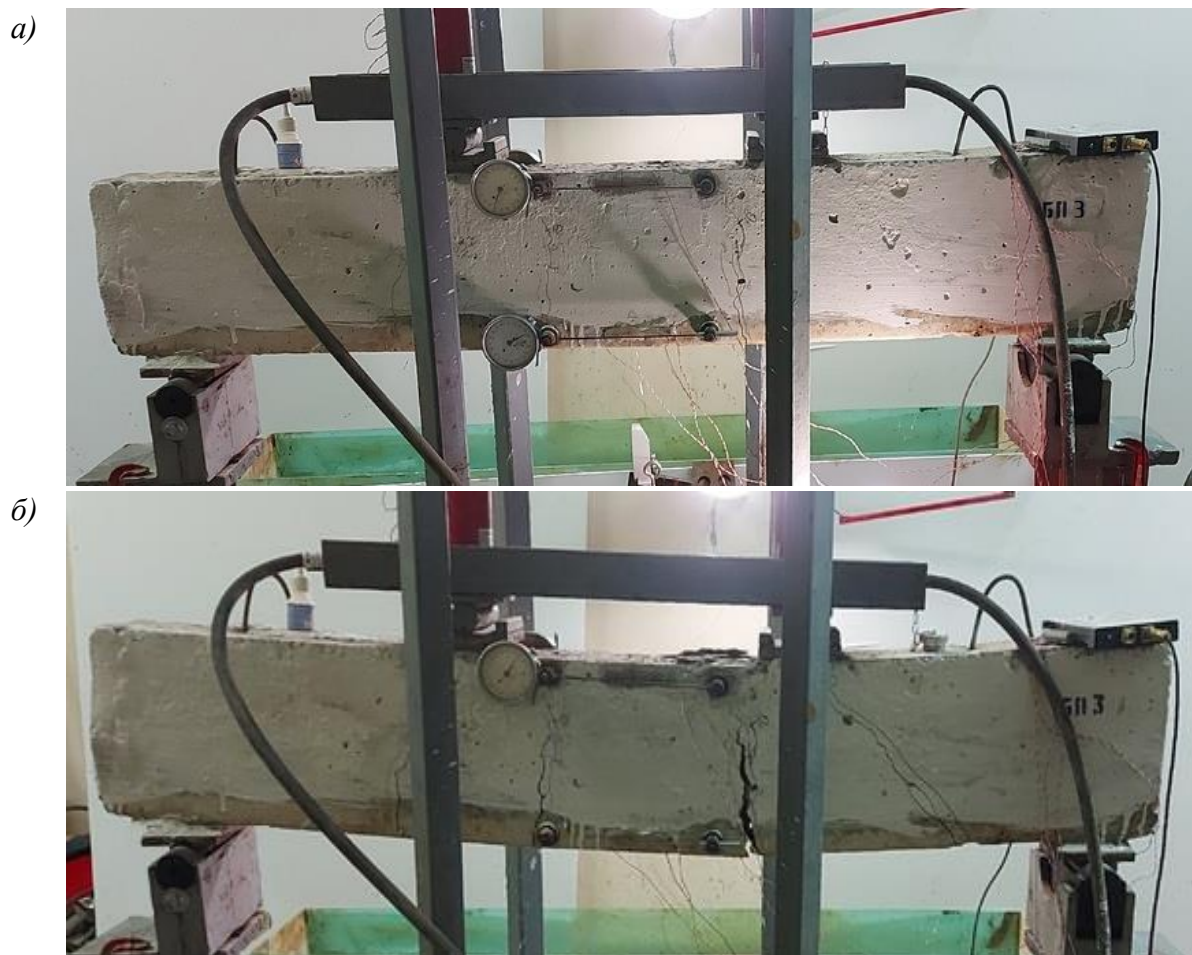


Рисунок 3.29 – Внешний вид контрольных образцов серии БП:
а – до испытания; б – на этапе предразрушения

Результаты испытаний в характерных точках с нагрузкой трещинообразования, достижением предельно допустимого раскрытия трещин и предельных прогибов, конечного разрушения элементы представлены в таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Результаты испытаний элементов серии 2 (марки БП1-БП3)

Марка балки	Разрушающий момент M_{ult} , кН·м	Средний разрушающий момент $M_{срult}$, кН·м	Средний момент трещинообразования $M_{срcrcl}$, кН·м	Средний прогиб f , мм
БП-1	8,4	8,6	4,05	9,34
БП-2	8,9			
БП-3	8,6			

Характер распределения трещин по длине элемента представлен на рисунке 3.30.

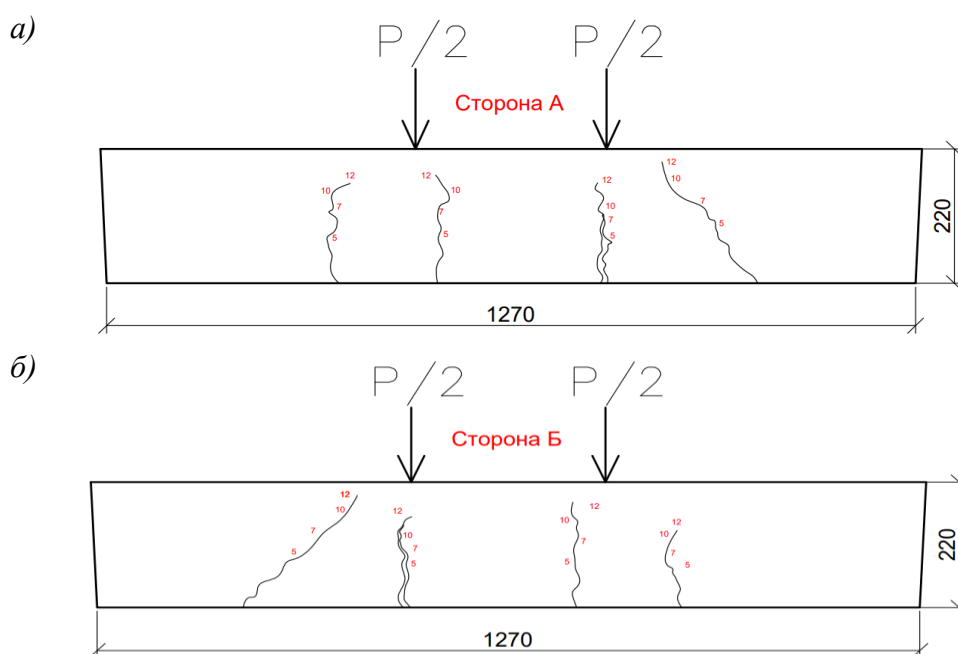


Рисунок 3.30 – Распределение трещин по длине в элементах серии БП:
а – по стороне А; б – по стороне Б

Результаты испытаний серии БП позволили построить диаграммы распределения относительных деформаций по высоте поперечного сечения балок на всех этапах нагружения (рисунок 3.31).

Фиксация прогибов на каждом этапе загрузки позволила построить экспериментальные диаграммы растянутой зоны « $M-f$ » (момент - прогиб), приведенные на рисунке 3.32.

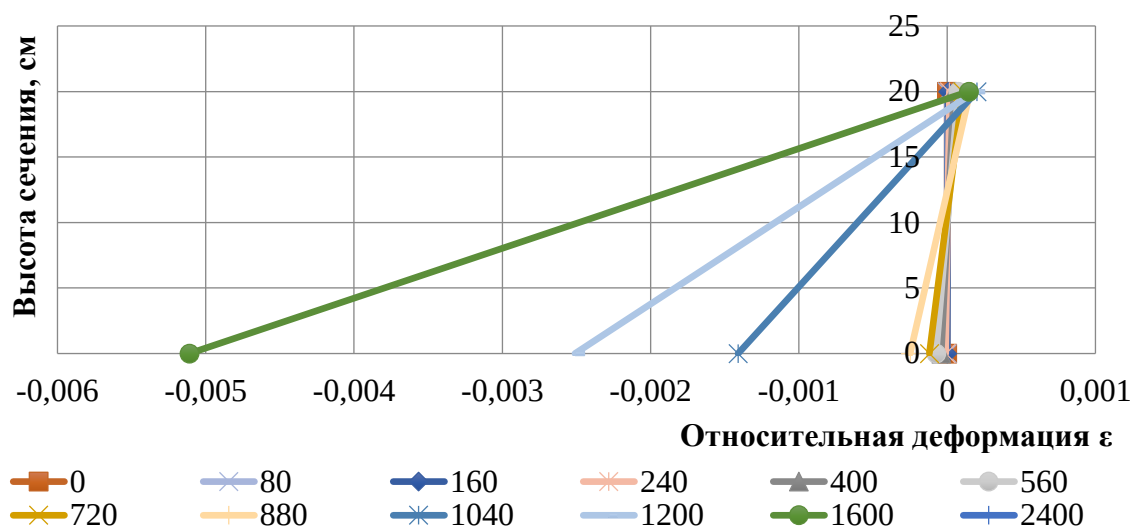
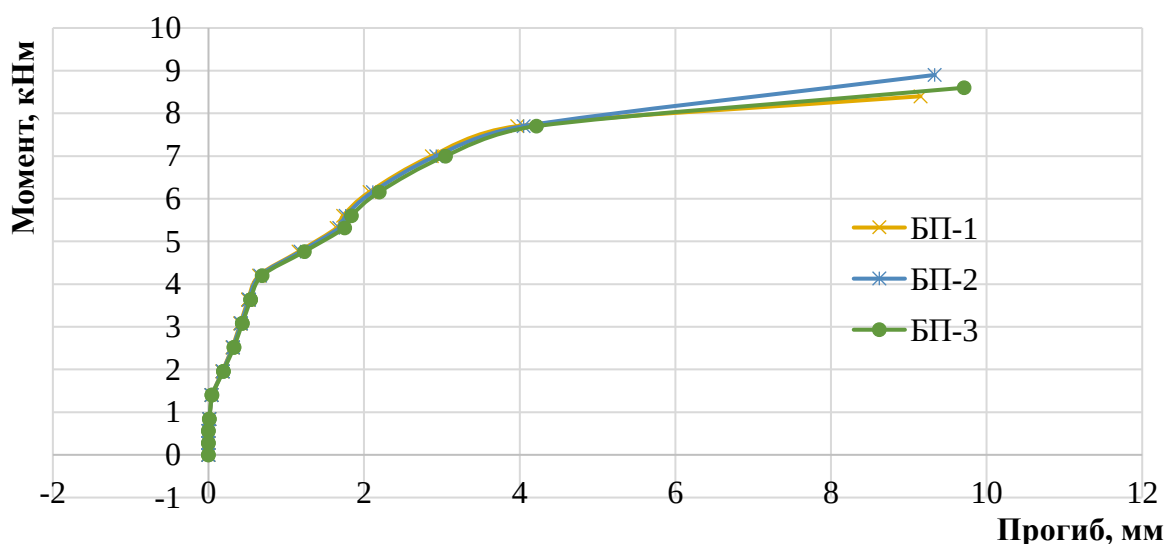


Рисунок 3.31 – Деформации бетона по высоте сечения элементов серии БП

Рисунок 3.32 – Опытные диаграммы « $M-f$ » для образцов серий БП

После проведения испытаний второй серии образцов, поврежденная арматура, находящаяся на приопорных участках элемента, изымалась из тела бетона для определения фактической площади сечения. Фактический диаметр арматуры составил 9,3 мм (рисунок 3.33, а, б). Достижение такой степени повреждения стальной арматуры без применения гальванического метода в условиях нахождения элемента в 1% HCl произошло бы спустя 5-6 лет.

После определения средней фактической площади поперечного сечения растянутая арматура делилась на три части по длине, производилось ее испытание на разрыв (рисунок 3.33, в). Итоговая диаграмма деформирования образцов арматуры представлена на рисунке 3.34. Как видно из диаграммы работы стали

A500, образцы после испытания балки потеряли выраженную площадку текучести, особенно арматура, находящаяся в середине пролета. При этом предельная деформативность образцов практически не изменилась.

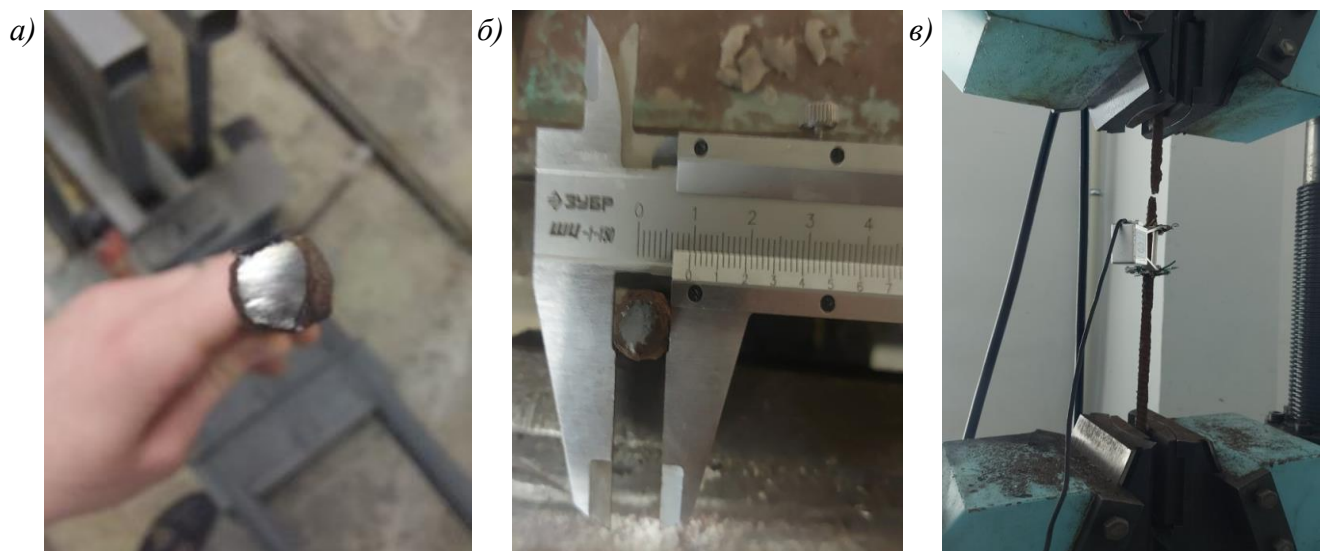


Рисунок 3.33 – Определение геометрических и физико-механических характеристик поврежденной арматуры: *а* – осмотр поперечного сечения прокорродированного стержня; *б* – замер диаметра стержня; *в* – испытание на разрыв

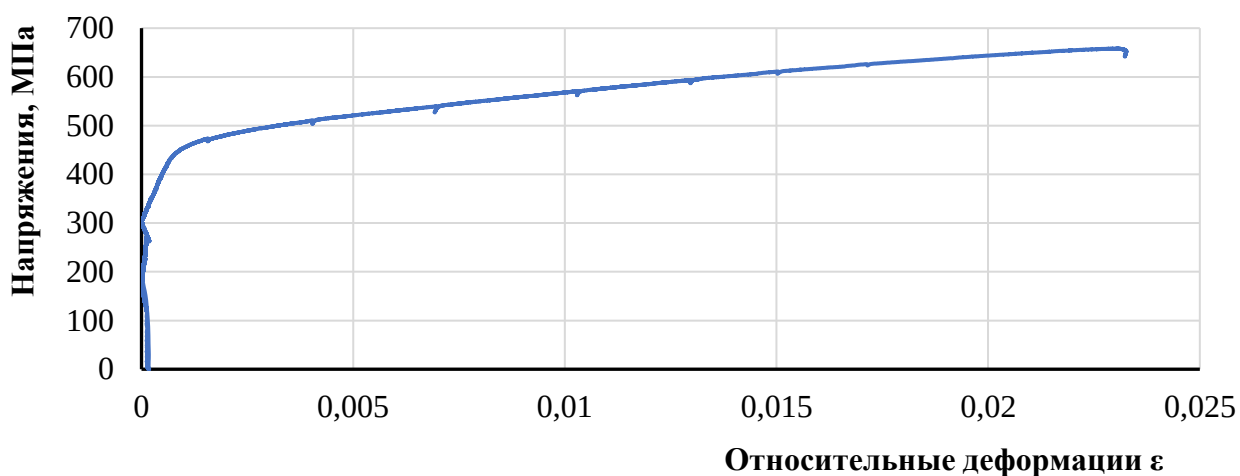


Рисунок 3.34 – Диаграмма σ - ϵ поврежденной арматуры класса A500

Образцы изгибаемых элементов серии 3 (обозначены как БПУ1-1...БПУ1-3) после прохождения этапа электрохимической коррозии, в таких же условиях, как образцы серии БП, после чего образцы загружались до нагрузки, соответствующей 70% от предельной нагрузки разрушения образцов серии 2 (БП1-БП3). При достижении нагрузки были зафиксированы значения относительных деформаций индикаторов часового типа, после чего они были для последующей подготовки

образцов к композитному усилению. Были удалены все загрязнения, такие как пыль, грязь, масла и старые покрытия, с поверхности элемента. В зависимости от степени загрязнения использовались малярные кисти, металлические щетки, абразивная бумага. Раскрытые трещины инъецировались ремонтным составом на микроцементном вяжущем Resmix 709 для обеспечения ровной поверхности. После чего производилась шлифовка поверхностей УШМ для обеспечения максимальной адгезии клеевого состава.

Усиление композитами производилось в несколько этапов:

- нарезка углеродной ткани SikaWrap – 230 C размерами 120×1000 мм на чистой поверхности для предотвращения загрязнения;
- подготовка состава эпоксидного клея Fibarm Resin 530+;
- нанесение эпоксидного клея на подготовленные грани бетона;
- укладка углеродной ткани на место нанесения клея растянутой зоне на величину расчетного пролета (рисунок 3.35);
- поверхностное нанесение клея с равномерным разравниванием.



Рисунок 3.35 – Процесс укладки углеродного композита на нижнюю поверхность образцов

Эпоксидный клей Fibarm Resin 530+ состоит из двух компонентов – смолы (компонент А) и отвердителя (компонент В). В двух посудах отдельно взвешивались смола и отвердитель, соблюдалось соотношение 100 : 30 по массе (100 частей смолы к 30 частям отвердителя). Далее в посудину со смолой постепенно добавлялся отвердитель и перемешивался механизированной мешалкой на протяжении 5 минут (на 1000 оборотах в минуту) для равномерного

взаимодействия компонентов и во избежание образования пузырьков воздуха до получения однородной массы. После завершения процесса замешивания, полученный клей наносили на подготовленную поверхность с использованием малярного валика в течение 10 минут. Во избежание преждевременного отслаивания композита от бетона, концы элементов усиления в продольном направлении были заанкерованы приклеиванием трехсторонних хомутов в поперечном направлении шириной 100 мм. В результате все образцы серии разрушились по наклонному сечению от края поперечного хомута до точки приложения нагрузки (рисунок 3.36).



Рисунок 3.36 – Внешний вид контрольных образцов серии БПУ1:
а – до испытания; б – на этапе предразрушения

Результаты испытаний в характерных точках с нагрузкой трещинообразования, достижением предельно допустимого раскрытия трещин и предельных прогибов, конечного разрушения элементы представлены в таблице 3.9.

Таблица 3.9 – Результаты испытаний элементов серии 3 (БПУ1)

Марка балки	Разрушающий момент M_{ult} , кН·м	Средний разрушающий момент $M_{срult}$, кН·м	Средний момент трещинообразования $M_{срcrс1}$, кН·м	Средний прогиб f , мм
БПУ1-1	15,4	15,8	4,26	12,04
БПУ1-2	16,3			
БПУ1-3	15,7			

Характер распределения трещин по длине элемента представлен на рисунке 3.37.

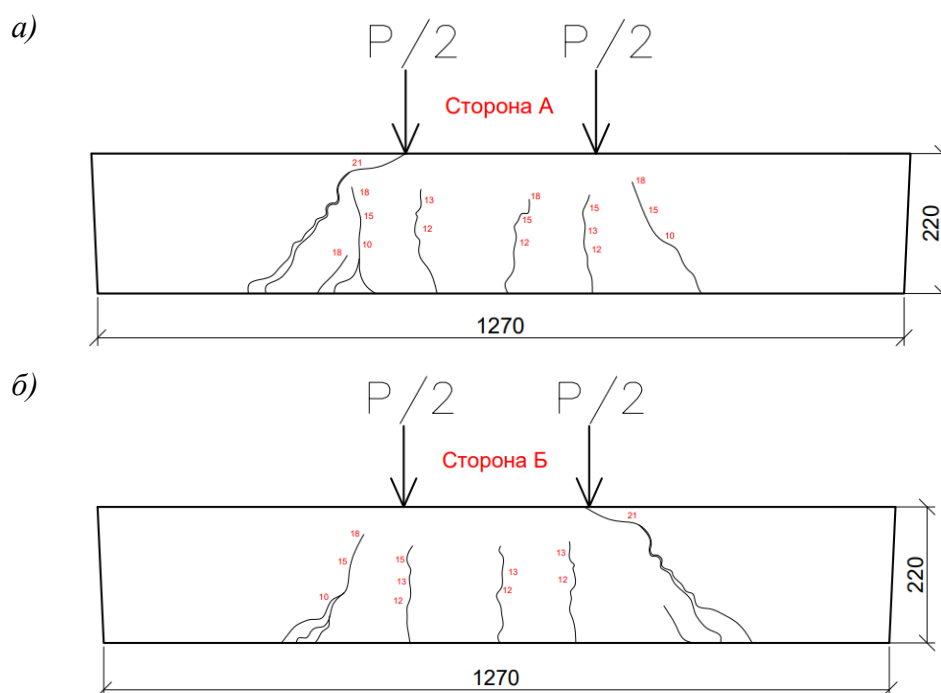


Рисунок 3.37 – Распределение трещин по длине в элементах серии БПУ1:
а – по стороне А; б – по стороне Б

Как видно, среднее значение предельной несущей способности образца серии БПУ1 выше значения образцов серии БК на 20%, серии БП на 83,7%, что показывает эффективность использования полимеркомпозитного армирования. Однако, разрушение элементов по наклонному сечению указывает на необходимость рационализации усиления в части увеличения несущей способности наклонных сечений.

Результаты испытаний серии БПУ1 позволили построить диаграммы распределения относительных деформаций по высоте поперечного сечения балок на всех этапах нагружения (рисунок 3.38).

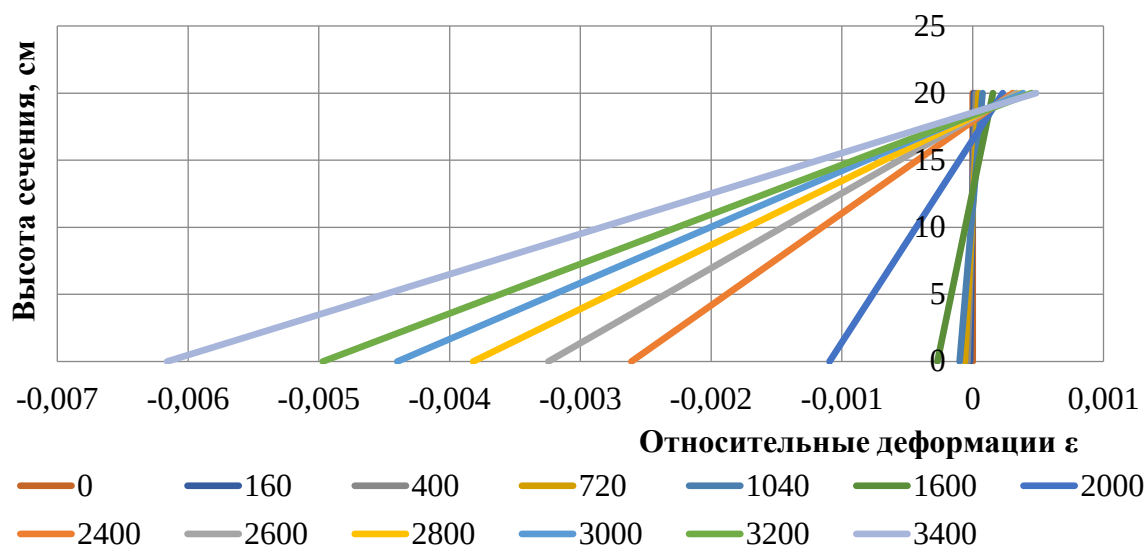


Рисунок 3.38 – Деформации бетона по высоте сечения элементов серии БПУ1

Фиксация прогибов на каждом этапе загрузки позволила построить экспериментальные диаграммы растянутой зоны « $M-f$ » (момент - прогиб), приведенные на рисунке 3.39.

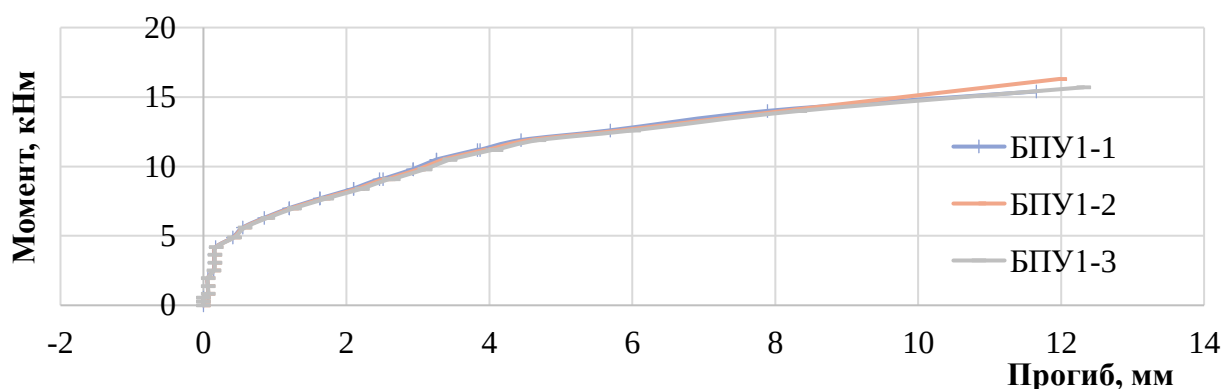


Рисунок 3.39 – Опытные диаграммы « $M-f$ » для образцов серий БПУ1

Учет распределения несущей способности железобетонных элементов серий БП и БПУ1 в зависимости от площади поперечного сечения армирования растянутой зоны по длине элемента позволил построить эпюру материалов (рисунок 3.40), исходя из которой можно предположить, что для обеспечения несущей способности элемента, при должной степени анкеровки, достаточно композитно усилить лишь среднюю часть его пролета, имеющую общую длину около 660 мм, что практически вдвое меньше, чем расчетная длина элемента. Более целесообразным является увеличение способности элемента воспринимать поперечную силу для недопущения разрушения по наклонному сечению.

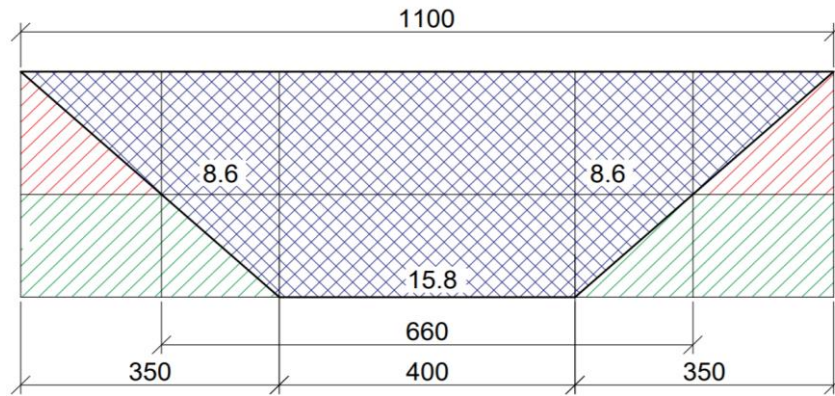


Рисунок 3.40 – Эпюра материалов изгибаемого элемента

В соответствии с этим были подобраны параметры усиления 4 серии образцов (БПУ2-1...БПУ2-3). Образцы были повреждены методом, описанным для серии 2 (БП), и усилены и испытаны по технологии, использованной для серии 3 (БПУ1), однако имели другую схему усиления. Для данной серии образцов роль анкерówki выполняли поперечные углеродные холсты, расположенные под углом $\alpha = 45^\circ$ к продольной оси элемента и нахлестом в растянутой зоне.

После усиления образцы были доведены до разрушения. Образцы разрушились в результате обрыва продольного холста растянутой зоны в месте примыкания с поперечным армированием (рисунок 3.41).

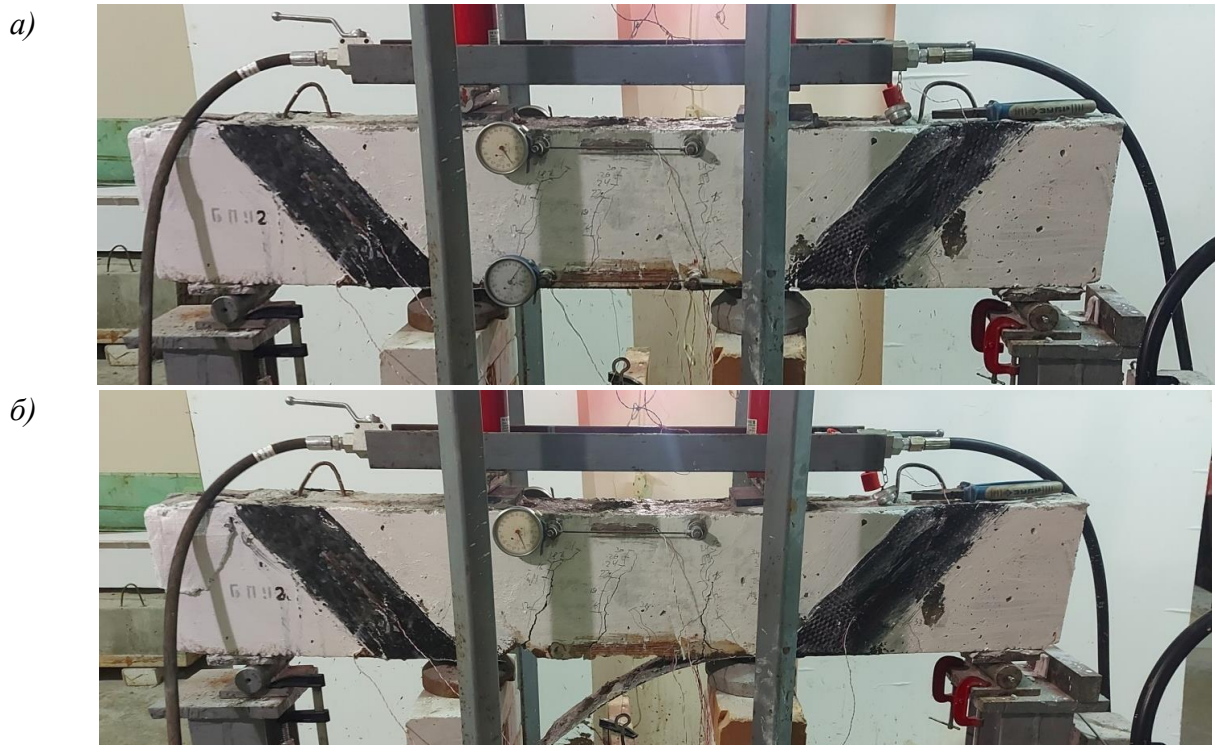


Рисунок 3.41 – Внешний вид контрольных образцов серии БПУ2:
а – до испытания; б – на этапе предразрушения

Результаты испытаний в характерных точках с нагрузкой трещинообразования, достижением предельно допустимого раскрытия трещин и предельных прогибов, конечного разрушения элементы представлены в таблице 3.10.

Таблица 3.10 – Результаты испытаний элементов серии 4 (БПУ2)

Марка балки	Разрушающий момент M_{ult} , кН·м	Средний разрушающий момент $M_{срult}$, кН·м	Средний момент трещинообразования $M_{срcrcl}$, кН·м	Средний прогиб f , мм
БПУ1-1	19,6	19,5	4,18	9,12
БПУ1-2	18,8			
БПУ1-3	20,0			

Как видно, среднее значение предельной несущей способности образца серии БПУ2 выше значения образцов БПУ1 на 24,8%, серии БК на 47,7%, серии БП на 126,7%, что показывает эффективность использования рационального полимеркомпозитного армирования с локальным армированием растянутой зоны и угловым армированием наклонных сечений.

Характер распределения трещин по длине элемента представлен на рисунке 3.42.

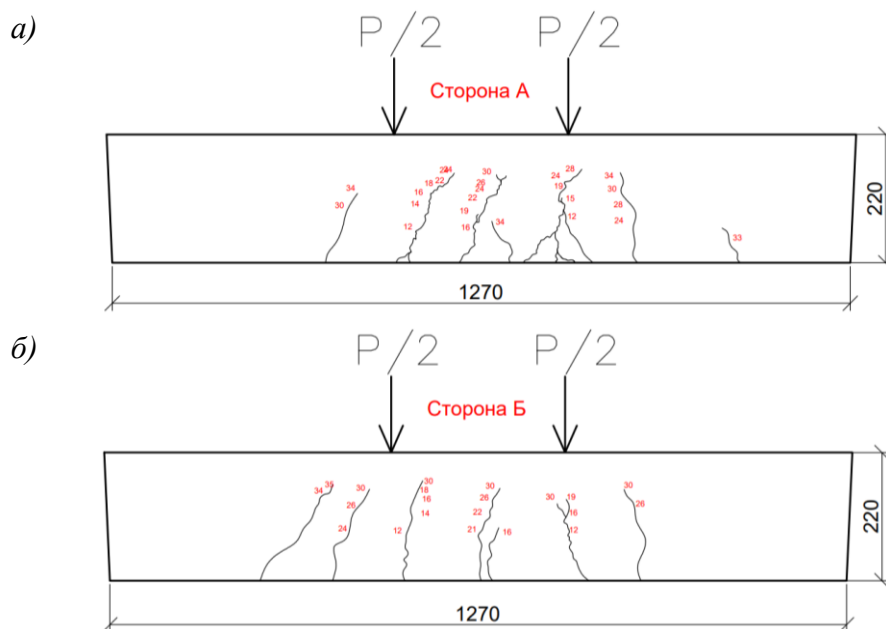


Рисунок 3.42 – Распределение трещин по длине в элементах серии БПУ2:

а – по стороне А; б – по стороне Б

Результаты испытаний серии БПУ2 позволили построить диаграммы распределения относительных деформаций по высоте поперечного сечения балок на всех этапах нагружения (рисунок 3.43).

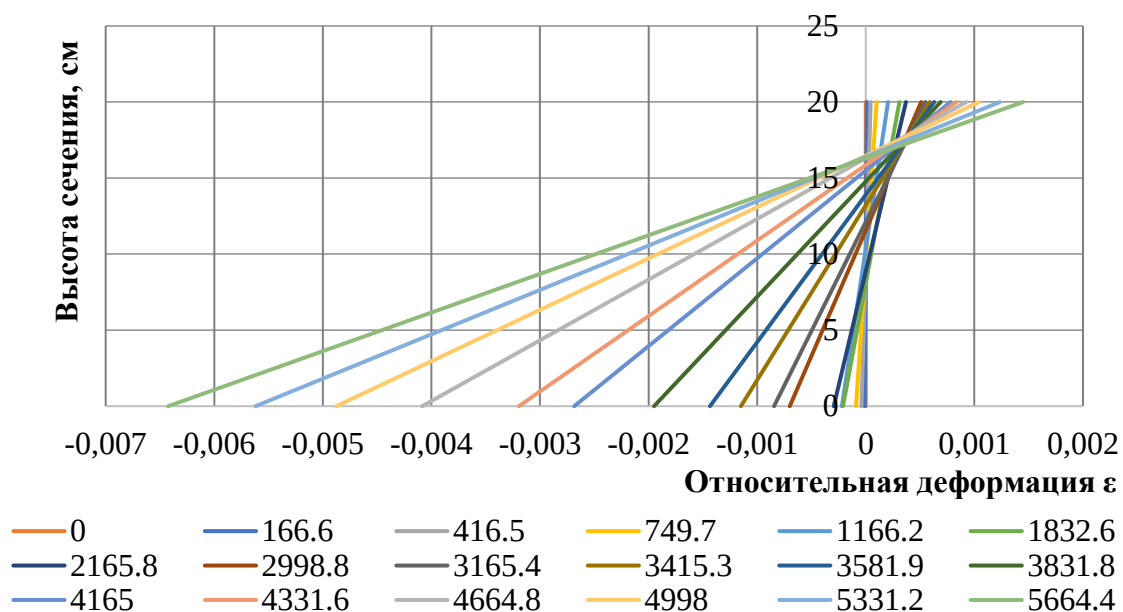


Рисунок 3.43 – Деформации бетона по высоте сечения элементов серии БПУ2

Фиксация прогибов на каждом этапе загрузки позволила построить экспериментальные диаграммы растянутой зоны « $M-f$ » (момент - прогиб), приведенные на рисунке 3.44.

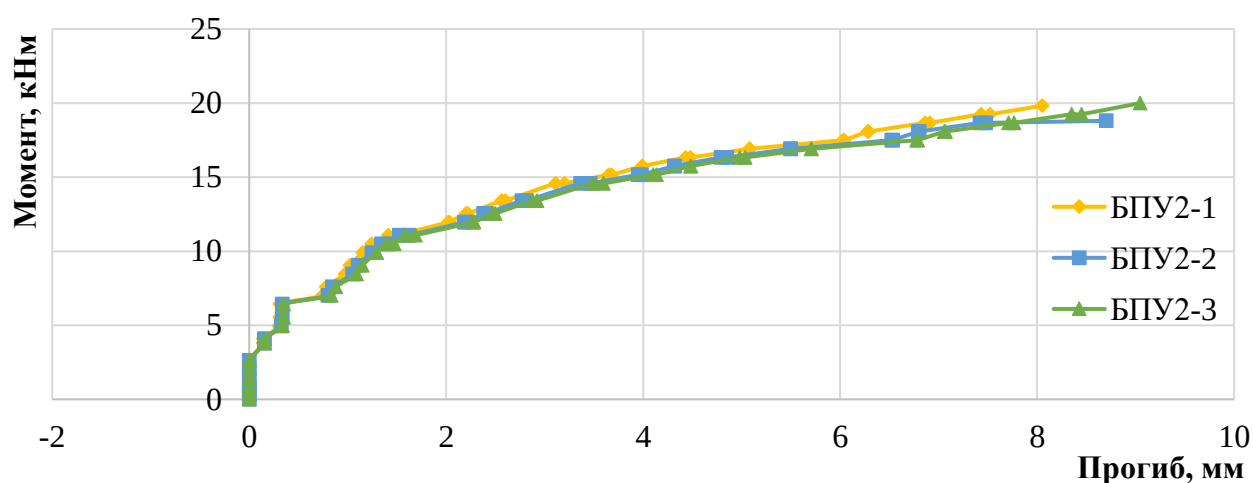


Рисунок 3.44 – Опытные диаграммы « $M-f$ » для образцов серий БПУ2

3.5. Выводы по главе

Проведенные экспериментальные исследования и их результаты позволили сделать выводы:

1. Экспериментальные исследования подтвердили высокую эффективность применения композитных материалов для усиления изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных хлоридной коррозией. Композитные материалы, такие

как углеродные волокна SikaWrap – 230 C, значительно повышают несущую способность поврежденных конструкций.

2. Хлоридная коррозия существенно снижает прочность железобетонных элементов. В среднем, поврежденные коррозией образцы (серия БП) потеряли около 35% своей несущей способности по сравнению с контрольными образцами (серия БК).

3. Применение гальванического метода ускорения коррозии оказалось эффективным для получения необходимой степени коррозионного поражения в сжатые сроки. Этот метод позволил воспроизвести условия, которые в естественной среде возникали бы за несколько лет, за 32 суток.

4. Контрольные образцы разрушались по сжатой зоне, тогда как корродированные образцы разрушались по нормальному сечению в результате достижения предела текучести арматуры в середине пролета.

5. Усиление углеродными волокнами значительно увеличивает несущую способность. Образцы серии БПУ1, усиленные композитами, показали повышение несущей способности на 83,7% по сравнению с поврежденными образцами серии БП и на 20% по сравнению с контрольными образцами серии БК. Наибольшая эффективность усиления достигнута в серии БПУ2, где несущая способность увеличилась на 126,7% по сравнению с серией БП.

6. Наиболее рациональная схема усиления включает локальное усиление растянутой зоны и угловое армирование наклонных сечений. Это позволяет не только увеличить прочность элемента, но и предотвратить его разрушение по наклонному сечению.

7. Эпюры материалов показали, что для обеспечения необходимой несущей способности достаточно усилить лишь среднюю часть пролета элемента. Это подтверждает целесообразность применения локального композитного армирования.

8. Полученные данные могут быть использованы для разработки новых методов ремонта и усиления железобетонных конструкций.

4. ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ ПОВРЕЖДЕННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ ВНЕШНИМ КОМПОЗИТНЫМ АРМИРОВАНИЕМ

4.1. Цели и задачи исследования

Главной целью исследования является оценка точности методики расчета несущей способности коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием, предложенной в главе 2, и описанной в №2022664546 «Программа расчета внешнего композитного усиления железобетонных изгибаемых конструкций, подверженных равномерной коррозии стальной арматуры», №2022680168 «Программа расчета внешнего композитного усиления железобетонных изгибаемых конструкций, подверженных различным видам коррозии поперечного сечения стальной арматуры» (приложение В), с данными:

- экспериментальных исследований, описанных в главе 3;
- численных исследований по СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции» для контрольных и поврежденных образцов, для полимеркомпозитно-усиленных образцов согласно СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами»;
- конечно-элементных моделей, выполненных в программном комплексе Simulia Abaqus;
- нейросетевой модели прогнозирования, созданной в программном комплексе STATISTICA Neural Network.

На основе сравнения данных даны рекомендации по прогнозированию прочности поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним композитным армированием и рациональному усилению, увеличив прочность элемента предотвратив его разрушение по наклонному сечению.

4.2. Исходные данные для численных исследований

Исходные данные для проведения численных исследований основываются на фактических геометрических и физико-химических значениях экспериментальных образцов, описанных в главе 3.

Так, для нормативного расчета серии БК в качестве значений прочности бетона приняты нормативные значения бетона осевому сжатию и растяжению, соответствующие классу бетона по прочности на основе двухлинейной модели, описанной в СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции». Значения принятых относительных деформаций бетона показаны в таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Нормативные значения относительных деформаций бетона

Класс бетона	ε_{b0}	ε_{b1}	ε_{b2}	ε_{bt0}	ε_{bt1}	ε_{bt2}
B20	0,002	0,0015	0,0035	0,0001	0,00008	0,00015

Для серий БП, БПУ1, БПУ2 прочность бетона принята с учетом усредненного коэффициента поврежденности K^* , который определялся на основании изменения прочности бетона по высоте сечения, описанный в таблице 3.7 главы 3, и равен 0,953.

Для нелинейного расчета в качестве модели, отображающей работу сжатого бетона, была выбрана экспоненциальная диаграмма мгновенной ползучести бетона Бондаренко В.М. с нисходящей ветвью (рисунок 4.1).

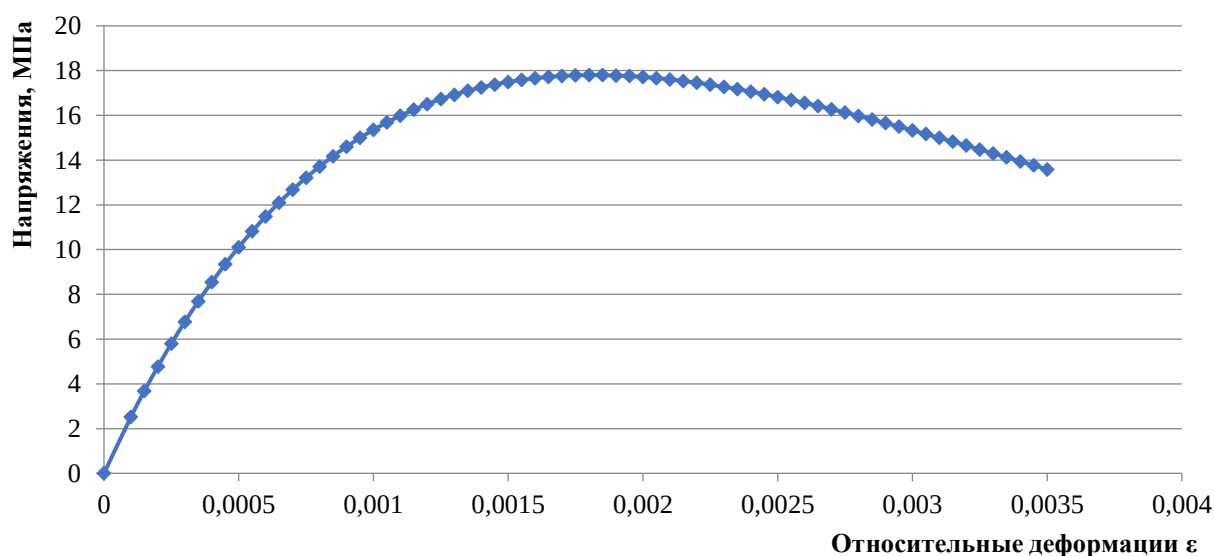


Рисунок 4.1 – Экспоненциальная диаграмма работы бетона

Параметры нелинейности k_m и m_m диаграммы были определены на основе экспериментальной диаграммы бетона, изложенной в главе 3 (таблица 4.2).

Таблица 4.2 – Физико-механические характеристики применяемого бетона

Класс бетона	$R(28)$, МПа	$E_m^0, (28)10^{-3}$ МПа	$C, (28)10^6$ МПа $^{-1}$	Параметры нелинейности	
				k_m	m_m
B20	17,3	27,650	128	5.25	-670

Значения модуля мгновенной деформации E_m^0 и начальной меры деформаций простой ползучести $C^*(t, \tau)$ были приняты для бетона класса по прочности B20 из таблицы 2.1. В качестве модели растянутого бетона была выбрана двухлинейная модель, описанная в п. 6.1 СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции». Коэффициент поврежденности K^* изменялся на каждом слое поперечного сечения в диапазоне от 0,818 до 1 согласно методике, изложенной в уравнении (2.16) и результатов таблицы 3.7 главы 3. График изменения коэффициента K^* по высоте сечения показан на рисунке 4.2.

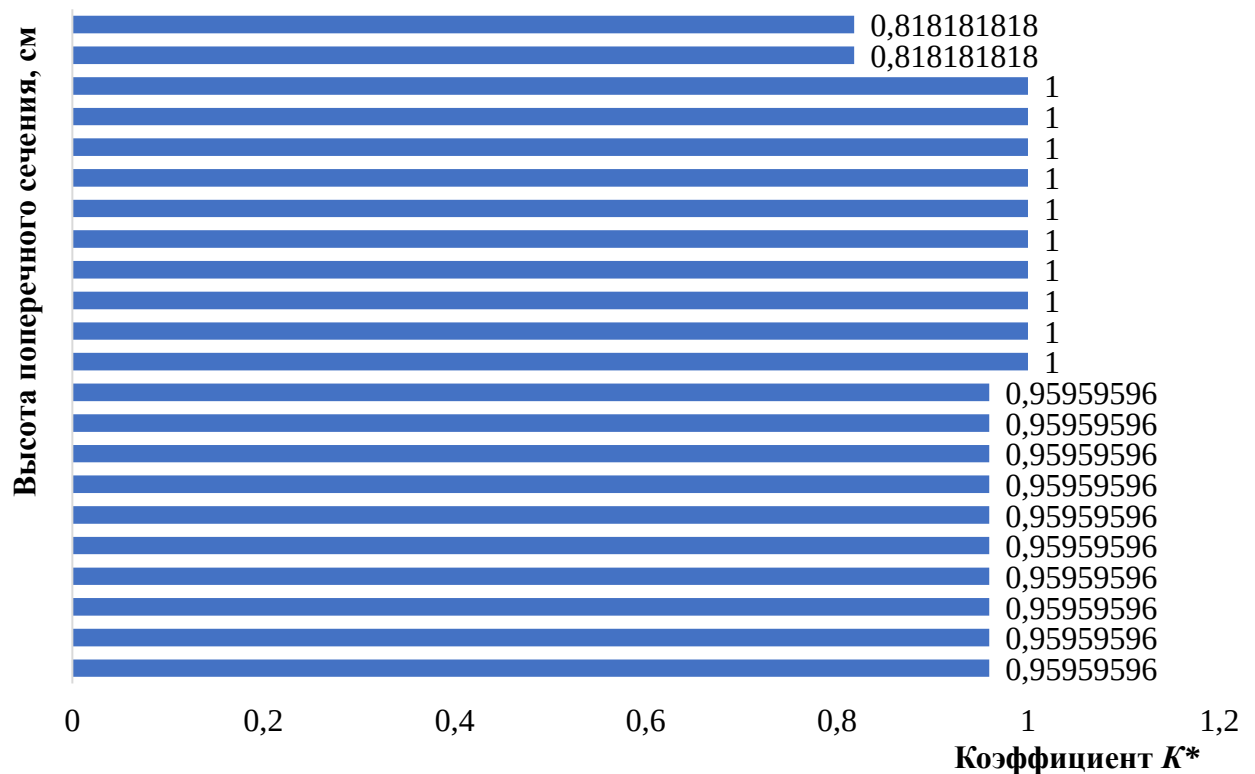


Рисунок 4.2 – Опытный график изменения коэффициента K^*

В качестве модели работы стального армирования была принята двухлинейная модель, изложенная в п. 6.2 СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции». В качестве значений прочности и деформативности стали на сжатие и растяжение приняты нормативные значения, изложенные в таблице 4.3.

Таблица 4.3 – Нормативные физико-механические характеристики стали

Класс арматуры	R_s , МПа	E_s , МПа	ε_{s0}	ε_{s2}
A240	240	200000	0,0012	0,025
A500	500	200000	0,0025	0,025
B500	500	200000	0,0045	0,025

Площадь сечения арматуры для образцов серии БК составляла 1,131 см², для расчета образцов серий БП, БПУ1, БПУ2 была принята фактическая площадь стержня в середине сечения, равная 0,678 см².

В качестве модели работы полимеркомпозитного армирования была принята линейная модель Гука, изложенная в п. 6.2 СП 164.13330.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами». В качестве значений прочности и деформативности полимеркомпозита на растяжение приняты нормативные значения, изложенные в таблице 3.4 главы 3.

Площадь полимеркомпозитного армирования растянутой грани для образцов серий БПУ1 и БПУ2 составляла 0,1548 см², боковых граней – 0,129 см².

4.3. Результаты нормативных расчетов коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием

Расчет полимеркомпозитного усиления коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов по нормативной методике начинается с определения фактической M_{cor} несущей способности сечения на основании измененного уравнения равновесия, описанного в п. 8.24 СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции» и п. 6.27 СП 164.13330.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами»:

$$M_{f,cor} = R_{b,cor} b x_{f,cor} (h_0 - 0.5 x_{f,cor}) + R_{sc} A_{sc,cor} (h_0 - a) + R_f A_f a, \quad (4.1)$$

где $R_{b,cor}$ – расчетное сопротивление поврежденного бетона сжатию; R_{sc} – расчетное сопротивление арматуры сжатию (в сжатой зоне); b – ширина сечения бетона; $A_{sc,cor}$ – фактическая площадь поперечного сечения сжатой арматуры; h_0 – рабочая высота сечения, определяемая как разница высоты сечения h и толщины защитного слоя бетона a ; R_s – расчетное сопротивление арматуры растяжению; $A_{s,cor}$ – фактическая площадь поперечного сечения рабочей арматуры.

Высота сжатой зоны усиленного элемента $x_{f,cor}$:

$$x_{f,cor} = \frac{R_s A_{s,cor} - R_{sc} A_{sc,cor} + R_f A_f}{R_{b,cor} b}. \quad (4.2)$$

Определение прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента основано на нахождении поперечной силы, воспринимаемой бетоном, стальной арматурой и композитным армированием согласно п. 6.4 СП 164.13330.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами».

Расчетные значения разрушающих моментов, и воспринимаемых элементами поперечных сил по нормативной методике от действия экспериментальных нагрузок показаны в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Результаты нормативного расчета образцов

Серия	Высота сжатой зоны элемента, см	Разрушающий $\frac{\text{момент}}{\text{нагрузка}}$ $\frac{M_{ult}, \text{ кН}\cdot\text{м}}{P_{ult}, \text{ кН}}$	Отклонение $\frac{P_{ult} - P_{exp}}{P_{exp}}$, %	Поперечная сила $Q_{ult}, \text{ кН}$
БК	2,62	$\frac{12,57}{35,9}$	-5,0	46,45
БП	1,37	$\frac{8,1}{23,1}$	-6,2	46,45
БПУ1	3,85	$\frac{16,54}{47,3}$	+4,7	47,3
БПУ2	3,85	$\frac{16,67}{47,6}$	-8,4	76,54

При расчете образцов по нормативной методике, в том числе в условиях коррозионного воздействия, традиционные методы расчета могут иметь

значительные погрешности, что требует разработки иной методики расчета с учетом нелинейной геометрической и физико-механической работы материалов.

4.4. Алгоритм и результаты нелинейного расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов, поврежденных коррозией и усиленных внешним композитным армированием

Для выполнения задач, связанных с проверкой прочности изгибаемых железобетонных элементов поврежденных коррозией и усиленных внешним композитным армированием был составлен алгоритм расчета, отображенный в блок схеме (рисунок 4.3) и написаны программы для ЭВМ «Программа расчета внешнего композитного усиления железобетонных изгибаемых конструкций, подверженных равномерной коррозии стальной арматуры» [72], «Программа расчета внешнего композитного усиления железобетонных изгибаемых конструкций, подверженных различным видам коррозии поперечного сечения стальной арматуры» [73], на которые имеются свидетельства о государственной регистрации, представленные в приложении В.

1. Исходными данными для расчета являются:

– геометрические характеристики сечения b и h , площадь поперечного сечения сжатой и растянутой арматуры A_s и A'_s , полимеркомпозита A_f расстояния от оси стержней до нижней и верхней грани сечения a и a' ;

– физико-механические характеристики материалов – прочности R_b, R_s, R'_s, R_f , модули деформаций E_b^H, E_s, E_f , предельные относительные деформации $\varepsilon_{b,max}, \varepsilon_{s,max}, \varepsilon'_s, \varepsilon_{f,max}$;

– степени повреждения элемента – глубины повреждения бетонного сечения в сжатой зоне и боковых гранях δ_1, δ_2 , глубина коррозионных повреждений стальной арматуры δ_s .

– изгибающий момент M и продольное усилие N .

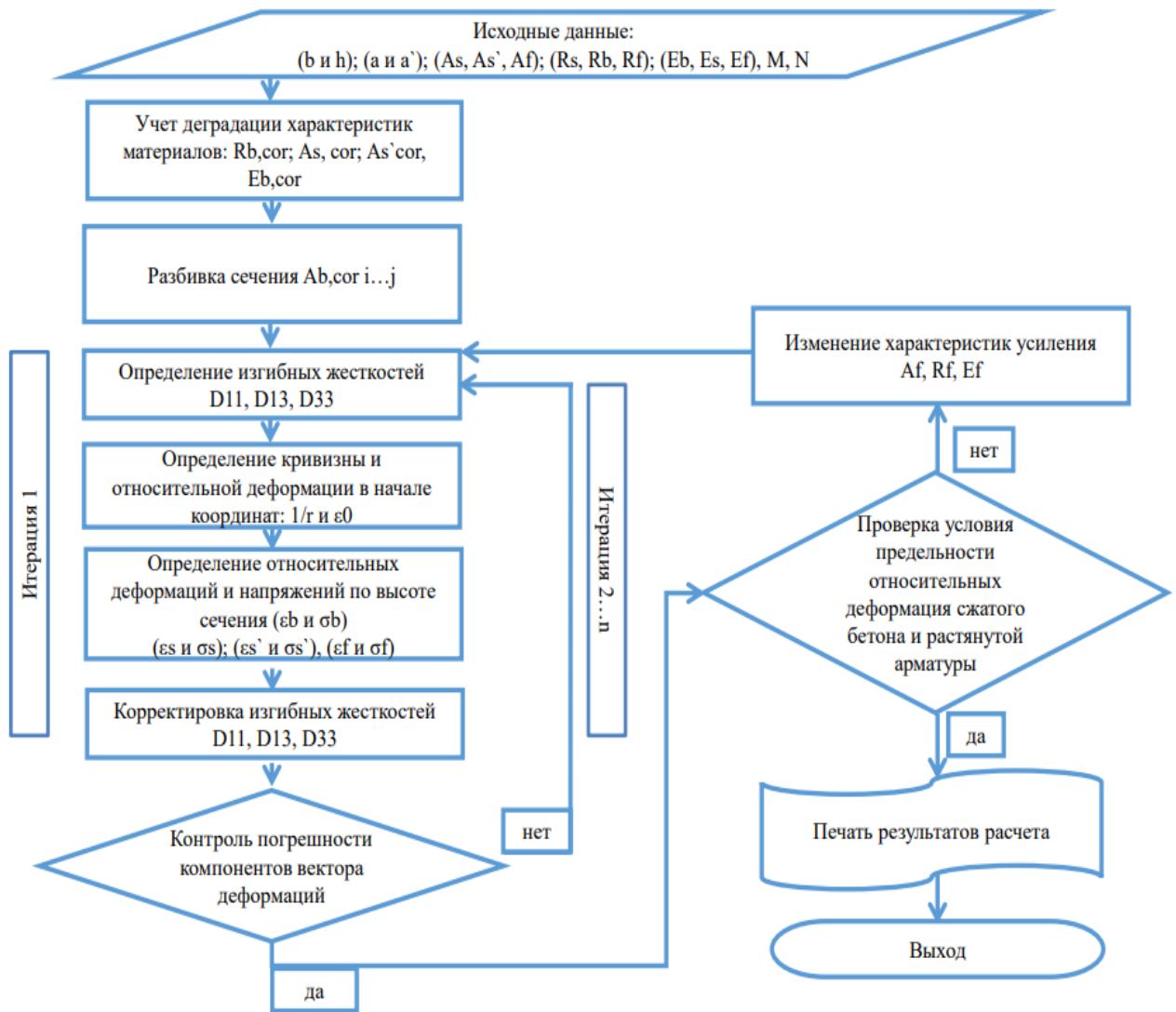


Рисунок 4.3 – Укрупненная блок-схема расчета

2. Определяются физико-механические характеристики повреждения бетона $R_{b,cor}$, $E_{b,cor}^H$, площади поперечного сечения поврежденной стальной арматуры $A_{s,cor}$ и $A_{s,cor}'$.

3. Поперечное сечение элемента разбирается на n количество слоев с участками бетона A_{bi} , арматуры $A_{s,cor}$ и $A_{s,cor}'$;

4. Для упругой стадии (при $S_m^0 = 1$ и $S_n^0 = 1$) определяются жесткости D_{11} , D_{13} , D_{33} по зависимостям (2.37) – (2.39);

5. Выводятся значения кривизны $\frac{1}{r_x}$ и относительной деформации ε_0 ;

6. Определяются относительные деформации для каждого участка ε_{bi} , ε_{si} , ε_{bfi} по зависимостям:

$$\varepsilon_{bi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{bi}; \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_{si} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{si}; \quad (4.4)$$

$$\varepsilon_{fi} = \varepsilon_0 + \frac{1}{r_x} z_{fi}, \quad (4.5)$$

где z_{bi}, z_{si}, z_{fi} расстояние от центра тяжести сечения до i -го участка;

7. На основе значений относительных деформаций определяются напряжения $\sigma_{bi}, \sigma_{si}, \sigma_{fi}$, и значения нелинейного модуля деформаций E_b^H , корректируются изгибные жесткости D_{11}, D_{13}, D_{33} ;

8. Повторно решается система уравнений равновесия внешних и внутренних сил относительно неизвестных деформаций ε_0 в начале координат в точке О и значений кривизн $\frac{1}{r_x}$ согласно пункту 5.

9. Определяется и проверяется погрешность вычисления компонентов вектора деформаций по формуле:

$$\delta = \sqrt{\frac{\left(\frac{\varepsilon_0(n) - \varepsilon_0(n+1)}{\varepsilon_0(n)}\right)^2 + \left(\frac{\frac{1}{r_x(n)} - \frac{1}{r_x(n+1)}}{\frac{1}{r_x(n)}}\right)^2}{n}} \leq 0,01, \quad (4.6)$$

10. Если условие (4.6) не выполняется, из деформации ε_0 в начале координат и значения кривизн $\frac{1}{r_x}$ определить напряжения $\sigma_{bi}, \sigma_{si}, \sigma_{fi}$, и значения нелинейного модуля деформаций E_b^H , корректировать изгибные жесткости D_{11}, D_{13}, D_{33} , заново определить погрешность согласно пунктам 7-9;

11. При выполнении условия (4.6) определяется условие предельности относительных деформация сжатого бетона и растянутой арматуры:

$$\max(\varepsilon_{bi}) \leq \varepsilon_{b,ult}; \quad (4.7)$$

$$\max(\varepsilon_{si}) \leq \varepsilon_{s,ult}; \quad (4.8)$$

$$\max(\varepsilon_{fi}) \leq \varepsilon_{f,ult}, \quad (4.9)$$

где $\varepsilon_{b,ult}, \varepsilon_{s,ult}, \varepsilon_{f,ult}$ предельные значения относительных деформаций по диаграммам работы материалов бетона, стали, полимеркомпозитного материала;

12. Если условия (4.7–4.9) не выполняются, необходимо изменение характеристик полимеркомпозитного усиления A_f, R_f, E_f и выполнение расчета согласно пунктам 1-11.

В соответствие с приведенным алгоритмом, проведен нелинейный численный расчет прочности изгибаемых железобетонных элементов трех рабочих состояний – контрольных образцов, поврежденных под воздействием хлоридной среды, усиленных полимеркомпозитами после повреждения.

Расчет образцов серии БК производился в 20 итераций, предельное отклонение составило 0,93%. В результате были получены диаграммы напряжений и деформаций бетона по высоте поперечного сечения (рисунок 4.4).

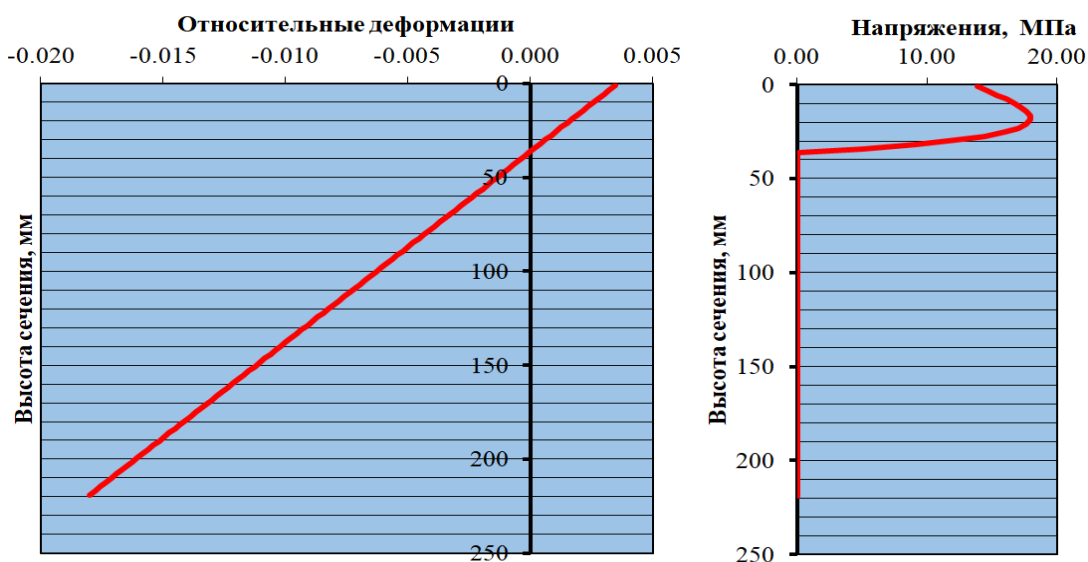


Рисунок 4.4 – Распределение напряжений и деформаций бетона по высоте сечения для серии БК на этапе предразрушения

Разрушение образцов серии БК произошло при нагрузке 37,2 кН вследствие достижения предельных деформаций бетона (ϵ_{bu}) сжатой зоны и площадки текучести растянутой арматуры, что соответствует 2 варианту разрушения 3 стадии.

Разрушение образцов серии БП произошло при нагрузке 23,7 кН вследствие достижения предельных деформаций (разрыва) растянутой арматуры (ϵ_{su}). В результате были получены диаграммы напряжений и деформаций бетона по высоте поперечного сечения (рисунок 4.5).



Рисунок 4.5 – Распределение напряжений и деформаций бетона по высоте сечения для серии БП на этапе предразрушения

Разрушение образцов серии БПУ по нормальному сечению произошло при нагрузке 50,1 кН вследствие достижения предельных деформаций (разрыва) внешнего полимеркомпозитного усиления арматуры (ϵ_{fu}), и как следствие – достижения предельных деформаций (разрыва) стальной арматуры (ϵ_{su}). В результате были получены диаграммы напряжений и деформаций бетона по высоте поперечного сечения (рисунок 4.6).

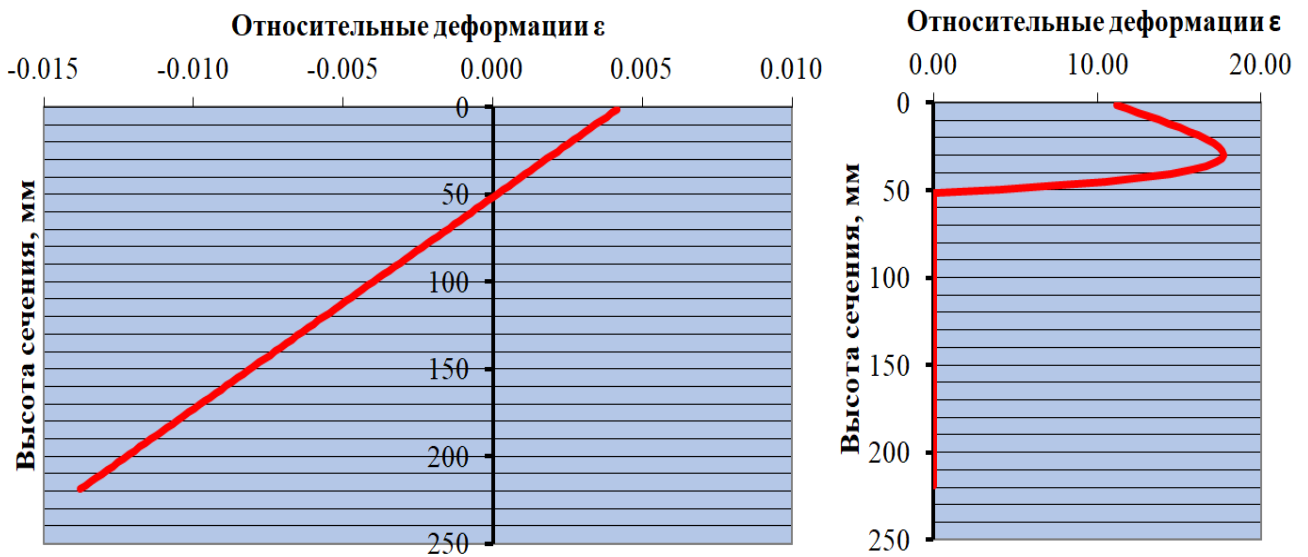


Рисунок 4.6 – Распределение напряжений и деформаций бетона по высоте сечения для серии БПУ1, БПУ2 на этапе предразрушения

Для верификации предложенной методики приведем сравнение полученных численных и экспериментальных данных испытания железобетонных изгибаемых элементов, изложенных в главе 3 (таблица 4.5).

Таблица 4.5 – Результаты расчета образцов по авторской методике

Серия	Высота сжатой зоны элемента, см	Разрушающий $\frac{\text{момент}}{\text{нагрузка}}$ $\frac{M_{ult}, \text{ кН}\cdot\text{м}}{P_{ult}, \text{ кН}}$	Отклонение $\frac{P_{ult}-P_{exp}}{P_{exp}}, \%$	Поперечная сила $Q_{ult}, \text{ кН}$
БК	4,29	$\frac{13,02}{37,2}$	-1,6	46,45
БП	2,4	$\frac{8,3}{23,7}$	-3,9	44,5
БПУ1	4,95	$\frac{15,57}{44,5}$	-1,5	44,5
БПУ2	4,95	$\frac{17,54}{50,1}$	-3,6	75,35

Как видно из результатов, расчет образцов по диаграммной нелинейной методике, в том числе в условиях коррозионного воздействия, имеют меньшие погрешности.

Полученные эпюры напряжений и деформаций образцов по высоте сечения на этапе предразрушения показывают характер разрушения образцов, соответствующий экспериментальному:

- для образцов серии БК хрупкий характер разрушения по сжатой зоне бетона;
- для образцов серии БП пластичный характер разрушения по нормальному сечению в растянутой зоне;
- для образцов серии БПУ1 разрушения по наклонному сечению вследствие увеличения прочности по нормальному сечению и достижения предельных значений поперечной силы;
- для образцов серии БПУ2 разрушения по нормальному сечению вследствие обеспечения прочности по нормальному сечению и достижения предельных значений деформаций полимеркомпозита в растянутой зоне.

4.5. Конечно-элементная модель балок, усиленных внешним композитным армированием, реализованная в ПК «Abaqus»

Для расчета строительных конструкций все чаще применяются автоматизированные программные комплексы, основанные на методе конечных элементов (FEM), который является численным методом решения дифференциальных уравнений с частными производными, а также интегральных уравнений, возникающих при решении задач прикладной физики [11, 27, 79]. Simulia Abaqus является специализированным программным комплексом конечно-элементного моделирования работы конструкций, который имеет возможность производить расчет напряженно-деформированного состояния при статическом и динамическом нагружении с учетом физически и геометрически нелинейного поведения материалов (включая ползучесть бетона), а также контактного взаимодействия между элементами конструкции.

С целью проверки теоретических выводов и оценки результатов эксперимента изгибаемых железобетонных элементов было реализовано конечно-элементное моделирование в программном комплексе (ПК) «Abaqus» с учетом нелинейных свойств материалов.

В программном комплексе «Abaqus» нелинейное поведение бетона задается с помощью модели пластичного разрушения бетона с повреждениями (CDP), которая впервые была изложена в работе Люблинера Дж. [136]. Данная модель базируется на голономной связи между повреждениями и эквивалентными пластическими деформациями. При низком ограничивающем давлении бетон ведет себя хрупко, основными механизмами его разрушения являются растрескивание при растяжении и дробление при сжатии. Хрупкость бетона исчезает, когда ограничивающее давление достаточно велико, чтобы предотвратить распространение трещин. В этих условиях разрушение вызвано уплотнением и разрушением микропористой микроструктуры бетона, что приводит к макроскопической реакции, напоминающей реакцию пластичного материала при упрочнении.

Развитие механизма разрушения бетона контролируется двумя переменными $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ и $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$, которые являются растягивающими и сжимающими эквивалентными пластическими деформациями соответственно. Теоретические закономерности описывают эффекты накопления необратимых повреждений в бетоне и других квазихрупких материалов при достаточно низких напряжениях. Согласно модели, одноосное поведение бетона при сжатии и растяжении характеризуется пластическим разрушением (рисунок 4.7).

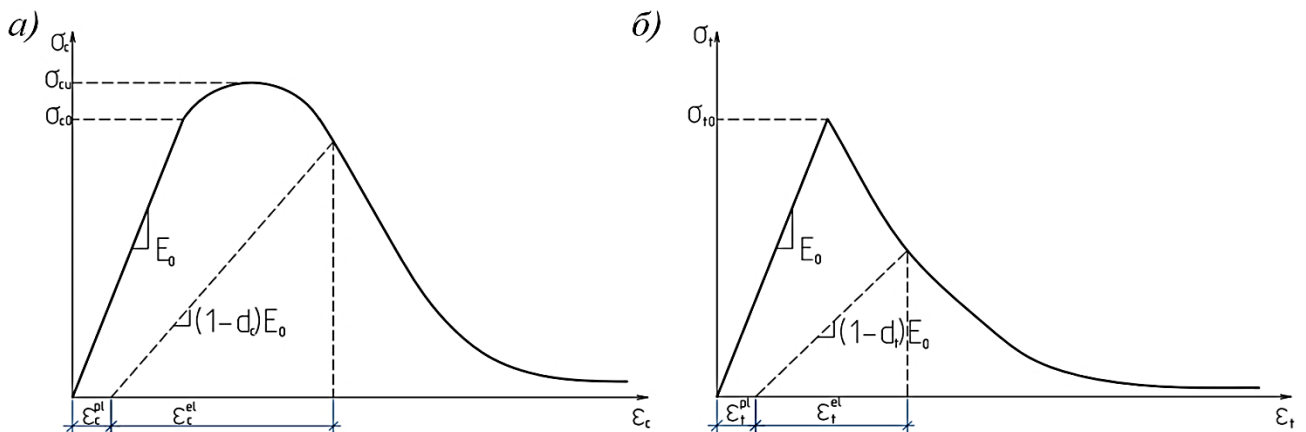


Рисунок 4.7 – Поведение бетона при одноосном: а – сжатии; б – растяжении

Когда бетонный образец разгружается из любой точки кривой напряжения-деформации, реакция разгрузки ослабляется, упругая жесткость материала оказывается поврежденной. Деградация упругой жесткости характеризуется двумя коэффициентами повреждения d_t и d_c , находящимися в пределах от 0 (для неповрежденных материалов) до 1 (полностью разрушенный материал), которые являются функциями пластических деформаций, температуры и других переменных.

Если E_0 исходная (неповрежденная) упругая жесткость материала, то отношения напряжений и деформаций при одноосном растяжении и нагрузке сжатия равны:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}); \quad (4.10)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}). \quad (4.11)$$

Нелинейные деформации бетона при сжатии и растяжении определяются по формулам:

$$\varepsilon_b^{in} = \varepsilon_b - \frac{\sigma_b}{E_b}; \quad (4.12)$$

$$\varepsilon_{bt}^{in} = \varepsilon_{bt} - \frac{\sigma_{bt}}{E_{bt}}. \quad (4.13)$$

Пластические деформации бетона при сжатии и растяжении определяются по формулам:

$$\varepsilon_b^{pl} = b_c \cdot \varepsilon_b^{in}; \quad (4.14)$$

$$\varepsilon_{bt}^{pl} = b_t \cdot \varepsilon_{bt}^{in}, \quad (4.15)$$

где b_c и b_t – параметры цикличности нагружения при сжатии и растяжении.

Коэффициенты повреждения тяжелого бетона при сжатии и растяжении определяются по формулам:

$$d_b = 1 - \frac{\sigma_b}{E_b \cdot (\varepsilon_b - \varepsilon_b^{pl})}; \quad (4.16)$$

$$d_{bt} = 1 - \frac{\sigma_{bt}}{E_b \cdot (\varepsilon_{bt} - \varepsilon_{bt}^{pl})}. \quad (4.17)$$

Физико-механические характеристики бетона задавались упругими и пластичными свойствами (таблица 4.6), которые были определены по зависимостям (4.10) – (4.17). Исходные зависимости сжимающих и растягивающих напряжений σ_c и σ_t , а также деформации бетона при сжатии и растяжении ε_c и ε_t получены из экспериментальной диаграммы состояния бетона, приведенной в главе 2.

Экспериментально установлено, что одновременное воздействие источника питания на железобетонный элемент, находящийся в 5% растворе NaCl способно за 32 суток уменьшить диаметр стальной арматуры с 1,131 см² до 0,678 см², что было учтено при задании площади поперечного сечения стержневого конечного элемента в «Abaqus» [85].

Для задания параметров арматуры также использовалась комбинация упругих свойств и модели пластичности металла, представленные в таблице 4.7.

Таблица 4.6 – Физико-механические характеристики бетона

Начальный модуль упругости E_b , МПа		Коэффициент Пуассона	
24600 МПа		0,2	
Напряжения и деформации при сжатии		Повреждение бетона при сжатии	
Напряжения σ_b , МПа	Упругие деформации ε_b^{el}	Коэффициент повреждения d_b	Пластические деформации ε_b^{in}
0	0	0	0
1,560393	6,32E-05	0	-3,2225E-06
3,440474	0,000139	0	-1,0646E-06
5,013832	0,000203	0	6,85421E-06
6,710129	0,000272	0	2,31252E-05
9,899574	0,000401	0	8,38982E-05
10,14295	0,000411	0	9,0704E-05
11,69745	0,000474	0	0,000144387
13,295	0,000539	0	0,000224659
14,62437	0,000593	0	0,000323463
15,80912	0,000641	0	0,000458661
17,28001	0,0007	0	0,000882712
17,3437	0,000703	0	0,000959274
17,36841	0,000704	0	0,001041373
17,31248	0,000701	-0,001878647	0,001199282
16,7302	0,000678	0,031817973	0,001579166
15,48229	0,000627	0,104035006	0,002035026
13,6019	0,000551	0,212853401	0,002582058
11,22745	0,000455	0,350264088	0,003238497
8,599282	0,000348	0,502356746	0,004026223
Напряжения и деформации при растяжении		Повреждение бетона при растяжении	
Напряжения σ_{bt} , МПа	Пластические деформации ε_{bt}^{in}	Коэффициент повреждения d_{bt}	Пластические деформации ε_{bt}^{in}
2,261	0	0	0
1,507333333	0,000238927	0,445215	0,000281
0,847875	0,000553147	0,606951	0,000507
0,376833333	0,001034732	0,692214	0,000718
0,463463	0,00172	0,845512	0,00172
0,423761	0,001917	0,858746	0,001917
Параметры модели пластичного разрушения бетона с повреждениями (CDP)			
Угол дилатации	Эксцентриситет	f_{b0}/f_{c0}	К
35	0,1	1,16	0,667

Таблица 4.7 – Параметры модели пластичности стали

Начальный модуль упругости E_s , МПа	Коэффициент Пуассона
210000 МПа	0,3
Напряжения и деформации при растяжении	
Напряжения σ_s , МПа	Пластические деформации ε_s^{in}
Арматура A240	
240,62	0
243,16	0,019
369,6	0,21
Арматура A500	
546,34	0
561,36	0,023
653,93	0,116
Арматура B500	
560	0,002
723,14	0.010

Геометрические характеристики железобетонной балки задавались объемными и стержневыми элементами для тела бетона и стержней арматуры соответственно (рисунок 4.8).

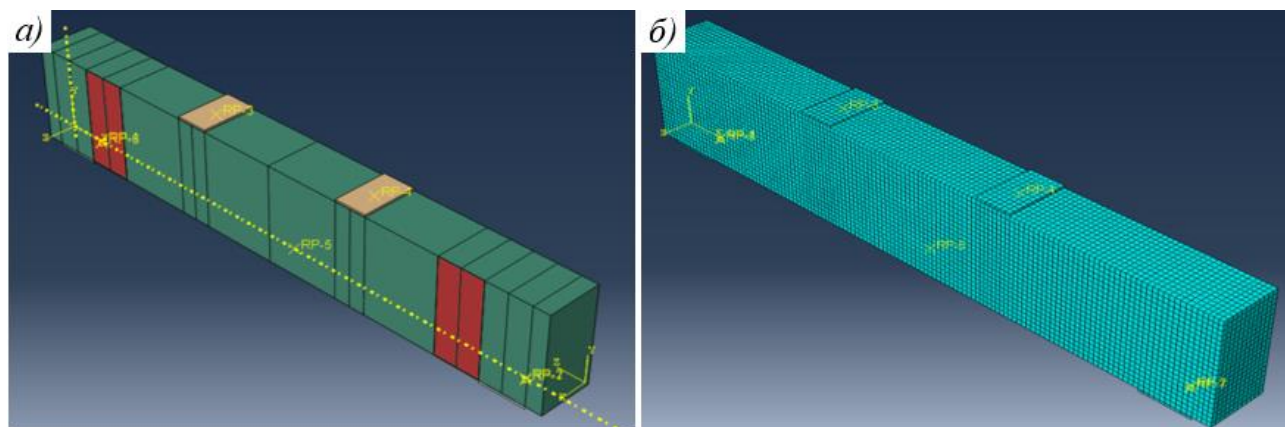


Рисунок 4.8 – 3D вид исследуемых железобетонных образцов: *а* – сводная геометрическая модель; *б* – конечно-элементная модель

Нагружение моделей образцов выполнялось с помощью приращения по 5% от экспериментальной разрушающей нагрузки P_{cr} . Задание статической нагрузки осуществлялось с помощью двух стальных пластин $120 \times 70 \times 5$ мм, которые находились по краям центральной трети расчетного пролета, Расчетная схема – шарнирно опертая балка на двух опорах.

Опираание балки на шарниры выполнялось с помощью двух стальных пластин $120 \times 100 \times 5$ мм. Первая опора ограничивалась в перемещении по плоскостям U_1 , U_2 , U_3 , вторая – по плоскостям U_1 и U_2 . Далее определялись места контактного взаимодействия исследуемой балки, опор и элементов приложения нагрузки. В конечном итоге модель тела бетона и опор разбивалась на объемные конечные элементы арматура разбивалась на отрезки длиной 10 мм. Полимеркомпозитное усиление задавалось пластинами шириной 120 мм и длиной 1100 мм в растянутой зоне, хомуты шириной 100 мм по краям. Общее количество конечных элементов составило 35 728 элементов.

В результате конечно-элементного расчета были получены распределения нормальных напряжений в бетоне (рисунок. 4.9) и арматуре (рисунок 4.10), вдоль главных осей.

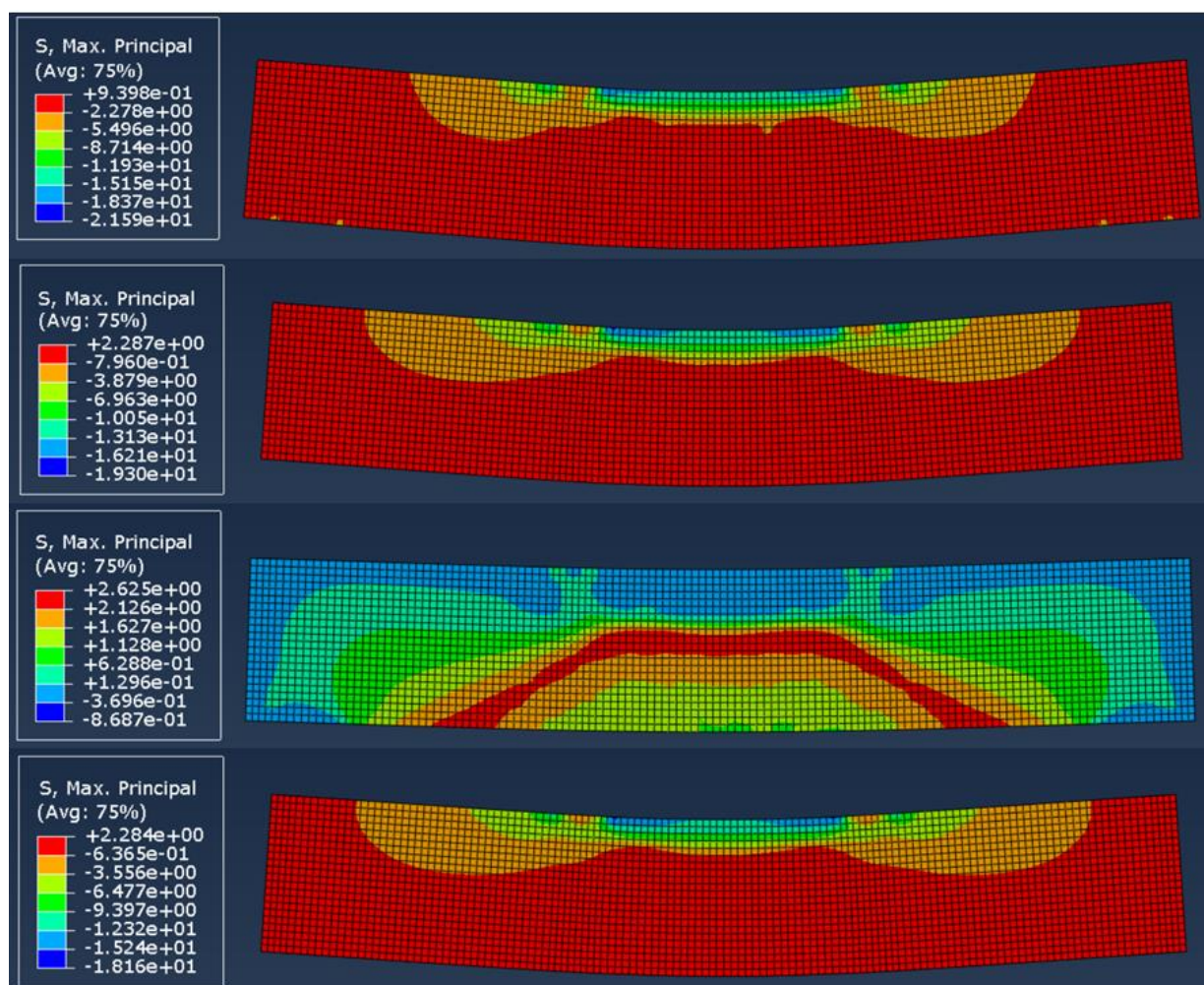


Рисунок 4.9 – Распределение нормальных напряжений бетона вдоль оси X:

a – БК; *б* – БП; *в* – БПУ1; *z* – БПУ2

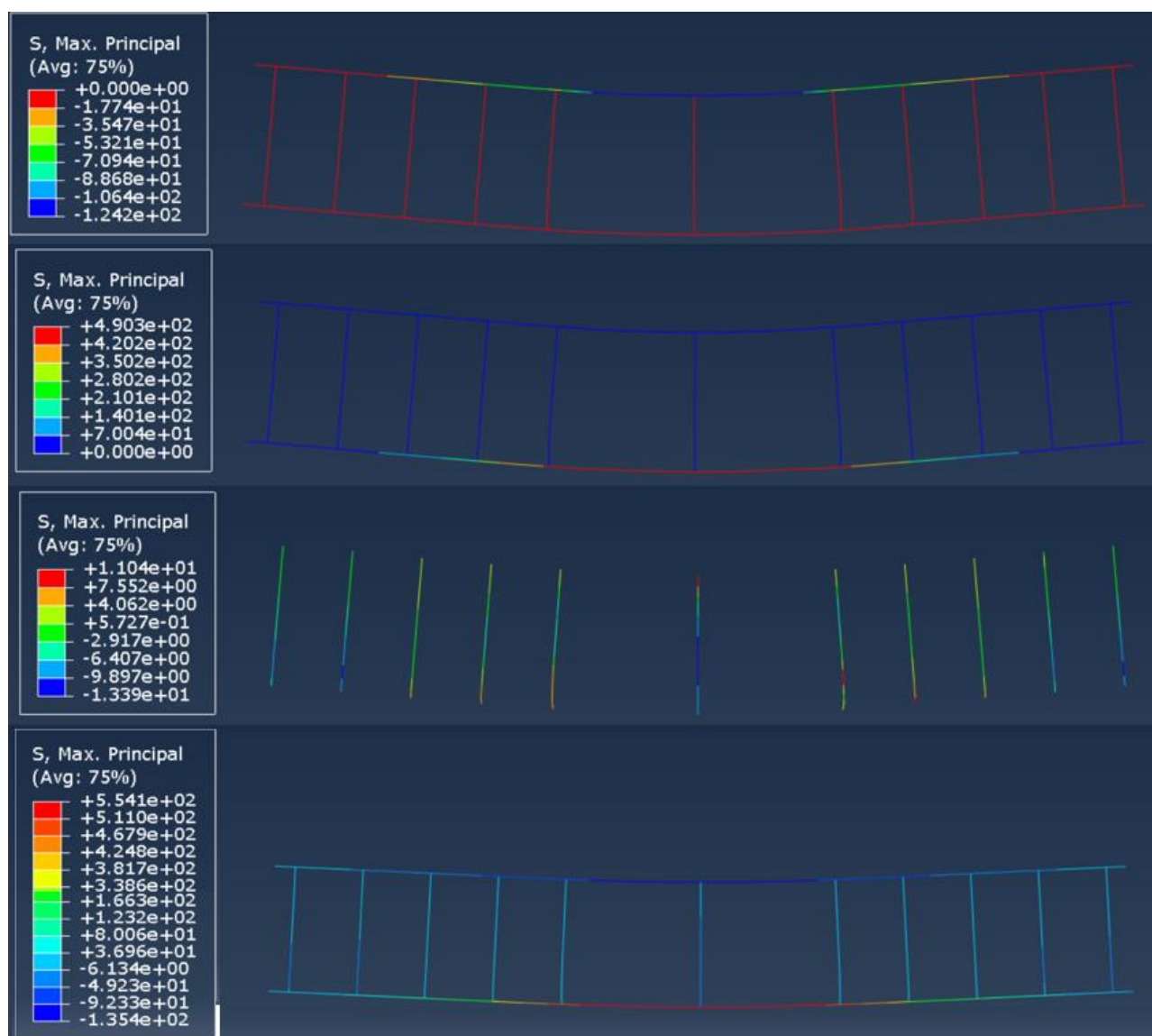


Рисунок 4.10 – Распределение нормальных напряжений арматуры вдоль оси X:
a – БК; *б* – БП; *в* – БПУ1; *з* – БПУ2

В качестве критерия предельного состояния (разрушения), использовалась гипотеза наибольших нормальных напряжений.

Как видно из рисунков 4.9 и 4.10, серия образцов БК разрушалась в результате достижения предельных значений бетона сжатой зоны. В серии БП были достигнуты предельные напряжения бетона и арматуры растянутой зоны. Серия БПУ1 показала разрушение в результате достижения предельных напряжений в бетоне в наклонном сечении. Серия БПУ2 имеет схожий характер распределения напряжений с серией БП. Приведем сравнение полученных численных и экспериментальных данных испытания железобетонных изгибаемых элементов, изложенных в главе 3 (таблица 4.8).

Таблица 4.8 – Результаты численного моделирования и экспериментальных данных

Серия	Высота сжатой зоны элемента, см	Разрушающий $\frac{\text{момент}}{\text{нагрузка}}$ $\frac{M_{ult}, \text{ кН}\cdot\text{м}}{P_{ult}, \text{ кН}}$	Отклонение $\frac{P_{ult}-P_{exp}}{P_{exp}}, \%$
БК	2,62	$\frac{12,65}{36,1}$	-4,4
БП	1,37	$\frac{8,14}{23,3}$	-5,7
БПУ1	3,85	$\frac{16,45}{47}$	+4,1
БПУ2	3,85	$\frac{17,2}{49,1}$	-5,5

На основании сравнения результатов численного моделирования, можно сделать вывод о соответствии характера разрушения конечно-элементных моделей и экспериментальных образцов. В целом, численное моделирование как инструмент для анализа прочности конструкций имеет высокую эффективность, однако оно все еще уступает авторской методике по точности.

4.6. Нейросетевое прогнозирование прочности коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием

Существует большое количество научных исследований, основанных на эмпирическом методе прогнозирования несущей способности усиленных железобетонных элементов, которые, однако, не имеют универсальной применимости, что противоречит получению более обобщенного решения. Тем не менее, проводятся исследования по прогнозированию параметров остаточной прочности с использованием методов мягких вычислений (искусственных нейронных сетей (ИНС), генетических алгоритмов, нечеткой логики, метода опорных векторов и т.д.), которые показали существенное улучшение прогнозируемого результата и оказались более надежным подходом.

Предполагается, что с учетом огромного количества данных, полученных в результате различных экспериментов на протяжении многих лет, надежные методы

интеллектуального анализа данных, основанные на парадигмах вычислительного интеллекта и машинного обучения, способны преодолеть ограничения традиционных методов [131]. ИНС – это хорошо зарекомендовавшие себя технологии, которые применяются в самых разных приложениях, от распознавания образов до оптимизации. Одной из привлекательных особенностей ИНС является их способность выполнять нелинейные многомерные интерполяции. Эта особенность ИНС позволяет улавливать существующие нелинейные зависимости между входными и выходными параметрами. ИНС является наиболее часто используемым методом в различных областях инженерных наук [105].

В настоящее время существуют исследования, в которых используются ИНС в качестве эффективного метода, обеспечивающего ее применимость в гражданском строительстве. В работе [113] представлена модель нейронной сети, которая прогнозирует работоспособность бетона с материалами, заменяющими цемент. Результаты их модели нейронной сети показали высокую сходимость с экспериментальными результатами и продемонстрировали высокую эффективность данного метода. В работах Римшина В.И. [60, 61] изучено применение искусственного интеллекта при обследовании зданий и сооружений для обнаружения существующих дефектов конструкций и дальнейшего их композитного усиления. В работе [123] исследовано применение ИНС для прогнозирования предельного несущего момента железобетонных плит при пожаре. Модель ИНС была построена, обучена и протестирована с использованием 294 наборов данных для плит, подвергшихся воздействию огня. Показано, что модель ИНС с высокой степенью точности предсказывает предельную нагрузку момента железобетонных плит при пожаре в рассматриваемом диапазоне входных параметров.

ИНС достаточно широко применяются при моделировании многих проблем гражданского строительства, однако нет исследований относительно прогнозирования несущей способности железобетонных элементов на различных стадиях жизненного цикла, включающих коррозионное повреждение стальной

арматуры изгибаемых элементов с их последующим композитным усилением, что является предметом данного исследования.

Искусственные нейронные сети обычно представляются как системы тесно взаимосвязанных «нейронов», которые могут вычислять значения на основе входных данных [133]. Для создания нейронной сети использован программный продукт STATISTICA Neural Networks (SNN), разработанный компанией StatSoft.

Для разработки моделей ИНС была реализована последовательность следующих этапов:

- сбор данных о несущей способности железобетонных элементов. На данном этапе был собран и систематизирован массив данных, отражающих значения независимых переменных железобетонных изгибаемых элементов. Эти данные являются важными переменными, влияющими на изгибающий момент и разрушающую нагрузку, и должны учитываться при разработке модели нейронной сети;

- создание и подготовка базы данных. Следующим шагом была запись и подготовка обширной базы данных, включающей все собранные экспериментальные и расчетные данные. База данных была структурирована таким образом, чтобы обеспечить удобный доступ к информации и ее эффективное использование в процессе обучения нейронной сети. Подготовка данных включала их нормализацию и предварительную обработку для устранения возможных аномалий и ошибок измерений;

- разработка, обучение и тестирование моделей нейронных сетей. После подготовки данных была осуществлена разработка нескольких архитектур моделей нейронных сетей. Каждая из моделей была обучена на подготовленном наборе данных. Обучение включало многократную настройку параметров модели и корректировку весов связей между нейронами для минимизации ошибки прогнозирования. Кроме того, были проведены тестовые испытания моделей для оценки их точности и производительности на независимых наборах данных;

- анализ результатов и выбор оптимальной модели. На этапе анализа результатов оценивалась эффективность каждой из разработанных моделей.

Основными критериями выбора оптимальной модели были минимальная ошибка прогнозирования, высокая точность и способность модели к обобщению;

– определение изгибающего момента и разрушающей нагрузки. На заключительном этапе с использованием выбранной модели нейронной сети были выполнены расчеты изгибающего момента и разрушающей нагрузки рассматриваемых изгибаемых элементов. Модель позволила определить величину изгибающего момента и разрушающей нагрузки с учетом всех собранных расчетных и экспериментальных данных.

База данных, используемая для обучения, была разделена на три группы (рисунок 4.11, *а*):

– обучающая группа: 70% всех данных было выделено для обучения модели. Этот набор данных использовался для корректировки параметров и весов модели, чтобы она могла точно прогнозировать на основе входных данных. Данные в этой группе были случайным образом выбраны из общей базы.

– тестовая группа: 15% данных от общего объема использовались для тестирования модели. Этот набор данных был применен для оценки качества обучения и выявления возможных проблем в моделировании. Тестовая группа данных позволяла проверить, как модель ведет себя на данных, которые не были использованы в процессе обучения.

– группа валидации: последние 15% данных были выделены для этапа валидации. Эта группа использовалась для оценки способности модели к обобщению и ее производительности на данных, которые ранее не использовались ни для обучения, ни для тестирования. Этап валидации был необходим для определения того, насколько хорошо модель будет справляться с реальными данными, отличающимися от обучающих.

Общий процесс обучения нейронной сети включал 2 000 циклов (эпох) построения, как указано на рисунке 4.11, *б*. Это означало, что модель проходила процесс обучения 2 000 раз, каждый раз обновляя свои параметры и веса для улучшения качества прогнозирования.

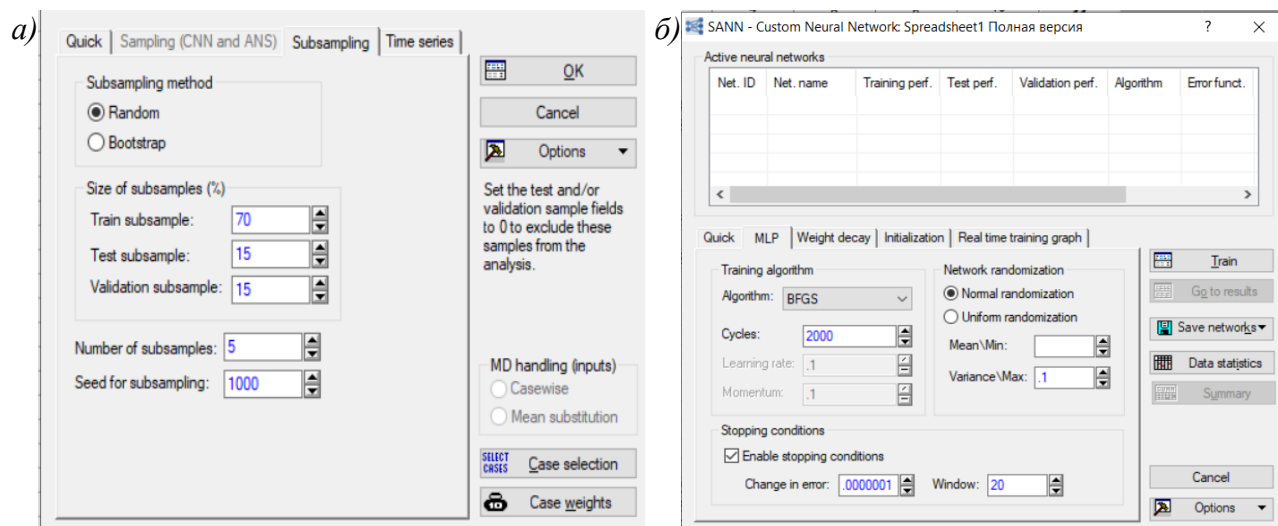


Рисунок 4.11 – Настройка параметров обучения модели ИНС: *а* – настройка количества нейронных сетей при обучении; *б* – настройка количества циклов обучения

Выходные данные после каждого этапа подвыборки представляли собой уменьшенные массивы данных, которые обрабатывались для повышения качества модели. На каждом шаге обучения данные проходили через слой подвыборки, где они фильтровались и уменьшались в размере перед передачей в следующий этап, что позволяло повысить точность и производительность модели.

Многослойный персептрон (MLP) был выбран в качестве основной архитектуры ИНС из-за его способности эффективно решать задачи нелинейного многомерного прогнозирования. MLP обладает рядом преимуществ:

- способность к нелинейной интерполяции: MLP может моделировать сложные нелинейные зависимости между входными данными (например, прочность бетона, параметры арматуры, степень коррозии) и выходными данными (изгибающий момент, разрушающая нагрузка);

- гибкость в настройке параметров. В процессе обучения нейронной сети можно настроить количество слоев, количество нейронов в каждом слое и типы функций активации, что позволяет адаптировать модель к конкретной задаче;

- высокая точность прогнозирования. При правильной настройке MLP демонстрирует высокую точность прогнозов, что подтверждается низкими значениями средней абсолютной ошибки (MAE) и высоким соответствием прогнозируемых значений экспериментальным данным;

– способность к обучению на больших данных. MLP может эффективно обучаться на больших массивах данных, что особенно важно при наличии значительного объема экспериментальных данных для различных стадий жизненного цикла железобетонных элементов.

Процесс обучения был многократно повторен для получения оптимальной модели, наиболее точно отражающей зависимость между входными переменными и ожидаемыми результатами. В ходе каждой итерации обучения параметры модели корректировались для минимизации ошибки прогноза. Этот процесс продолжался до тех пор, пока не была достигнута заданная точность или не была найдена модель с наилучшей производительностью.

Для оценки качества полученных моделей был проведен статистический анализ выходных данных. Основным показателем для оценки точности прогнозирования выступала MAE, которая измеряет среднее абсолютное отклонение прогнозируемых значений от фактических данных. Сравнение значений MAE для различных моделей позволило определить наиболее точную и надежную модель для дальнейшего использования в прогнозировании.

При построении сети испробован набор функций активации нейронов (линейная, логарифмическо-сигмоидная и т.д.). Функция ошибок SOS (Sum Of Squares) минимизирует среднеквадратическую ошибку полученной нейронной сети и вычисляется по формуле:

$$E(w_{ij}) = \sum_{i=1}^m (y_i - \hat{y}_i)^2, \quad (4.18)$$

где y_i – выходное значение i -го нейрона выходного слоя; $\hat{y}_i$ – требуемое значение i -го нейрона выходного слоя.

Из полученного набора ИНС пакет SNN предлагает пользователю самостоятельно выбрать сеть с наилучшими параметрами. Критерием отбора является показатель наименьшей ошибки обучения контрольной партии при одновременном учете соответствующих ошибок обучения тестовой и обучающей партий. Затем анализ полученных и прогнозных значений разрушающей нагрузки проводится графически и при помощи вычисления величины относительной

погрешности. Получение удовлетворительных результатов является завершающим этапом создания нейросетевой моде.

Анализ данных по общей чувствительности инструментами программы выявляет независимые переменные, имеющие наибольшее влияние на расчетное значение разрушающей нагрузки P_{ult} и разрушающего момента M_{ult} . Отсутствие линейной зависимости между независимыми переменными подтверждают с помощью матрицы с парными коэффициентами корреляции. Визуальный анализ поверхности, построенной в STATISTICA для этих переменных, определяет набор регрессий, на основе которых будет выполнен подбор формулы для инженерных расчетов.

Для прогнозирования несущей способности железобетонных изгибаемых элементов применено математическое моделирование ИНС.

В настоящей работе ИНС создавали на основе данных, полученных в результате данных научных работ, проводивших испытания на изгиб железобетонных элементов с различной степенью повреждения и композитного усиления. Это позволило получить широкую выборку по всем показателям. Выборка включала в себя данные 283 испытания балок прямоугольного сечения (таблица 4.9).

Входной слой созданной ИНС состоит из независимых переменных – призмной прочности бетона R_b (МПа), ширины поперечного сечения b (мм), высоты поперечного сечения h (мм), предела текучести стальной арматуры растянутой зоны R_s (МПа), коэффициента стального армирования μ_s (%), снижения площади поперечного сечения арматуры вследствие коррозии ΔA_s , прочности полимеркомпозитного холста R_f (МПа), коэффициента полимеркомпозитного армирования μ_f (%), расстояния от опоры до места приложения сосредоточенной силы l (мм). Выходной слой включает зависимые переменные – значения изгибающего момента M_{ult} , (кН·м) и разрушающей нагрузки P_{ult} , кН. Количество испытаний должно превышать число независимых переменных более чем в 4-5 раз для обеспечения их статистической значимости.

Таблица 4.9 – Набор экспериментальных данных для нейросетевого прогнозирования несущей способности элемента

Источник	R_b , МПа	Геометрические размеры		R_s , МПа	μ_s , %	$\Delta A_{s,cor}$, %	R_f , МПа	μ_f , %	M_{ult} , кН·м	l , мм
		b , мм	h , мм							
[137]	40	152	264	585	1,31	0-30	0	0	28,43-37,5	1000
[140]	40	100	150	400	1,046	0-36	0	0	3,64-9,1	280
[55]	32,74	60	120	355	0,7	0 –10	0	0	2,45-3,01	280
[132]	22.13	150	150	427	1,33	1,76-7,27	0	0	8,2-10,27	300
[130]	31.4	151-176	249-257	293-495	0,58-1,52	0-16,42	0	0	17,74-38,95	700
[118]	34,4	120	200	470-500	1,08-1,48	0-18,35	0	0	12,9 -26,73	500
[153]	25,9-35,6	150	200	425-575	1,49-1,72	0-11,55	0	0	18,34-38,5	350
[111]	28	200	215-315	575-593	0,78-1,61	2,67-35,8	0	0	16,1-65,98	350
[112]	33,4-46,49	150	150	520-590	0,92-1,54	6,63-47,77	0	0	6,48-12,76	350
[144]	42,78-44,9	150	200	313-321	0,89-1,61	0-29,73	0	0	9,21-21,37	600
[143]	42,58-62,62	150	200	575-585	0,63-1,84	0-18,64	0	0	10,1-39,4	800
[119]	30	120	200	335	0,83	0-33,8	0	0	2,84-8,82	400
[155]	23,56	120	180	335	0,87	0-8,12	0	0	6,08-7,1	520
[80]	15,2	60	100	360,3-439,9	0,47-0,838	3,58-10,2	0	0	2,926-4,494	700
[96]	29,6-30	60	100	441,8-448,1	0,838	1,62-10,14	0	0	3,28-3,64	585
[152]	30,28	120	200	468,79	0,654	0-25,64	2754	0,0555	21,84-41,6	400
[40]	25,34-28,99	125	250	525,7-572,5	0,57-1,12	0-140	0-2800	0-0,4896	34,74-90,6	600
[19]	11	190	120	400	0,662	5-140	4300	0,109649- 0,438596	9,5-19,75	215
[15]	15-26,25	120	220	400	0,22	0-7,86	0-3364	0-0,029773	6,83-10,47	435
[10]	22,5	160	220	400	1,312	0-70	0-4900	0-0,198864	38,71-81,83	490
[151]	44	120	245	596	0,427-0,768	0-83	3900	0-0,282313	58,08-108,56	800

Для обучения нейронной сети применялся метод многократных подвыборок (cross-validation), архитектуру нейронной сети в виде многослойного персептрона (MLP), использующего 9 нейронов на внутреннем скрытом слое сети (таблица 4.10), как представлено на рисунке 4.12.

Таблица 4.10 – Результаты обучения нейронных сетей

№	Название	Эффективность			Алгоритм
		тренировки	теста	валидации	
1	MLP 10-9-2	0.985735	0.971320	0.960509	BFGS 86
2	MLP 10-9-2	0.977107	0.951748	0.977925	BFGS 52
3	MLP 10-9-2	0.985556	0.986601	0.957685	BFGS 76
4	MLP 10-9-2	0.979044	0.961166	0.979495	BFGS 72
5	MLP 10-9-2	0.985324	0.960982	0.966622	BFGS 100
6	MLP 10-9-2	0.981068	0.930165	0.973109	BFGS 80
7	MLP 10-9-2	0.978858	0.963671	0.974599	BFGS 58
8	MLP 10-9-2	0.991537	0.908103	0.939509	BFGS 143
9	MLP 10-9-2	0.992103	0.979926	0.967269	BFGS 156
10	MLP 10-9-2	0.971187	0.986355	0.955331	BFGS 45
11	MLP 10-9-2	0.969349	0.936951	0.873785	BFGS 48
12	MLP 10-9-2	0.984262	0.976371	0.961315	BFGS 92
13	MLP 10-9-2	0.983606	0.971524	0.976333	BFGS 78
14	MLP 10-9-2	0.987218	0.983994	0.928538	BFGS 105
15	MLP 10-9-2	0.979311	0.979464	0.969449	BFGS 74
16	MLP 10-9-2	0.982005	0.977563	0.962440	BFGS 89
17	MLP 10-9-2	0.976768	0.966833	0.979475	BFGS 56
18	MLP 10-9-2	0.972817	0.973184	0.972482	BFGS 56
19	MLP 10-9-2	0.978483	0.940166	0.954844	BFGS 52
20	MLP 10-9-2	0.985283	0.981788	0.980990	BFGS 102

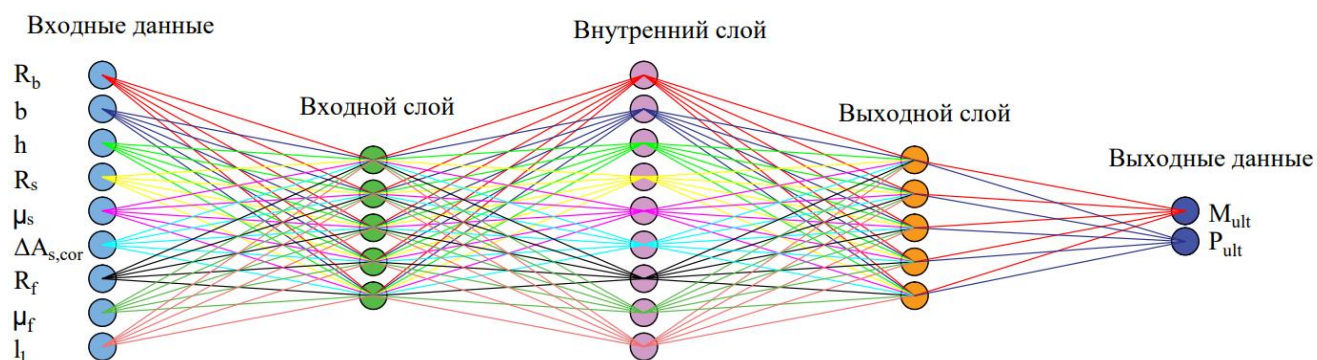


Рисунок 4.12 – Архитектура одной из созданных нейронных сетей (с 9 нейронами на внутреннем слое сети)

При анализе ошибок и производительности сетей на различных выборках можно сделать вывод, что для набора обучающих данных, собранных на основании расчетных и экспериментальных исследований, наиболее подходящей является нейронная сеть 20, имеющая 9 нейронов на внутреннем слое, с высокими

показателями эффективности как на этапе обучения (0,985283), так и на этапе тестирования (0,981788) и валидации (0,980990), использующий итерационный метод численной оптимизации BFGS 102, что свидетельствует об их высокой точности и надежности.

Выбор данной сети обоснован тем, что ее прогнозы демонстрируют высокую степень соответствия фактическим значениям. Гистограмма остатков (рисунок 4.13) указывает на соответствие распределения ошибок нормальному закону распределения Гаусса-Лапласа. Это подтверждается наличием пика в центре гистограммы и относительно симметричными боковыми сторонами, что свидетельствует о сбалансированности предсказаний и отсутствии значимых систематических ошибок.

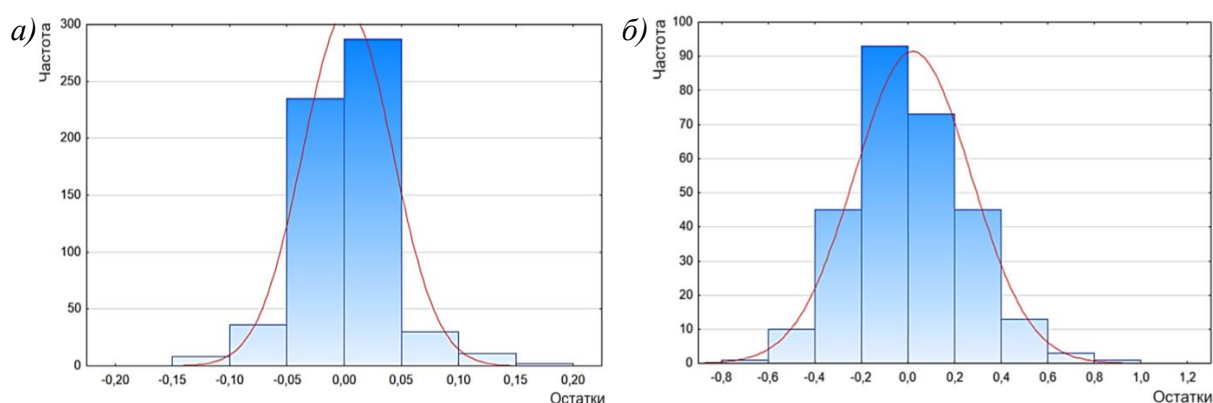


Рисунок 4.13 – Гистограммы остатков: *а* – для набора данных изгибающего момента; *б* – для набора данных разрушающей нагрузки

Дополнительно, точность модели подтверждается плотным распределением точек вдоль прямой линии на графике сравнения фактических и прогнозируемых значений (рисунок 4.14).

Высокая концентрация точек около прямой линии указывает на то, что фактические значения практически совпадают с прогнозируемыми, что свидетельствует о минимальных отклонениях.

Полученные регрессионные модели допускают среднюю абсолютную ошибку (MAE) для набора данных изгибающего момента – 0,74 %; для разрушающей нагрузки – 0,84 %.

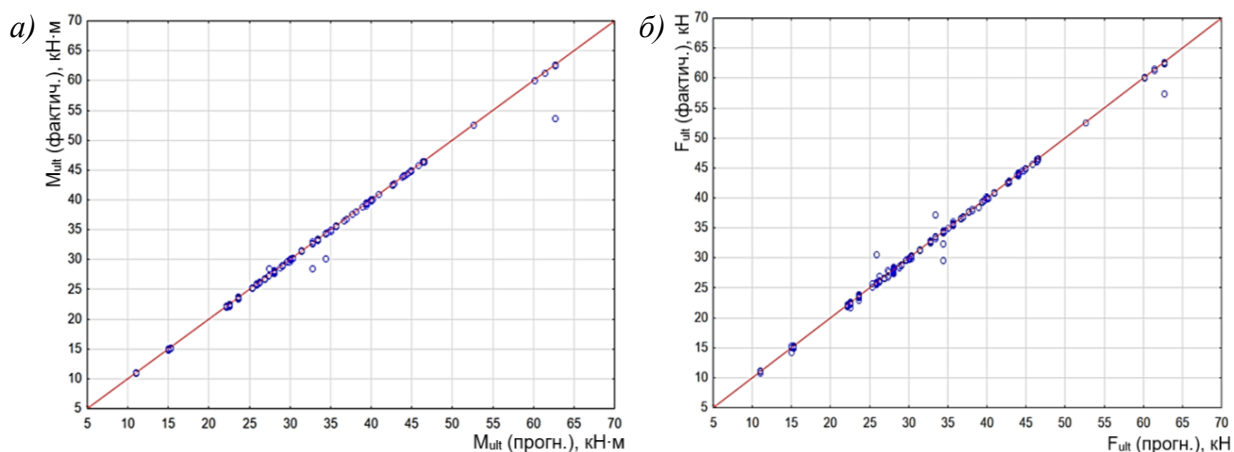


Рисунок 4.14 – Сравнение фактических и прогнозируемых значений:

a – для набора данных изгибающего момента; *б* – для набора данных разрушающей нагрузки

На основе отобранной нейросетевой модели были получены данные разрушающих моментов и усилий экспериментальных образцов (таблица 4.11).

Таблица 4.11 – Результаты расчета образцов по нейросетевой модели

Серия	Разрушающий момент нагрузка, $\frac{M_{ult}, \text{кН}\cdot\text{м}}{P_{ult}, \text{кН}}$	Отклонение $\frac{P_{ult}-P_{exp}}{P_{exp}}, \%$
БК	$\frac{14,02}{40,1}$	+6,3
БП	$\frac{9,36}{26,7}$	+9,0
БПУ1	$\frac{17,36}{49,6}$	+9,4
БПУ2	$\frac{17,56}{50,2}$	-3,8

Как видно из результатов, расчет образцов с помощью нейросетевого прогнозирования, возможен, как альтернатива нормативной методике и конечно-элементному расчету, в силу таких преимуществ, как большая гибкость в настройке параметров, учет многофакторности и адаптация под конкретные задачи и условия эксплуатации. Однако, при расчете усиленных образцов, в том числе в условиях коррозионного воздействия, расчет может иметь значительные погрешности, что требует сбора большего объема данных и дальнейшего усовершенствование методов и алгоритмов численной оптимизации нейронных сетей.

4.7. Выводы по главе

Итоговое сравнение теоретических, экспериментальных значений и результатов численных исследований с приведены в табл. 4.9.

Таблица 4.12 – Сравнение опытных и расчетных данных по прочности

Маркировка образца в эксперименте	Разрушающая нагрузка P_u , кН						
	Опытные значения	Изменение прочности, %	Расчетные значения				
			По методике, основанной на СП 63 и 164	Результаты Simulia Abaqus	Согласно методике автора	Нейросетевое прогнозирование	
Образцы контрольной группы БК (M_{ult})							
БК-1	38,0	37,8	100,0	35,9	36,1	37,2	40,1
БК-2	36,6						
БК-3	38,9						
Общее отклонение, %			-5,0	-4,4	-1,6	6,3	
Поврежденные образцы группы БП (M_{ult})							
БП-1	24,0	24,7	65,2	23,1	23,3	23,7	26,7
БП-2	25,4						
БП-3	24,6						
Общее отклонение, %			-6,2	-5,7	-3,9	9,0	
Усиленные образцы группы БПУ1 (Q_{ult})							
БПУ1-1	44,0	45,1	119,4	47,3	47,0	44,5	49,6
БПУ1-2	46,6						
БПУ1-3	44,9						
Общее отклонение, %			4,7	4,1	-1,5	9,4	
Усиленные образцы группы БПУ2 (M_{ult})							
БПУ2-1	50,9	52,0	137,5	47,6	49,1	50,1	50,2
БПУ2-2	52,0						
БПУ2-3	53,1						
Общее отклонение, %			-8,4	-5,5	-3,6	-3,8	

Сравнительный анализ прочности образцов лабораторных балок, проведенный в рамках исследования, показал следующие результаты:

– традиционные методы расчета могут иметь значительные погрешности в условиях коррозионного воздействия;

– в отличие от нормативной, авторская методика продемонстрировала более высокую точность, это свидетельствует о том, что предложенные подходы к

расчету прочности более адекватно учитывают особенности коррозионного повреждения;

– численное моделирование как инструмент для анализа прочности конструкций имеет высокую эффективность, однако оно все еще уступает авторской методике по точности;

– актуальным является развитие нейронных сетей, как метода прогнозирования несущей способности железобетонных конструкций, в силу таких преимуществ, как большая гибкость в настройке параметров, учет многофакторности и адаптация под конкретные задачи и условия эксплуатации. Вместе с тем, для получения достаточно точных с экспериментом результатов, необходим сбор большого объема данных и дальнейшее усовершенствование методов и алгоритмов численной оптимизации нейронных сетей.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Теоретические, экспериментальные и численные исследования прочности коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием, позволили получить следующие научные и практические результаты:

- на основе расчетной модели сечений с трещинами доработана методика определения прочности композитно-усиленных изгибаемых железобетонных элементов, подверженных совместному воздействию внешней нагрузки и агрессивной среды;

- разработана программа экспериментальных исследований и проведены испытания на прочность железобетонных балок в средах, агрессивных по отношению к бетону и арматуре с последующим усилением их нормального и наклонного сечения. Испытания включали элементы, работающие в обычных условиях, подверженные коррозионному воздействию и усиленные полимеркомпозитами. Экспериментальные результаты подтвердили увеличение прочности поврежденных элементов после их усиления;

- на основе расчетной модели разработана программа расчета на ЭВМ для определения прочности композитно-усиленных изгибаемых железобетонных элементов с коррозионными повреждениями бетона и арматуры;

- проведено конечно-элементное моделирование поведения изгибаемых железобетонных элементов, работающих в обычных условиях, подверженных коррозионному воздействию и усиленных полимеркомпозитами после предварительного повреждения;

- разработана нейросетевая модель для прогнозирования несущей способности железобетонных изгибаемых элементов.

Данное исследование вносит значительный вклад в развитие методов повышения прочности и долговечности железобетонных конструкций, подверженных коррозионным повреждениям, и предлагает практические решения для их эффективного восстановления и усиления.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аванесов, М. П. Теория силового сопротивления железобетона / М. П. Аванесов, В. М. Бондаренко, В. И. Римшин. – Барнаул: АГТУ, 1996. – 170 с.
2. Алексеев, С. Н. Долговечность железобетона в агрессивных средах / С. Н. Алексеев, Ф. М. Иванов, Н. Модры, П. М. Шиссль. – М.: Стройиздат, 1990. – 320 с.
3. Алексеев, С. Н. Коррозионная стойкость железобетонных конструкций в агрессивной промышленной среде / С.Н. Алексеев, Н.К. Розенталь. – М.: Стройиздат. 1976. – 205 с.
4. Алексеев, С. Н. Коррозия и защита арматуры в бетоне / С. Н. Алексеев. – М.: Стройиздат, 1968. – 231 с.
5. Альбрехт, Р. Дефекты и повреждения строительных конструкций / Пер. с нем. – М.: Стройиздат, 1979.
6. Арленинов, П. Д. Примеры усиления аварийных железобетонных конструкций / П. Д. Арленинов, С. Б. Крылов // Жилищное строительство. – 2018. – № 5. – С. 19-23.
7. Ата Эль, К. С. Экспериментальные исследования стеклофибробетонных элементов / К. С. Ата Эль, А. Г. Юрьев, Л. А. Панченко // Материалы и технологии XXI века: сборник докладов Международной научно-технической конференции. – Пенза. – 2005. – С. 119-122.
8. Бабушкин, В. И. Физико-химические процессы коррозии бетона и железобетона / В.И. Бабушкин. – Москва, 1968. – 187 с.
9. Байков, В. Н. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей / В. Н. Байков, С. А. Мадатян, Л. С. Дудолодов, В. М. Митасов // Известия вузов. Строительство и архитектура. – 1983. – № 9. – С. 1-5.
10. Белов, В. В. Диахронная модель деформирования коррозионно-поврежденных железобетонных элементов с трещинами / В. В. Белов, С. Е. Никитин // Вестник гражданских инженеров. – 2011. – № 4(29). – С. 18-25.

11. Белостоцкий, А. М. О современных методах редуцирования вычислительной размерности задач расчета конструкций, зданий и сооружений в рамках метода конечных элементов / А. М. Белостоцкий, П. А. Акимов, Д. С. Дмитриев // Международный журнал по расчету гражданских и строительных конструкций. – 2017. – Т. 13, № 3. – С. 19-33.

12. Бокарев, С. А. Экспериментальные исследования при пониженных и повышенных температурах железобетонных образцов, усиленных полимерными композиционными материалами / С. А. Бокарев, А. Н. Костенко, Д. Н. Смердов, А. А. Неровных // Науковедение. – 2013. – № 3(16). – С. 168.

13. Бондаренко, В. М. Диссипативная теория силового сопротивления железобетона / В. М. Бондаренко, В. И. Римшин. – М.: Студент, 2015. – 110 с.

14. Бондаренко, В. М. Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде / В. М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2008. – № 2. – С. 25-27.

15. Быков, А. А. Определение несущей способности изгибаемых элементов, усиленных композиционными материалами / А. А. Быков, А. Н. Третьякова, А. В. Калугин, А. А. Балакирев // Промышленное и гражданское строительство. – 2011. – № 7. – С. 18-21.

16. Васильев, А. И. Прогноз коррозии арматуры железобетонных конструкций автодорожных мостов в условиях хлоридной агрессии и карбонизации / А. И. Васильев, А. М. Подвальный // Бетон и железобетон. – 2002. – № 6. – С. 27.

17. Гарибов, Р. Б. Сопротивление железобетонных несущих конструкций при агрессивных воздействиях окружающей среды: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Гарибов Рафаил Баширович. – Саратов, 2008. – 424 с.

18. ГОСТ Р 58896-2020 Бетоны химически стойкие. Методы испытаний. – М.: Стандартиформ, 2020. – 8 с.

19. Григорьева, Я. Е. Экспериментальное исследование влияния внешнего армирования изгибаемых железобетонных балок углеволокном на прочность и жесткость конструкций / Я. Е. Григорьева // Вестник МГСУ. – 2011. – №8. – С. 181-185.

20. Григорьева, Я. Е. Экспериментальное исследование разрушения железобетонных балок, усиленных композиционными материалами, армированными волокнами / Я. Е. Григорьева // Периодический журнал научных трудов «Фэн-наука». – 2012. – № 8. – С. 4-6.

21. Гузеев, Е. А. Влияние среды на механические свойства бетона / Е. А. Гузеев // Прочность, структурные изменения и деформации бетона. – М., 1978. – С. 223-253.

22. Дронов, А. В. Прочность и деформативность железобетонных изгибаемых элементов с коррозионными повреждениями: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Дронов Андрей Васильевич. – Белгород, 2017. – 163 с.

23. Имомназаров, Т. С. Применение композитной арматуры / Т. С. Имомназаров, А. М. Аль Сабри Сахар, М. Х. Дирие // Системные технологии. – 2018. – № 27. – С. 24-29.

24. Кербер, М. Л. Полимерные композиционные материалы: структура, свойства, технология: учеб, пособие / М. Л. Кербер, В. М. Виноградов, Г. С. Головкин и др.; под ред. А.А. Берлина. – СПб.: Профессия, 2008. – 560 с.

25. Колчунов, В. И. Жесткость железобетонных конструкций при изгибе с учетом поперечной и продольной сил (часть 2) / В. И. Колчунов, С. Б. Крылов, С. С. Федоров // Строительство и реконструкция. – 2024. – № 2(112). – С. 16-27. – DOI 10.33979/2073-7416-2024-112-2-16-27.

26. Крылов, С. Б. Современные исследования в области теории ползучести бетона / С. Б. Крылов, П. Д. Арленинов // Вестник НИЦ Строительство. – 2018. – № 1(16). – С. 67-75.

27. Крылов, С. Б. Эффективность сочетания компьютерных методов моделирования строительных конструкций и принципов классического анализа / С. Б. Крылов, М. П. Корнюшина, Г. М. Козлов, П. С. Калмакова // Academia. Архитектура и строительство. – 2024. – № 1. – С. 166-170. – DOI 10.22337/2077-9038-2024-1-166-170.

28. Крючков, А. А. Деформативность сборно-монолитных стержневых конструкций: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Крючков Андрей Александрович. – Белгород, 2006. – 210 с.

29. Леонович, С. Н. Воздействие хлоридов на железобетонные конструкции: моделирование проникновения в бетон / С. Н. Леонович, А. В. Прасол // Наука и техника. – 2012. – № 2. – С. 34-38.

30. Леонович, С. Н. Деформирование и разрушение железобетонных конструкций: Моделирование в условиях хлоридной коррозии / С. Н. Леонович, А. В. Степанова // Вестник Белорусского государственного университета транспорта: наука и транспорт. – 2012. – № 1(24). – С. 81-83.

31. Леонович, С. Н. Прогнозирование долговечности конструкционного бетона: монография / С.Н. Леонович, В. В. Доркин, О. Ю. Чернякевич, А. В. Степанова. – М.: ИНФРА-М, 2019. – 211 с.

32. Лешкевич, О. Н. Перспективы применения композитной арматуры / О. Н. Лешкевич // Бетон и железобетон. – 2011. – № 9. – С. 12-14.

33. Маилян, Д. Р. Вопросы исследования прочности нормальных сечений балок, усиленных различными видами композитных материалов / Д. Р. Маилян, П. П. Польской, А. Михуб // Инженерный вестник Дона. – 2013. – № 2. – С. 99.

34. Маилян, Л. Р. Устойчивость железобетонной арки при ползучести / Л. Р. Маилян, Б. М. Языев, А. С. Чепурненко, А. А. Аваков // Инженерный вестник Дона. – 2015. – № 4(38). – С. 134.

35. Мальганов, А. И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий: атлас схем и чертежей / А. И. Мальганов, В. С. Плевков, А. И. Полищук. – Томск: Томский межотраслевой ЦНТИ, 1990. – 316 с.

36. Меркулов, С. И. Экспериментальные исследования трещинообразования железобетонных балок, усиленных композитными материалами / С. И. Меркулов, С. М. Есипов, Д. В. Есипова // Вестник Донбасской национальной академии строительства и архитектуры. – 2019. – № 3. – С. 102-107.

37. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона. – Киев; НИИСК Госстроя СССР, 1987. – 24 с.

38. Мигунов, В. Н. Экспериментально-теоретическое моделирование армированных конструкций в условиях коррозии. Моногрф. / В. Н. Мигунов, И. И. Овчинников, И. Г. Овчинников. – Пенза, ПГУАС, 2014. – 362 с.

39. Минас, А. И. Коррозия железобетонных конструкций цехов мясокомбината и цехов молкомбината / А. И. Минас, М. М. Эркенов // Труды Алма-Атинского НИИСМа, – 1963. – Т. 5(7). – С. 243-255.

40. Михуб, А. Сопоставление опытной и теоретической прочности железобетонных балок, усиленных композитными материалами, с использованием разных методов расчета / А. Михуб, П. П. Польской, Д. Р. Маилян, А. М. Блягоз // Новые технологии. – 2012. – Вып. 4. – С.101-110.

41. Морозов, В. И. Экспериментальные исследования двухпролетных железобетонных балок, усиленных композитными материалами по наклонному сечению / В. И. Морозов, А. В. Юшин // Вестник гражданских инженеров. – СПб: СПбГАСУ. – 2014. – №5 (46). – С 77-84.

42. Москвин, В. М. Трещины в железобетоне и коррозия арматуры / В. М. Москвин, С. Н. Алексеев, Г. П. Вербецкий, В. И. Новгородский. – М.: Стройиздат, 1971. – 144 с.

43. Москвин, В.М. Коррозия бетона и железобетона, методы их защиты / В. М. Москвин, Ф. М. Иванов, С. Н. Алексеев, Е. А. Гузеев. – М.: Стройиздат, 1980. – 536 с.

44. Никитин, С. Е. Оценка долговечности коррозионно-поврежденных железобетонных конструкций на базе диахронной модели деформирования / С. Е. Никитин // Современные проблемы науки и образования. – 2012. – № 2. – С. 242.

45. Никитин, С. Е. Прогнозирование срока службы железобетонных конструкций транспортных сооружений / С. Е. Никитин, В. В. Белов // Вестник евразийской науки. – 2014. – №5(24).

46. Овчинников, И. Г. Определение долговечности элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой / И. Г. Овчинников, В. В. Петров // Строительная механика и расчет сооружений. – 1982. – № 2. – С. 13.

47. Овчинников, И. Г. Работоспособность сталежелезобетонных элементов конструкций в условиях воздействия хлоридсодержащих сред / И. Г. Овчинников, В. В. Раткин, Р. Б. Гарибов. – Саратов: Изд-во Сарат. ун-та, 2002. – 156 с.

48. Овчинников, И. И. Анализ экспериментальных данных по кинетике проникания сульфатсодержащих сред в железобетонные конструкции и влиянию их на механические характеристики компонентов железобетона. Часть 2. Влияние на механические характеристики железобетона / И. И. Овчинников, И. Г. Овчинников, Тао Чэнь, А. М. Успанов // Интернет-журнал Науковедение. – 2016. – Т. 8. – № 2 (33). – С. 121.

49. Овчинников, И. И. Вероятностное моделирование поведения армированных мостовых конструкций в агрессивных условиях эксплуатации / И. И. Овчинников, Тао Чэнь, И. Г. Овчинников // Интернет-журнал «Транспортные сооружения». – 2017. – Том 4, – №4. – URL: <https://t-s.today/PDF/03TS417.pdf>.

50. Овчинников, И. И. Моделирование кинетики деформирования армированных конструкций в специальных эксплуатационных средах: моногр. / И. И. Овчинников, В. П. Мигунов, И. Г. Овчинников. – Пенза: ПГУАС, 2014. – 280 с.

51. Петров, В. В. Деформирование элементов конструкций из нелинейного разномодульного материала / В. В. Петров, И. Г. Овчинников, В. К. Иноземцев. – Саратов: Изд-во СГУ, 1989. – 160 с.

52. Петров, В. В. Расчет элементов конструкций, взаимодействующих с агрессивной средой / В. В. Петров, И. Г. Овчинников, Ю. М. Шихов. – Саратов: Изд-во Сарат. ун-та, 1987. – 288 с.

53. Полак, А. Ф. Основы моделирования коррозии железобетона / А. Ф. Полак. – Уфа: Изд. Уфимск. нефт. ин-та, 1986. – 69 с.

54. Польской, П. П. Армирование и схемы испытания наклонных сечений балок с внешним композитным усилением / П. П. Польской, Д. Р. Маилян, А. А. Шилов, З. А. Меретуков // Новые технологии. – 2015. – №4. – С. 44-48.

55. Попеско, А. И. Коррозия железобетонных конструкций и их несущая способность / А. И. Попеско // Инженерные проблемы современного железобетона. – 1995. – С. 299-304.

56. Попеско, А. И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии / А. И. Попеско. – СПб.: СПб гос. архит.-строит. ун-т, 1996. – 182 с.

57. Пухонто, Л. М. Долговечность железобетонных конструкций инженерных сооружений: (силосов, бункеров, резервуаров, водонапорных башен, подпорных стен). Монография / Л.М. Пухонто. – М.: Изд-во АСВ, 2004. – 424 с.

58. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1988. – С. 5-15.

59. Римшин, В. И. Аналитическая оценка силового сопротивления железобетона, поврежденного коррозионными воздействиями / В. И. Римшин, Ю. О. Кустикова, Д. Н. Котельников // Вестник Мордовского университета. – 2005. – Т. 15, № 1-2. – С. 149-153.

60. Римшин, В. И. Нейросетевое прогнозирование физико-механических характеристик композитных материалов используемых для усиления строительных конструкций / В. И. Римшин, А. К. Соловьев, Л. А. Сулейманова, П. А. Амелин // Эксперт: теория и практика. – 2023. – № 4(23). – С. 101-107. – DOI 10.51608/26867818_2023_4_101.

61. Римшин, В. И. Применение искусственного интеллекта при обследовании арматуры зданий и сооружений / В. И. Римшин, В. А. Кучеренко // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2024. – № 1(781). – С. 39-46. – DOI 10.32683/0536-1052-2024-781-1-39-46.

62. Римшин, В. И. Экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов, имеющих повреждения арматуры вследствие контакта

с хлоридной агрессивной средой / В. И. Римшин, Л. А. Сулейманова, П. А. Амелин, А. А. Крючков // Эксперт: теория и практика. – 2023. – № 3(22). – С. 138-146.

63. Розенталь, Н. К. Бетоны высокой коррозионной стойкости и нормирование их характеристик / Н. К. Розенталь, В. Ф. Степанова, Г. В. Чехний // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. – 2017. – № 3-4(218-219). – С. 14-19.

64. Розенталь, Н. К. Проницаемость и коррозионная стойкость бетона / Н. К. Розенталь // Промышленное и гражданское строительство. – 2013. – № 1. – С. 35-37.

65. Розенталь, Н. К. Хлориды в бетоне и их влияние на развитие коррозии стальной арматуры / Н. К. Розенталь, В. Ф. Степанова, Г. В. Чехний // Промышленное и гражданское строительство. – 2017. – № 1. – С. 92-96.

66. Рощина, С. И. Обследование строительных конструкций на предмет аварийности / С. И. Рощина, М. В. Попова, В. Д. Хальзова // Наука и технологии: стратегия развития: Сборник научных статей / под ред. В.А. Козловой, И.В. Кожан. Том I. – Ростов-на-Дону: ООО "Интерплэй", 2019. – С. 117-120.

67. Рощина, С. И. Расчет изгибаемых элементов с учетом физической нелинейности деформирования / М. А. Рязанов, И. И. Шишов, С. И. Рощина, М. В. Лукин // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2016. – № 12. – С. 58-64. – DOI 10.12737/22764.

68. Рубецкая, Т. В. Влияние вида заполнителей на скорость коррозионного процесса в бетоне при действии кислых агрессивных сред / Т. В. Рубецкая, Г. В. Любарская // Повышение стойкости бетона и железобетона при воздействии агрессивных сред. Сб.НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1975. – С. 129-135.

69. Савицкий, Н. В. Интегральный метод оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в случае воздействия агрессивной среды и силовой нагрузки / Н. В. Савицкий, Е. А. Гузеев, В. М. Бондаренко // Коррозионная стойкость бетона и железобетона в агрессивных средах. – М.: 1984. – С. 20-27.

70. Садоян, Г. А. Прогнозирование срока службы изгибаемых железобетонных конструкций на основе оценки надежности их технического состояния / Г. А. Садоян, А. Г. Тамразян // Инженерный вестник Дона. – 2024. – № 6(114). – С. 429-442.

71. Салия, Г. Ш. Бетонные конструкции с неметаллическим армированием / Г. Ш. Салия, А. Л. Шагин. – М.: Стройиздат, 1990. – 144 с.

72. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2022664546. Программа расчета внешнего композитного усиления железобетонных изгибаемых конструкций, подверженных равномерной коррозии стальной арматуры // Л. А. Сулейманова, В. И. Римшин, П. А. Амелин, И. С. Рябчевский. Правообладатель: ФГБОУ ВО «БГТУ им. В.Г. Шухова». Оpubл. 01.08.2022.

73. Свидетельство о государственной регистрации программы для ЭВМ № 2022680168 Программа расчета внешнего композитного усиления железобетонных изгибаемых конструкций, подверженных различным видам коррозии поперечного сечения стальной арматуры // П. А. Амелин, Л. А. Сулейманова, В. И. Римшин, С. М. Есипов, И. С. Рябчевский. Правообладатель: ФГБОУ ВО «БГТУ им. В.Г. Шухова». Оpubл. 28.10.2022.

74. Свод правил по проектированию и строительству 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами: СП 164.1325800.2014: введ. 01.09.2014. – М.: Минстрой России, 2015. – 56 с.

75. Селяев, В. П. Оценка остаточного ресурса железобетонных изгибаемых элементов, подверженных действию хлоридной коррозии / В. П. Селяев, П. В. Селяев, М. Ф. Алимов, Е. В. Сорокин // Строительство и реконструкция. – 2017. – № 6 (74). – С. 49-58.

76. Селяев, В. П. Прогнозирование долговечности железобетонных изгибаемых элементов методом деградационных функций / В. П. Селяев, П. В. Селяев, Е. В. Сорокин, Е. Л. Кечуткина // Жилищное строительство. – 2014. – № 12. – С. 8-18.

77. Селяев, В. П. Химическое сопротивление наполненных цементных композитов / В. П. Селяев, В. И. Соломатов, Л. М. Ошкина. – Саранск: Изд-во Мордов. ун-та, 2001. – 152 с.

78. Сидоренко, Ю. Н. Конструкционные и функциональные волокнистые композиционные материалы. Учеб. пособие / Ю.Н. Сидоренко. – Томск: Изд.-во ТГУ, 2006. – 107 с.

79. Сидоров, В. Н. Численное моделирование колебаний композитных рамных конструкций с учетом демпфирования, нелокального во времени / В. Н. Сидоров, Е. С. Бадьина, Е. П. Детина // Механика композиционных материалов и конструкций. – 2022. – Т. 28, № 4. – С. 543-552.

80. Смоляго, Г. А. Исследование аспектов хлоридной коррозии железобетонных конструкций / Г. А. Смоляго, А. А. Крючков, С. В. Дрокин, А. В. Дронов // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2014. – № 2. – С. 22-24.

81. Смоляго, Г. А. Моделирование величины коррозионных повреждений арматуры железобетонных конструкций в условиях хлоридной агрессивной среды / Г. А. Смоляго, А. В. Дронов, Н. В. Фролов // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2017. – № 1 (70). – С. 43-49.

82. Смоляго, Г. А. Современные подходы к расчету остаточного ресурса изгибаемых железобетонных элементов с коррозионными повреждениями / Г. А. Смоляго, Н. В. Фролов // Вестник ТГАСУ. – 2019. – № 6. – С. 88-100.

83. Степанова, В. Ф. Неметаллическая композитная арматура для зданий и дорожно-транспортных сооружений повышенной долговечности / В. Ф. Степанова // Коррозия: материалы, защита. – 2011. – № 8. – С. 18-19.

84. Степанова, В. Ф. Перспективы использования неметаллической композитной арматуры в строительстве / В. Ф. Степанова, Г. М. Красовская, Р. С. Зюзин, С. В. Шахов // Коррозия: материалы, защита. – 2009. – № 4. – С. 14-17.

85. Сулейманова, Л. А. Гальванический метод ускорения хлоридной коррозии железобетонных элементов / Л. А. Сулейманова, П. А. Амелин // Наука и инновации в строительстве: Сборник докладов VIII Международной научно-

практической конференции, посвященной 70-летию со дня образования БГТУ им. В.Г. Шухова. – Белгород: БГТУ им. В.Г. Шухова, 2024. – С. 134-141.

86. Сытник, В. И. О результатах экспериментальных исследований прочностных и деформативных характеристик бетонов М600-1000 / В. И. Сытник, Ю. А. Иванов. – Киев: НРШСК, 1962. – 42 с.

87. Тамразян, А. Г. Усталостное поведение изгибаемых железобетонных балок при коррозии / А. Г. Тамразян // Железобетонные конструкции. – 2024. – Т. 6, № 2. – С. 22-34. – DOI 10.22227/2949-1622.2024.2.22-34.

88. Татишвили, Т. И. Исследование прочностных и деформативных характеристик полимербетонов / Т. И. Татишвили, Н. А. Мощанский, Г. И. Берман // Строительство и архитектура. Техн. информ. Госстроя ГССР. – Тбилиси, 1969. – № 11. – С. 51-56.

89. Терехов, И. А. Прогнозирование остаточного срока эксплуатации железобетонных конструкций / И. А. Терехов, Н. Н. Трёкин, Э. Н. Кодыш // Железобетонные конструкции. – 2024. – Т. 5, № 1. – С. 15-26. – DOI 10.22227/2949-1622.2024.1.15-26.

90. Томашов, Н. Д. Теория коррозии и защиты металлов / Н. Д. Томашов. – М.: Изд-во АН СССР, 1962. – 592 с.

91. Трёкин, Н. Н. Расчет железобетонных изгибаемых конструкций на основе нелинейной деформационной модели: учебно-методическое пособие / Н. Н. Трёкин, А. В. Алексейцев, В. В. Бобров, Е. В. Домарова. – М.: Национальный исследовательский Московский государственный строительный университет, 2023. – 62 с.

92. Тытюк, А. А. Долговечность железобетонных изгибаемых элементов в жидких сульфатных средах: дис. ... канд. техн. наук. – М., 1990. – 226 с.

93. Фаликман, В. Р. Нормативные сроки службы бетонных и железобетонных конструкций и принципы их проектирования по параметрам долговечности / В. Р. Фаликман, В. Ф. Степанова // Промышленное и гражданское строительство. – 2019. – № 6. – С. 13-22. – DOI 10.33622/0869-7019.2019.06.13-22.

94. Федосов, С. В. Исследование процессов коррозионной деструкции железобетонных изделий в агрессивных средах с хлорид-ионами / С. В. Федосов, В. Е. Румянцева, В. С. Коновалова // Вестник гражданских инженеров. – 2016. – № 5 (58). – С. 61-67.

95. Фролов, Н. В. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов при длительных силовых и средовых воздействиях: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Фролов Николай Викторович. – Белгород, 2020. – 160 с.

96. Фролов, Н. В. Экспериментальные исследования кинетики развития коррозионных повреждений бетона в изгибаемых железобетонных элементах при силовых и средовых воздействиях / Н. В. Фролов // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2020. – № 2. – С. 34-43. – DOI 10.34031/2071-7318-2020-5-2-34-43.

97. Хаютин, Ю. Г. Применение углепластиков для усиления строительных конструкций / Ю. Г. Хаютин, В. Л. Чернявский, Е. З. Аксельрод // Бетон и железобетон. – 2002. – № 6. – С. 17-19.

98. Хаютин, Ю. Г. Ремонт и усиление железобетонных конструкций в зданиях из монолитного железобетона / Ю. Г. Хаютин, В. Л. Чернявский, Е. З. Аксельрод // Проектирование и строительство монолитных многоэтажных жилых и общественных зданий, мостов и тоннелей: материала международной конференции. – Москва, 2004.

99. Чернявский, В. Л. Система ремонта и усиления строительных конструкций / В. Л. Чернявский // Гидротехника. – 2010. – № 4 (21) / 2010 – № 1 (22) / 2011. – С. 60-63.

100. Чернявский, В. Л. Современные материалы и технологии для ремонта и усиления конструкций мостов / В. Л. Чернявский // Современные технические решения по повышению надежности автомобильных дорог и искусственных сооружений: материалы Всероссийской научно-технической конференции. – Краснодар, 2001.

101. Чирков, В. П. Метод расчета сроков службы железобетонных конструкций при коррозии арматуры / В. П. Чирков, М. В. Шавыкина. – М.: МИИТ, 1998. – 74 с.
102. Чирков, В. П. Основы теории расчета ресурса железобетонных конструкций / В. П. Чирков // Бетон и железобетон. – 1990. – № 3. – С. 15-17.
103. Шитова, И. Ю. Современные композиционные строительные материалы: учеб. пособие / И. Ю. Шитова, Е. Н. Самошина, С. Н. Кислицына, С. А. Болтышев. – Пенза: ПГУАС, 2015. – 136 с.
104. Шмелев, Г. Д. Прогнозирование остаточного ресурса изгибаемых железобетонных конструкций, эксплуатируемых в неагрессивных средах. Монография / Г. Д. Шмелев, А. Н. Ишков. – Ростов-на-Дону: Ростовский гос. строит. ун-т, 2007. – 218 с.
105. Abdalla, J. A. Modelling and simulation of shear resistance of R/C beams using artificial neural network / J.A. Abdalla, A. Elsanosi, A. Abdelwahab // J Franklin I. – 2007. – Vol. 344. – P. 741–756.
106. Almassri, B. Mechanical behaviour of corroded RC beams strengthened by NSM CFRP rods / B. Almassri, A. Kreit, F. A. Mahmoud, R. François // Compos. B Eng. – 2014. – Vol. 64. – P. 97–107. – DOI: 10.1016/j.compositesb.2014.04.012.
107. Al-Saidy, A. H. Effect of damaged concrete cover on the behavior of corroded concrete beams repaired with CFRP sheets / A. H. Al-Saidy, K. S. Al-Jabri // Compos. Struct. – 2011. – Vol. 93. – P. 1775–1786. – DOI: 10.1016/j.compstruct.2011.01.011.
108. Al-Saidy, A. H. Structural behavior of corroded RC beams with/without stirrups repaired with CFRP sheets / A. H. Al-Saidy, H. Saadatmanesh, S. El-Gamal, K. S. Al-Jabri, B. M. Waris // Mater. Struct. /Materiaux et Constructions. – 2016. – Vol. 49. – P. 3733– 3747. – DOI: 10.1617/s11527-015-0751-y.
109. Andrade, C. Calibration by gravimetric losses of electrochemical corrosion rate measurement using modulated confinement of the current / C. Andrade, I. Martinez // Materials and Structures. – 2005. – Vol. 38. – Pp. 833-841.

110. Andrade, C. Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method / C. Andrade, C. Alonso // *Materials and Structures*. – 2004. – Vol. 37. – P. 623-643.

111. Azad, A. K. Flexural strength of corroded reinforced concrete beams / A. K. Azad, S. Ahmad, B. H. A. Al-Gohi // *Magazine of Concrete Research*. – 2010. – Vol. 62(6). – P. 405-414.

112. Azad, A. K. Residual strength of corrosion-damaged reinforced concrete beams / A. K. Azad, S. Ahmad, S. A. Azher // *ACI Materials Journal*. – 2007. – Vol. 104(1). – P. 40-47.

113. Bai, J. Using neural networks to predict workability of concrete incorporating metakaolin and fly ash / J. Bai, S. Wild, J. A. Ware // *Adv. Eng. Softw.* – 2003. – Vol. 34. – P. 663–669.

114. Benjeddou, O. Damaged RC beams repaired by bonding of CFRP laminates / O. Benjeddou, M. B. Ouezdou, A. Bedday // *Constr. Build. Mater.* – 2007. – Vol. 21. – P. 1301–1310. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2006.01.008.

115. Bonacci, J. F. Externally bonded fiber-reinforced polymer for rehabilitation of corrosion damaged concrete beams / J. F. Bonacci, M. Maalej // *SJ*. – 2000. – Vol. 97. – P. 703–711. – DOI: 10.14359/8805.

116. Brown, R. D. Design Prediction of the Life for Reinforced Concrete in Marine and Other Chloride Environments / R. D. Brown // *Durability of Building Materials*, – Amsterdam: Elsevier Scientific, 1982. – Vol. 1. – P. 113-125.

117. Cady, P. D. Corrosion of Reinforcing Steel / P. D. Cady // *Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials*, STP-169B, ASTM. – Philadelphia, 1978. – P. 275-299.

118. Cao, F. B. Experimental study and rigidity analysis on corroded reinforced recycled concrete beams / F. B. Cao, C. X. Wang, L. G. Liu, Y. D. Xin, J. H. Li, Z. G. Tian // *Building Structure*. – 2015. – Vol. 45(10). – P. 49-55. – DOI: 10.1007/s11709-020-0637-0.

119. Chen, J. Study on degradation regularity of bearing capacity of RC beams under corrosive conditions / J. Chen // Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering. – 2013. – Vol. 33. – P. 83-87.

120. Ciampoli, M. Probability-based durability design of reinforced concrete structures / M. Ciampoli, P. Giovenale, L. Petrichella // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002. – P. 211-215.

121. Clear, K. C. Evaluation of Portland Cement Concrete for Permanent Bridge Deck Repair / K. C. Clear // Rept. FHWA-RD-74-5. Federal Highway Administration. – Washington, D. C, 1974. – 48 p.

122. Elghazy, M. Effect of corrosion damage on the flexural performance of RC beams strengthened with FRCM composites / M. Elghazy, A. El Refai, U. Ebead, A. Nanni // Compos. Struct. – 2017. – Vol. 180. – P. 994-1006. – DOI: 10.1016/j.compstruct.2017.08.069.

123. Erdem, H. Prediction of the moment capacity of reinforced concrete slabs in fire using artificial neural networks / H. Erdem // Adv. Eng. Softw. – 2010. – Vol. 41. – P. 270-276.

124. Fayyadh, M. M. Assessment of effectiveness of CFRP repaired RC beams under different damage levels based on flexural stiffness / M. M. Fayyadh, H. Abdul Razak // Constr. Build. Mater. – 2012. – Vol. 37. – P. 125-134. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.07.021.

125. Frangopol, D. M. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack / D. M. Frangopol, K. Y. Lin, A. C. Estes // J. Struct. Eng., ASCE. – 1997. – Vol. 123(3). – P. 286-297.

126. Fu, B. Inclined FRP U-jackets for enhancing structural performance of FRP-plated RC beams suffering from IC debonding / B. Fu, X.T. Tang, L.J. Li, F. Liu, G. Lin, // Compos. Struct. – 2018. – Vol. 200. – P. 36-46. – DOI: 10.1016/j.compstruct.2018.05.074.

127. Gaal, G. C. Prediction of deterioration of concrete bridges in the Netherlands / G. C. Gaal, C. Veen, M. H. Djorai // Proceedings of First International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. – Barcelona, 2002.

128. Gurland, J. Fundamental Phenomena in the Materials Sciences, vol. 4 / J. Gurland. – New York: Plenum Press, 1967. – P. 177-196.

129. Haddad, R. H. Hybrid repair configurations with CFRP composites for recovering structural performance of steel-corroded beams / R. H. Haddad // Constr. Build. Mater. – 2016. – Vol. 124. – P. 508-518. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.07.124.

130. Hui, Y. L. Experimental studies on the property before and after corrosion of rebars in basic concrete members/ Y. L. Hui, R. Li, Z. S. Lin, M. Y. Quan // Industrial Construction. – 1997. – Vol. 27(4). – P. 14-18.

131. Imam, A. Residual strength of corroded reinforced concrete beams using an Adaptive Model based on ANN / A. Imam, F. Anifowose, A. K. Azad // Int. J. Concr. Struct. – 2015. – Vol. 9, No 2. – P. 159-172. – DOI: 10.1007/s40069-015-0097-4/.

132. Jin, W. L. Test study on bending strength of corroded reinforced concrete beams / W. L. Jin, Y. X. Zhao // Industrial Construction. – 2001. – Vol. 31(5). – P. 9-11.

133. Kumar, E. P. Artificial Neural Networks – A Study / E. P. Kumar, E. P. Sharma // Int. J. Emerg. Eng. Res. Technol. – 2014. – Vol. 2. – P. 143-148.

134. Lewis, D. A. Some Aspects of the Corrosion of Steel in Concrete / D. A. Lewis // Proc. I Int. Congr. «Metal Corrosion». – London, 1962. – P. 547-555.

135. Liu, X. Static bearing capacity of partially corrosion-damaged reinforced concrete structures strengthened with PET FRP composites / X. Liu, Y. Li // Constr. Build. Mater. – 2019. – Vol. 211. – P. 33–43. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2019.03.218.

136. Lubliner, J. A Plastic-Damage Model for Concrete / J. Lubliner, J. Oliver, S. Oller, E. Oñate // International Journal of Solids and Structures. – 1989. – Vol. 25. – P. 299-329.

137. Maaddawy, T. E. Long-term performance of corrosion-damaged reinforced concrete beams / T. E. Maaddawy, K. Soudki, T. Topper // ACI Structural Journal. – 2005. – Vol. 102, No. 5. – P. 649-656.

138. Malumbela, G. Serviceability of corrosion-affected RC beams after patch repairs and FRPs under load / G. Malumbela, M. Alexander, P. Moyo // Mater. Struct. / Matériaux et Constructions. – 2011. – Vol. 44. – P. 331-349. – DOI: 10.1617/s11527-010-9630-8.

139. Mangat, P. S. Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement / P. S. Mangat, M. S. Elgarf // *ACI Structural J.* – 1999. – Vol. 96, No. 1. – P. 149-159.
140. Pecce, M. Experimental response and code models of GFRP RC beams in bending / M. Pecce, G. Manfredi, E. Cosenza // *ASCE Journal of Composites for Construction.* – 2000. – Vol. 4, No. 4. – P. 182-190.
141. Pourbaix, M. Thermodynamics and corrosion / M. Pourbaix // *Corrosion Science.* – 1990. – Vol. 30, No. 10. – P. 963-988.
142. Rimshin, V. I. Strength of normal sections of flexural reinforced concrete elements damaged by corrosion and strengthened with external composite reinforcement / V. I. Rimshin, L. A. Suleymanova, P. A. Amelin // *Строительная механика инженерных конструкций и сооружений.* – 2024. – Т. 20, № 4. – С. 331-341. – DOI: 10.22363/1815-5235-2024-20-4-331-341.
143. Rodriguez, J. Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement / J. Rodriguez, L. M. Ortega, J. Casal // *Construction & Building Materials.* – 1997. – Vol. 11(4). – P. 239-248.
144. Shang, D. F. Study on flexural behavior of corroded reinforced concrete beams. Dissertation for the Doctoral Degree / D.F. Shang. – Shanghai: Tongji University, 2005.
145. Siad, A. Effect of combined pre-cracking and corrosion on the method of repair of concrete beams / A. Siad, M. Bencheikh, L. Hussein // *Constr. Build. Mater.* – 2017. – Vol. 132. – P. 462-469. – DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2016.12.020.
146. Stewart, M. Reliability safety assessment of corroding reinforced concrete structures based on visual inspection information / M. Stewart // *ACI Structural Journal.* – 2010. – V. 107. – P. 671-679.
147. Su, L. Investigation on the flexural behavior of corroded concrete beams repaired by CFRP sheet under different corrosion levels / L. Su, J. Cai, Q. Chen, G. Li, J. Zhao // *Open Civil Eng. J.* – 2016. – Vol. 10. – P. 598–614. – DOI: 10.2174/1874149501610010598.
148. Tamer, E. M. Carbon-fiber-reinforced polymer repair to extend service life of corroded reinforced concrete beams / E. M. Tamer, S. Khaled // *Journal of Composites for Construction.* – 2005. – Vol. 9. – P. 187-194. – DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:2(187).

149. Triantafyllou, G. G. Effect of patch repair and strengthening with EBR and NSM CFRP laminates for RC beams with low, medium and heavy corrosion / G. G. Triantafyllou, T. C. Rousakis, A. I. Karabinis // *Compos. B. Eng.* – 2018. – Vol. 133. – P. 101-111. – DOI: 10.1016/j.compositesb.2017.09.029.

150. Tula, L. Tensile strength reduction of corroded stainless steel rebars / L. Tula, P. Helene // *Proceeding of CONPAT'99.* – Montevideo (in Spanish), 1999. – 10 p.

151. Vieira, M. M. Experimental analysis of reinforced concrete beams strengthened in bending with carbon fiber reinforced polymer / M. M. Vieira, A. R. S. Santos, A. M. Mont'alverne, L. M. Bezerra, L. C. S. Montenegro, A. E. B. Cabral // *Revista IBRACON De Estruturas E Materiais.* – 2016. – Vol. 9(1). – P. 123-152. – DOI: 10.1590/S1983-41952016000100008.

152. Wang, Y. Flexural Behavior of Corroded Concrete Beams Strengthened with Carbon Fiber-Reinforced Polymer / Y. Wang, J. Wu // *Materials.* – 2023. – Vol. 16. – P. 4355. – DOI: 10.3390/ma16124355.

153. Xia, J. Effect of chloride-induced reinforcing steel corrosion on the flexural strength of reinforced concrete beams / J. Xia, W. L. Jin, L. Y. Li // *Magazine of Concrete Research.* – 2012. – Vol. 64(6). – P. 471-485. – DOI: 10.1680/macr.10.00169.

154. Xie, J. Experimental study on rehabilitation of corrosion-damaged reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced polymer / J. Xie, R. Hu // *Constr. Build. Mater.* – 2013. – Vol. 38. – P. 708-716.

155. Zhang, Z. Experimental study of bending behavior of corroded reinforced concrete beams. Dissertation for the Doctoral Degree / Z. Zhang. – Shanghai: Shanghai Jiao Tong University, 2010.

ПРИЛОЖЕНИЯ

**Патенты РФ, свидетельства о государственной регистрации программы
для ЭВМ, Базы данных**

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



СВИДЕТЕЛЬСТВО
о государственной регистрации программы для ЭВМ
№ 2022664546

**«Программа расчета внешнего композитного усиления
железобетонных изгибаемых конструкций,
подверженных равномерной коррозии стальной
арматуры»**

Правообладатель: *федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования
«Белгородский государственный технологический
университет им. В.Г. Шухова» (RU)*

Авторы: *Сулейманова Людмила Александровна (RU), Римшин
Владимир Иванович (RU), Амелин Павел Андреевич (RU),
Рябчевский Игорь Сергеевич (RU)*

Заявка № **2022663940**
Дата поступления **25 июля 2022 г.**
Дата государственной регистрации
в Реестре программ для ЭВМ **01 августа 2022 г.**



Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности
 Ю.С. Зубов

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ



СВИДЕТЕЛЬСТВО

о государственной регистрации программы для ЭВМ

№ 2022680168

**«Программа расчета внешнего композитного усиления
железобетонных изгибаемых конструкций,
подверженных различным видам коррозии поперечного
сечения стальной арматуры»**

Правообладатель: *федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования «Белгородский
государственный технологический университет им. В.Г.
Шухова» (БГТУ им. В.Г. Шухова) (RU)*

Авторы: *Амелин Павел Андреевич (RU), Сулейманова Людмила
Александровна (RU), Римшин Владимир Иванович (RU), Есипов
Станислав Максимович (RU), Рябчевский Игорь Сергеевич (RU)*

Заявка № 2022669572

Дата поступления 19 октября 2022 г.

Дата государственной регистрации

в Реестре программ для ЭВМ 28 октября 2022 г.



Руководитель Федеральной службы
по интеллектуальной собственности

Ю.С. Зубов

РОССИЙСКАЯ ФЕДЕРАЦИЯ Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Российский химико-технологический университет имени Д.И. Менделеева"	Настоящее удостоверение свидетельствует о том, что Амелин Павел Андреевич прошел(а) повышение квалификации в (на) федеральном государственном бюджетном образовательном учреждении высшего образования "Российский химико- технологический университет имени Д.И. Менделеева" в период с 04 декабря 2023 г. по 15 декабря 2023 г. по дополнительной профессиональной программе «Электрохимическая коррозия металлов и сплавов: теория и практика исследования процессов коррозии, коррозионный мониторинг, коррозия наноструктурированных материалов» в объеме 36 часов
УДОСТОВЕРЕНИЕ О ПОВЫШЕНИИ КВАЛИФИКАЦИИ 3300001174122 Документ о квалификации	 Регистрационный номер 25966 Город Москва Дата выдачи 15 декабря 2023 года
	 М.П. И.В. Ерсмин Секретарь Е.Ю. Кузнецова

Внедрение результатов научных исследований

ОБЩЕСТВО С ОГРАНИЧЕННОЙ ОТВЕТСТВЕННОСТЬЮ

«ЦЕНТРОГИПРОРУДА»

ОГРН 1033107019373, ИНН/КПП 3123095569/312301001
308007, г. Белгород, ул. Мичурина, 56, E-mail: cgr@bk.ru
Тел: (4722) 26-45-41, тел/факс: (4722) 26-53-30

27.12.2024 № 250/01

На № _____ от _____

СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационной работы Амелина П.А.

Сообщаем, что материалы, изложенные в диссертации на соискание учёной степени кандидата технических наук «Прочность коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием», выполненной Амелиным Павлом Андреевичем, представляют собой практическую ценность. Программа для ЭВМ №2022680168 «Программа расчета внешнего композитного усиления железобетонных изгибаемых конструкций, подверженных различным видам коррозии поперечного сечения стальной арматуры», выполненная соискателем, позволила определить фактическую несущую способность поврежденной конструкции при разработке проекта усиления железобетонных конструкций склада концентрата №1 с отделением фильтрации, обогатительной фабрики АО «Михайловский ГОК им. А.В. Варичева», расположенного по адресу: Россия, 307170, г. Железногорск Курской обл., ул. Ленина, д. 21.,

Исполнительный директор**И.А. Ломтев**

Общества с ограниченной ответственностью «ЧУКОТСТРОЙИНВЕСТ»
689000, ЧАО, г.Анадырь, ул.Отке,д.44, пом. 1, т.8926657782
ИНН 8709907805 КПП 870901001 ОГРН 1188709000150

В диссертационный совет ДЗ9.1.001.01
ФГБУ «НИИСФ РААСН» по адресу:
127238, г. Москва, Локомотивный проезд, д. 21.

СПРАВКА

о внедрении результатов диссертационной работы Амелина П.А.

Разработанная в диссертационной работе Амелина П.А. «Прочность коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием» методика расчета и прогнозирования прочности изгибаемых железобетонных конструкций с учетом коррозионных повреждений, полученных в условиях воздействия агрессивных сред была использованы ООО «Чукотстройинвест» при разработке проекта усиления железобетонных конструкций «Административного здания со встроенными вспомогательными помещениями по ул. Мандрикова в г.Анадырь».

Начальник Проектно-конструкторского отдела
ООО «Чукотстройинвест»

Селютин М.С.



УТВЕРЖДАЮ

Проректор по цифровой
трансформации и образовательной
деятельности

БГТУ им. В.Г. Шухова

д-р техн. наук, доцент

В.М. Поляков

25 января 2025 г.



СПРАВКА

о внедрении результатов научно-исследовательской работы
в учебный процесс

Теоретические положения и результаты экспериментальных исследований, полученные при выполнении диссертационной работы Амелина П.А. «Прочность коррозионно-поврежденных изгибаемых железобетонных элементов, усиленных внешним полимеркомпозитным армированием», раскрывающие особенности влияния коррозионных повреждений и внешнего композитного армирования на дальнейшую работу железобетонных конструкций используются в учебном процессе при подготовке специалистов по направлению 08.03.01, 08.04.01 Строительство, что отражено в рабочих программах дисциплин «Реконструкция зданий и сооружений», «Компьютерные технологии проектирования строительных конструкций», «Проектирование усилений строительных конструкций при реконструкции зданий и сооружений»; по направлению 08.06.01 Техника и технологии строительства научной специальности «Управление жизненным циклом объектов строительства», что отражено в рабочих программах дисциплин «Строительные конструкции, здания и сооружения», «Компьютерные методы нелинейного расчета строительных конструкций».

Директор
инженерно-строительного института,
д-р техн. наук, профессор

В.А. Уваров

Заведующий кафедрой
строительства и городского хозяйства,
д-р техн. наук, профессор

Л.А. Сулейманова

Исходные экспериментальные данные для построения нейронной сети

Наименование	Прочность бетона R_b , МПа	Геометрически е размеры		Класс рабочей арматуры	Коэффициент армирования, %	Снижение армирования ΔA_s , %	Прочность композита, МПа	Площадь армирования A_s , мм	Композитный коэффициент армирования, %	Экспериментальные результаты M_{lit} , кН·м	Нагрузка разрушающая, кН	Плечо момента, м
		b , мм	h , мм									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Контроль	40	152	264	585	1,31	0	0	0	0	37,5	37,5	1000
CS-50 2,25% NaCl	40	152	264	585	1,31	9,7	0	0	0	33,04	33,04	1000
CS-110 2,25% NaCl	40	152	264	585	1,31	15,4	0	0	0	32,3	32,3	1000
CS-210 2,25% NaCl	40	152	264	585	1,31	22,8	0	0	0	32,09	32,09	1000
CS-310 2,25% NaCl	40	152	264	585	1,31	30	0	0	0	28,43	28,43	1000
Контроль	40	100	150	400	1,046	0	0	0	0	9,1	32,5	280
1,25% 3,5 % NaCl	40	100	150	400	1,046	5	0	0	0	8,54	30,5	280
2,5% 3,5 % NaCl	40	100	150	400	1,046	9,7	0	0	0	8,12	29	280
3,75% 3,5 % NaCl	40	100	150	400	1,046	14,5	0	0	0	7,28	26	280
5% 3,5 % NaCl	40	100	150	400	1,046	19	0	0	0	6,58	23,5	280
7,5% 3,5 % NaCl	40	100	150	400	1,046	27,8	0	0	0	4,72	16,85714	280
10% 3,5 % NaCl	40	100	150	400	1,046	36	0	0	0	3,64	13	280
Контрольный	32,74	60	120	355	0,7	0	0	0	0	2,818	10,06429	280
HCl 1% 180с	32,74	60	120	355	0,7	2,5	0	0	0	2,713	9,689286	280
HCl 1% 180ср	32,74	60	120	355	0,7	2,5	0	0	0	2,96	10,57143	280
HCl 1% 180в	32,74	60	120	355	0,7	2,5	0	0	0	3,01	10,75	280
HCl 1% 360с	32,74	60	120	355	0,7	5	0	0	0	2,748	9,814286	280
HCl 1% 360ср	32,74	60	120	355	0,7	5	0	0	0	2,975	10,625	280
HCl 1% 360в	32,74	60	120	355	0,7	5	0	0	0	2,844	10,15714	280
HCl 1% 720с	32,74	60	120	355	0,7	10	0	0	0	2,45	8,75	280
HCl 1% 720ср	32,74	60	120	355	0,7	10	0	0	0	2,8	10	280
HCl 1% 720в	32,74	60	120	355	0,7	10	0	0	0	2,713	9,689286	280
BD1	22,13	150	150	427	1,33	1,76	0	0	0	10,27	34,23	300
BD2	22,13	150	150	427	1,33	1,83	0	0	0	9,53	31,77	300
BD3	22,13	150	150	427	1,33	2,49	0	0	0	9,92	33,07	300
BD4	22,13	150	150	427	1,33	2,52	0	0	0	9,32	31,07	300
BD5	22,13	150	150	427	1,33	2,52	0	0	0	10,27	34,23	300
BD6	22,13	150	150	427	1,33	2,55	0	0	0	9,53	31,77	300
BD7	22,13	150	150	427	1,33	3,42	0	0	0	9,53	31,77	300
BD8	22,13	150	150	427	1,33	4,08	0	0	0	9,07	30,23	300
BD9	22,13	150	150	427	1,33	4,09	0	0	0	9,53	31,77	300
BD10	22,13	150	150	427	1,33	4,14	0	0	0	8,69	28,97	300
BD11	22,13	150	150	427	1,33	4,71	0	0	0	9,53	31,77	300
BD12	22,13	150	150	427	1,33	5,39	0	0	0	8,2	27,33	300
BD13	22,13	150	150	427	1,33	6,43	0	0	0	8,69	28,97	300
BD14	22,13	150	150	427	1,33	7,27	0	0	0	7,89	26,3	300
BDU1	22,13	150	150	427	1,33	1,76	0	0	0	9,91	33,03	300
BDU2	22,13	150	150	427	1,33	6,09	0	0	0	8,56	28,53	300
BDU3	22,13	150	150	427	1,33	6,81	0	0	0	8,32	27,73	300
A01	39,4	151	252	397	0,9	0	0	0	0	26,14	37,34	700

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
A02	39,4	158	251	397	0,89	0	0	0	0	26,49	37,84	700
A21	39,6	154	255	383	0,92	8,32	0	0	0	21,84	31,2	700
A22	39,6	158	257	378	0,87	15,65	0	0	0	22,19	31,7	700
A31	38,1	176	250	381	0,79	5,84	0	0	0	22,4	32	700
A32	38,1	176	253	382	0,8	9,68	0	0	0	24,21	34,59	700
B01	39,4	153	251	402	1,19	0	0	0	0	33,7	48,14	700
B02	39,4	156	253	402	1,15	0	0	0	0	33,74	48,2	700
B11	35	160	254	495	1,14	4,85	0	0	0	30,2	43,14	700
B12	35	156	252	410	1,2	3,47	0	0	0	30,9	44,14	700
B21	36,6	173	250	395	1,1	5,73	0	0	0	28,45	40,64	700
B22	36,6	154	254	396	1,2	5,24	0	0	0	29,78	42,54	700
B31	31,4	166	253	396	1,12	6,63	0	0	0	30,55	43,64	700
B32	31,4	158	251	393	1,18	5,45	0	0	0	29,5	42,14	700
C01	39,4	168	252	381	1,4	0	0	0	0	38,95	55,64	700
C02	34,6	159	254	381	1,45	3,6	0	0	0	36,85	52,64	700
C21	34,4	156	253	376	1,52	4,59	0	0	0	31,95	45,64	700
C22	34,4	166	256	380	1,4	5,89	0	0	0	35,45	50,64	700
D01	39,4	163	251	297	0,85	0	0	0	0	23,2	33,14	700
D02	39,4	164	250	297	0,83	0	0	0	0	23,2	33,14	700
D21	34,4	172	252	293	0,8	16,42	0	0	0	17,74	25,34	700
D22	34,4	158	252	303	0,9	10,85	0	0	0	17,95	25,64	700
E01	35,6	155	249	494	0,63	0	0	0	0	26	37,14	700
E02	34,4	172	255	494	0,58	10,01	0	0	0	21,45	30,64	700
RCBD12(1)	34,4	120	200	470	1,08	0	0	0	0	20,53	41,06	500
RCBD12(2)	34,4	120	200	470	1,08	3,43	0	0	0	18,5	37	500
RCBD12(3)	34,4	120	200	470	1,08	5,44	0	0	0	17,34	34,68	500
RCBD12(4)	34,4	120	200	470	1,08	7,93	0	0	0	15,18	30,36	500
RCBD12(5)	34,4	120	200	470	1,08	10,49	0	0	0	14,5	29	500
RCBD12(6)	34,4	120	200	470	1,08	18,35	0	0	0	12,9	25,8	500
RCBD14(1)	34,4	120	200	500	1,48	0	0	0	0	26,73	53,46	500
RCBD14(2)	34,4	120	200	500	1,48	3,63	0	0	0	24,6	49,2	500
RCBD14(3)	34,4	120	200	500	1,48	5,71	0	0	0	22,4	44,8	500
RCBD14(4)	34,4	120	200	500	1,48	7,51	0	0	0	20,7	41,4	500
RCBD14(5)	34,4	120	200	500	1,48	10,76	0	0	0	19,5	39	500
RCBD14(6)	34,4	120	200	500	1,48	17,69	0	0	0	18,1	36,2	500
BAI-0	25,9	150	200	425	1,49	0	0	0	0	22,68	64,8	350
BAI-1	25,9	150	200	425	1,49	3,25	0	0	0	22,24	63,54	350
BAI-2	25,9	150	200	425	1,49	4,5	0	0	0	21,63	61,8	350
BAI-3	25,9	150	200	425	1,49	5,19	0	0	0	20,65	59	350
BAI-4	25,9	150	200	425	1,49	6,97	0	0	0	20,84	59,54	350
BAI-5	25,9	150	200	425	1,49	7,39	0	0	0	21,37	61,06	350
BAI-6	25,9	150	200	425	1,49	8,37	0	0	0	20	57,14	350
BAI-7	25,9	150	200	425	1,49	9,91	0	0	0	20,84	59,54	350
BAI-8	25,9	150	200	425	1,49	10,08	0	0	0	19,22	54,91	350
BAI-9	25,9	150	200	425	1,49	11,55	0	0	0	18,34	52,4	350
BBII-0	35,6	150	200	575	1,72	0	0	0	0	38,5	110	350
BBII-1	35,6	150	200	575	1,72	2,91	0	0	0	36,75	105	350
BBII-2	35,6	150	200	575	1,72	3,28	0	0	0	35	100	350
BBII-3	35,6	150	200	575	1,72	4,06	0	0	0	34,48	98,51	350
BBII-4	35,6	150	200	575	1,72	5,14	0	0	0	35,04	100,11	350

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
BBII-5	35,6	150	200	575	1,72	6,6	0	0	0	35,88	102,51	350
BBII-6	35,6	150	200	575	1,72	7,16	0	0	0	33,08	94,51	350
BBII-7	35,6	150	200	575	1,72	8,65	0	0	0	34,39	98,26	350
BBII-8	35,6	150	200	575	1,72	9,03	0	0	0	34,48	98,51	350
BBII-9	35,6	150	200	575	1,72	10,21	0	0	0	32,13	91,8	350
B1-1	28	200	215	593	1,26	4,75	0	0	0	31,5	90	350
B1-2	28	200	215	593	1,26	7,22	0	0	0	28,18	80,51	350
B1-3	28	200	215	593	1,26	5,38	0	0	0	18,38	52,51	350
B1-4	28	200	215	593	1,26	20,98	0	0	0	22,4	64	350
B1-5	28	200	215	593	1,26	4,21	0	0	0	30,98	88,51	350
B1-6	28	200	215	593	1,26	20,96	0	0	0	17,33	49,51	350
B2-1	28	200	265	593	0,96	17,2	0	0	0	36,58	104,51	350
B2-2	28	200	265	593	0,96	11,03	0	0	0	40,95	117	350
B2-3	28	200	265	593	0,96	23,7	0	0	0	24,33	69,51	350
B2-4	28	200	265	593	0,96	22,56	0	0	0	26,95	77	350
B2-5	28	200	265	593	0,96	35,14	0	0	0	26,6	76	350
B2-6	28	200	265	593	0,96	35,38	0	0	0	20,48	58,51	350
B3-1	28	200	315	593	0,78	18,63	0	0	0	37,63	107,51	350
B3-2	28	200	315	593	0,78	22,86	0	0	0	36,05	103	350
B3-3	28	200	315	593	0,78	7,24	0	0	0	52,5	150	350
B3-4	28	200	315	593	0,78	7,06	0	0	0	55,3	158	350
B3-5	28	200	315	593	0,78	35,8	0	0	0	35,7	102	350
B3-6	28	200	315	593	0,78	5,87	0	0	0	57,58	164,51	350
B4-1	28	200	215	575	1,61	6,51	0	0	0	33,6	96	350
B4-2	28	200	215	575	1,61	10,58	0	0	0	22,23	63,51	350
B4-3	28	200	215	575	1,61	16,68	0	0	0	22,75	65	350
B4-4	28	200	215	575	1,61	17,61	0	0	0	23,1	66	350
B4-5	28	200	215	575	1,61	30,4	0	0	0	18,73	53,51	350
B4-6	28	200	215	575	1,61	31,24	0	0	0	16,1	46	350
B5-1	28	200	265	575	1,22	10,28	0	0	0	31,15	89	350
B5-2	28	200	265	575	1,22	10,71	0	0	0	38,15	109	350
B5-3	28	200	265	575	1,22	10,71	0	0	0	29,75	85	350
B5-4	28	200	265	575	1,22	6,99	0	0	0	40,95	117	350
B5-5	28	200	265	575	1,22	19,42	0	0	0	25,55	73	350
B5-6	28	200	265	575	1,22	22,81	0	0	0	25,2	72	350
B6-1	28	200	315	575	0,99	6,9	0	0	0	58,98	168,51	350
B6-2	28	200	315	575	0,99	2,67	0	0	0	65,98	188,51	350
B6-3	28	200	315	575	0,99	5,93	0	0	0	57,4	164	350
B6-4	28	200	315	575	0,99	15,57	0	0	0	36,93	105,51	350
B6-5	28	200	315	575	0,99	4,63	0	0	0	48,48	138,51	350
B6-6	28	200	315	575	0,99	30,34	0	0	0	35	100	350
BT1-2-4	38,91	150	150	520	0,92	6,63	0	0	0	10,68	30,51	350
BT1-3-4	36,89	150	150	520	0,92	19,43	0	0	0	10,15	29	350
BT1-2-6	45,77	150	150	520	0,92	20,37	0	0	0	10,46	29,89	350
BT1-3-6	46,45	150	150	520	0,92	31,54	0	0	0	9,15	26,14	350
BT1-2-8	33,4	150	150	520	0,92	31,63	0	0	0	7,82	22,34	350
BT1-3-8	46,45	150	150	520	0,92	44,73	0	0	0	6,48	18,51	350
BT2-2-4	39,94	150	150	590	1,33	6,73	0	0	0	12,76	36,46	350
BT2-3-4	35,68	150	150	590	1,33	9,99	0	0	0	11,97	34,2	350
BT2-2-6	44,45	150	150	590	1,33	31,28	0	0	0	10,43	29,8	350

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
BT2-3-6	44,21	150	150	590	1,33	19,25	0	0	0	10,55	30,14	350
BT2-2-8	44,69	150	150	590	1,33	32,85	0	0	0	8,88	25,37	350
BT2-3-8	37,66	150	150	590	1,33	35,11	0	0	0	8,49	24,26	350
BT3-2-4	40,18	150	150	520	1,06	9,2	0	0	0	10,92	31,2	350
BT3-3-4	35,68	150	150	520	1,06	10,28	0	0	0	10,19	29,11	350
BT3-2-6	33,4	150	150	520	1,06	15,58	0	0	0	9,88	28,23	350
BT3-3-6	44,21	150	150	520	1,06	22,63	0	0	0	9,28	26,51	350
BT3-2-8	33,4	150	150	520	1,06	31,54	0	0	0	9,12	26,06	350
BT3-3-8	33,4	150	150	520	1,06	47,77	0	0	0	6,6	18,86	350
BT4-2-4	36,89	150	150	590	1,54	9,1	0	0	0	12,03	34,37	350
BT4-3-4	46,49	150	150	590	1,54	16,34	0	0	0	10,93	31,23	350
BT4-2-6	46,49	150	150	590	1,54	18,68	0	0	0	10,02	28,63	350
BT4-3-6	40,94	150	150	590	1,54	23,57	0	0	0	8,98	25,66	350
BT4-2-8	40,94	150	150	590	1,54	23	0	0	0	9	25,71	350
BT4-3-8	37,66	150	150	590	1,54	30,93	0	0	0	7,57	21,63	350
L10	42,78	151	200	321	1,61	0	0	0	0	21,37	35,62	600
L11	42,78	150	200	321	1,61	8,42	0	0	0	17,82	29,7	600
L12	42,78	150	200	321	1,61	10,8	0	0	0	17,51	29,18	600
L13	42,78	152	200	321	1,61	21,34	0	0	0	14,98	24,97	600
L20	44,9	151	200	313	0,89	0	0	0	0	11,21	18,68	600
L21	44,9	151	200	313	0,89	7,69	0	0	0	11,53	19,22	600
L22	44,9	150	200	313	0,89	13,56	0	0	0	11,26	18,77	600
L23	44,9	151	200	313	0,89	29,73	0	0	0	9,21	15,35	600
1	52,6	150	200	585	0,92	17,19	0	0	0	17,8	22,25	800
111	62,62	150	200	575	0,63	0	0	0	0	15,1	18,88	800
112	62,62	150	200	575	0,63	0	0	0	0	15,7	19,63	800
115	42,58	150	200	575	0,63	13,88	0	0	0	11,6	14,5	800
114	42,58	150	200	575	0,63	17,19	0	0	0	10,5	13,13	800
113	42,58	150	200	575	0,63	18,64	0	0	0	10,1	12,63	800
121	60,11	150	200	585	1,84	0	0	0	0	36,1	45,13	800
122	60,11	150	200	585	1,84	0	0	0	0	38,3	47,88	800
126	43,82	150	200	585	1,84	10,38	0	0	0	29	36,25	800
211	62,62	150	200	585	1,84	0	0	0	0	38,4	48	800
212	62,62	150	200	585	1,84	0	0	0	0	39,4	49,25	800
311	61,36	150	200	585	1,84	0	0	0	0	38,1	47,63	800
312	61,36	150	200	585	1,84	0	0	0	0	38,8	48,5	800
313	46,34	150	200	585	1,84	9,75	0	0	0	28,2	35,25	800
314	46,34	150	200	585	1,84	15,36	0	0	0	28,5	35,63	800
316	46,34	150	200	585	1,84	13,51	0	0	0	27,5	34,38	800
1	30	120	200	335	0,83	0	0	0	0	7,88	19,7	400
2	30	120	200	335	0,83	1,79	0	0	0	8,82	22,05	400
3	30	120	200	335	0,83	2,29	0	0	0	8,02	20,05	400
4	30	120	200	335	0,83	4,26	0	0	0	7,23	18,08	400
5	30	120	200	335	0,83	7,22	0	0	0	5,78	14,45	400
6	30	120	200	335	0,83	17,37	0	0	0	5,11	12,78	400
7	30	120	200	335	0,83	33,8	0	0	0	2,84	7,1	400
1	23,56	120	180	335	0,87	0	0	0	0	6,4	12,3	520
2	23,56	120	180	335	0,87	0	0	0	0	6,84	13,15	520
3	23,56	120	180	335	0,87	0	0	0	0	6,68	12,85	520
4	23,56	120	180	335	0,87	0	0	0	0	6,55	12,6	520

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
5	23,56	120	180	335	0,87	2,51	0	0	0	6,97	13,4	520
6	23,56	120	180	335	0,87	3,05	0	0	0	7,05	13,55	520
7	23,56	120	180	335	0,87	3,7	0	0	0	7,1	13,65	520
8	23,56	120	180	335	0,87	4,18	0	0	0	6,99	13,45	520
9	23,56	120	180	335	0,87	4,82	0	0	0	6,08	11,7	520
10	23,56	120	180	335	0,87	6,31	0	0	0	6,44	12,39	520
11	23,56	120	180	335	0,87	7,16	0	0	0	6,34	12,2	520
12	23,56	120	180	335	0,87	7,93	0	0	0	6,47	12,45	520
13	23,56	120	180	335	0,87	8,12	0	0	0	6,53	12,55	520
6-15-1	15,2	60	100	439,9	0,47	7,77	0	0	0	2,982	4,26	700
6-15-II	15,2	60	100	439,9	0,47	5,3	0	0	0	2,926	4,18	700
6-10-III	15,2	60	100	439,9	0,47	10,2	0	0	0	3,185	4,55	700
6-10-IV	15,2	60	100	439,9	0,47	7,07	0	0	0	3,059	4,37	700
8-15-1	15,2	60	100	360,3	0,838	5,37	0	0	0	4,193	5,99	700
8-15-II	15,2	60	100	360,3	0,838	3,58	0	0	0	4,046	5,78	700
8-10-III	15,2	60	100	360,3	0,838	7,36	0	0	0	4,494	6,42	700
8-10-IV	15,2	60	100	360,3	0,838	4,77	0	0	0	4,361	6,23	700
BOX-180-1	29,6	60	100	448,1	0,838	1,62	0	0	0	3,64397	6,229	585
BOX-180-2	29,6	60	100	448,1	0,838	1,62	0	0	0	3,62876	6,203	585
BOX-360-1	29,9	60	100	446,9	0,838	4,66	0	0	0	3,53691	6,046	585
BOX-360-2	29,9	60	100	446,9	0,838	4,66	0	0	0	3,51702	6,012	585
BOX-720-1	30	60	100	443,7	0,838	7,91	0	0	0	3,41991	5,846	585
BOX-720-2	30	60	100	443,7	0,838	7,91	0	0	0	3,43278	5,868	585
BOX-1080-1	29,7	60	100	441,8	0,838	10,14	0	0	0	3,33509	5,701	585
BOX-1080-2	29,7	60	100	441,8	0,838	10,14	0	0	0	3,28127	5,609	585
BO	30,28	120	200	468,79	0,654	0	2754	13,32	0,0555	41,6	104	400
B1	30,28	120	200	468,79	0,654	3,66	2754	13,32	0,0555	38,828	97,07	400
B2	30,28	120	200	468,79	0,654	5,22	2754	13,32	0,0555	37,652	94,13	400
B3	30,28	120	200	468,79	0,654	7,33	2754	13,32	0,0555	38,4	96	400
B4	30,28	120	200	468,79	0,654	10,16	2754	13,32	0,0555	35,492	88,73	400
B5	30,28	120	200	468,79	0,654	11,85	2754	13,32	0,0555	38,268	95,67	400
B6	30,28	120	200	468,79	0,654	13,99	2754	13,32	0,0555	35,68	89,2	400
B7	30,28	120	200	468,79	0,654	17,15	2754	13,32	0,0555	33,308	83,27	400
B8	30,28	120	200	468,79	0,654	22,59	2754	13,32	0,0555	30,508	76,27	400
B9	30,28	120	200	468,79	0,654	25,64	2754	13,32	0,0555	21,84	54,6	400
BIO	30,28	120	200	468,79	0,654	21,45	2754	13,32	0,0555	32,24	80,6	400
Б-1-1	26,1	125	250	525,7	0,57	0	0	0	0	34,74	57,9	600
Б-1-2	26,1	125	250	525,7	0,57	0	0	0	0	36,36	60,6	600
БYg-1-1	26,82	125	250	525,7	0,57	0	732,6	76,5	0,2448	43,5	72,5	600
БYg-1-2	26,82	125	250	525,7	0,57	0	732,6	153	0,4896	54,48	90,8	600
БYc-1-1	27,26	125	250	525,7	0,57	0	2887,9	62,2	0,19904	56,16	93,6	600
БYc-1-2	27,26	125	250	525,7	0,57	0	2887,9	124,4	0,39808	50,4	84	600
BYL-1-1	25,34	125	250	525,7	0,57	0	2800	70	0,224	57,6	96	600
BYL-1-2	25,34	125	250	525,7	0,57	0	2800	140	0,448	50,4	84	600
Б-2-1	28,99	125	250	572,5	1,12	0	0	0	0	75,12	125,2	600
Б-2-2	28,99	125	250	572,5	1,12	0	0	0	0	74,76	124,6	600
БYg-2-1	27,4	125	250	572,5	1,12	0	679,5	76,5	0,2448	84	140	600
БYg-2-2	27,4	125	250	572,5	1,12	0	679,5	153	0,4896	90,6	151	600
БYg-2-3	25,28	125	250	572,5	1,12	0	679,5	153	0,4896	88,98	148,3	600
БYc-2-1	28,71	125	250	572,5	1,12	0	2471,46	62,2	0,19904	88,8	148	600

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
БУс-2-2	28,71	125	250	572,5	1,12	0	2471,46	124,4	0,39808	80,4	134	600
БУЛ-2-1	26,24	125	250	572,5	1,12	0	2800	70	0,224	80,22	133,7	600
БУЛ-2-2	26,24	125	250	572,5	1,12	0	2800	140	0,448	76,8	128	600
Б1	11	190	120	400	0,662	0	4300	25	0,109649	9,5	44,18	215
Б2	11	190	120	400	0,662	0	4300	5	0,02193	13,25	61,62	215
Б3	11	190	120	400	0,662	0	4300	75	0,328947	19,75	91,86	215
Б4	11	190	120	400	0,662	0	4300	100	0,438596	22	102,32	215
Б1а	15	120	220	400	0,22	0	0	0	0	6,83	15,7	435
Б1б	15	120	220	400	0,22	0	3364	7,86	0,029773	10,47	24,06	435
Б1в	15	120	220	400	0,22	0	3364	7,86	0,029773	9,77	22,45	435
Б2а	26,25	120	220	400	0,22	0	0	0	0	7,12	16,36	435
Б2б	26,25	120	220	400	0,22	0	3364	7,86	0,029773	7,98	18,34	435
Б2в	26,25	120	220	400	0,22	0	3364	7,86	0,029773	7,96	18,298	435
А0-1	22,5	160	220	400	1,312	0	0	0	0	38,71	79	490
А0-2	22,5	160	220	400	1,312	0	0	0	0	41,16	84	490
А0-3	22,5	160	220	400	1,312	0	0	0	0	40,18	82	490
А1-1	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	8,3	0,02358	55,37	113	490
А1-2	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	8,3	0,02358	55,37	113	490
А1-3	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	8,3	0,02358	56,84	116	490
А2-1	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	16,6	0,047159	65,17	133	490
А2-2	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	16,6	0,047159	72,52	148	490
А2-3	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	16,6	0,047159	83,3	170	490
А3-1	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	19,2	0,054545	77,42	158	490
А3-2	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	19,2	0,054545	66,15	135	490
А3-3	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	19,2	0,054545	81,83	167	490
А4-1	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	29,4	0,083523	60,76	124	490
А4-2	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	29,4	0,083523	78,89	161	490
А4-3	22,5	160	220	400	1,312	0	4900	29,4	0,083523	61,74	126	490
А12-1	22,5	160	220	400	1,312	0	3621	70	0,198864	71,54	146	490
А12-2	22,5	160	220	400	1,312	0	3621	70	0,198864	67,62	138	490
А12-3	22,5	160	220	400	1,312	0	3621	70	0,198864	81,83	167	490
А13-1	22,5	160	220	400	1,312	0	3472	70	0,198864	70,56	144	490
А13-2	22,5	160	220	400	1,312	0	3472	70	0,198864	73,01	149	490
А13-3	22,5	160	220	400	1,312	0	3472	70	0,198864	75,95	155	490
VA-1	44	120	245	596	0,768	0	3900	0	0	58,08	72,6	800
VA-2	44	120	245	596	0,768	0	3900	33,2	0,112925	90,16	112,7	800
VA-3	44	120	245	596	0,768	0	3900	49,8	0,169388	97,04	121,3	800
VA-4	44	120	245	596	0,768	0	3900	66,4	0,22585	103,92	129,9	800
VA-5	44	120	245	596	0,768	0	3900	83	0,282313	108,56	135,7	800
VB-1	44	120	245	596	0,427	0	3900	0	0	39,28	49,1	800
VB-2	44	120	245	596	0,427	0	3900	33,2	0,112925	74,48	93,1	800
VB-3	44	120	245	596	0,427	0	3900	49,8	0,169388	77,92	97,4	800
VB-4	44	120	245	596	0,427	0	3900	66,4	0,22585	83,2	104	800
VB-5	44	120	245	596	0,427	0	3900	83	0,282313	88,88	111,1	800

**Программа расчета внешнего композитного усиления железобетонных
изгибаемых конструкций, подверженных различным видам коррозии
поперечного сечения стальной арматуры**

```
from math import sqrt, pi, pow, sin, asin, acos
print('1. Углерод')
print('2. Стекло')
mat = int(input("Введите номер применяемого композитного материала "))

print('1. Внутренние помещения')
print('2. Конструкции на открытом воздухе')
print('3. Агрессивная среда')
Ysl_Okr_Sredy = int(input('Введите номер, соответствующий условиям  
окружающей среды композитного материала '))

print('1. Сплошная равномерная коррозия')
print('2. Язвенная коррозия')
print('3. Неравномерная (плоский фронт)')
print('4. Неравномерная (серповидный фронт, с частичным обхватом)')
print('5. Неравномерная (серповидный фронт, с полуобхватом)')
print('6. Неравномерная (серповидный фронт, с полным обхватом)')

type = int(input('Введите номер типа коррозии '))

if mat == 1:
    if Ysl_Okr_Sredy == 1:
        gamma_f1 = 0.95
    elif Ysl_Okr_Sredy == 2:
        gamma_f1 = 0.75
    elif Ysl_Okr_Sredy == 3:
        gamma_f1 = 0.85
elif mat == 2:
    if Ysl_Okr_Sredy == 1:
        gamma_f1 = 0.85
```

```
elif Ysl_Okr_Sredy == 2:
    gamma_f1 = 0.65
elif Ysl_Okr_Sredy == 3:
    gamma_f1 = 0.75

#Углеволокно или пластик
if mat == 1:
    Ef = 150000000
    Rfn = 1600000
    gamma_f = 1.2
elif mat == 2:
    Ef = 150000000
    Rfn = 520000
    gamma_f = 1.8

zAs = float(input('Введите площадь поперечного сечения неповрежденной
растянутой арматуры, см^2 '))
As = zAs / pow(10, 4)
zAsq = float(input('Введите площадь поперечного сечения сжатой арматуры, см^2
'))
Asq = zAsq / pow(10, 4)
zRsc = float(input('Введите расчетное сопротивление сжатой арматуры, МПа '))
Rsc = zRsc * pow(10, 3)
zRs = float(input('Введите расчетное сопротивление растянутой арматуры, МПа '))
Rs = zRs * pow(10, 3)
zb = float(input('Введите ширину поперечного сечения бетона, см '))
b = zb / 100
zh = float(input('Введите высоту поперечного сечения бетона, см '))
h = zh / 100
za = float(input('Введите толщину защитного слоя бетона в растянутой зоне, см '))
a = za / 100
zaq = float(input('Введите толщину защитного слоя бетона в сжатой зоне, см '))
aq = zaq / 100
zEb1 = float(input('Введите модуль деформации сжатого бетона, МПа '))
```

```

Eb1 = zEb1 * pow(10, 3)
zsigmas = float(input('Введите глубину коррозии арматуры, см '))
sigmas = zsigmas / 100
zRb = float(input('Введите расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа '))
Rb = zRb * pow(10, 3)
eps_b1red = float(input('Введите относительные деформации бетона при
непродолжительном действии нагрузки '))
eps_b2 = float(input('Введите предельные относительные деформации бетона '))
n = float(input('Введите количество слоев композитного материала '))
ztf = float(input('Введите толщину слоев композитного материала, см '))
tf = ztf * 10
eps_s2 = float(input('Введите предельные относительные деформации арматуры '))
omega = 0.8

h0 = h - a
mu_s = As / (b * h0)
mu_sq = Asq / (b * h0)
Es = 2000000000

#Тип коррозии
r = sqrt(As / pi)
if type == 1:
    Ascor = (sqrt(As) - sqrt(pi) * sigmas) ** 2
elif type == 2:
    m = 1 - (pow(sigmas, 2) / (4 * r ** 2))
    Ascor = sigmas ** 2 * sqrt(m - m ** 2) + sigmas ** 2 * asin(sqrt(m)) - 1 * r * sigmas *
    \
    sqrt(m) + sigmas * sqrt((m * r ** 2) - (sigmas ** 2 * m ** 2)) + r ** 2 * asin((sigmas
    * sqrt(m)) / r)
elif type == 3:
    if sigmas <= r:
        Ascor = (sigmas - r) * sqrt(2 * r * sigmas - sigmas ** 2) + r ** 2 * \
        asin(sqrt(2 * r * sigmas - sigmas ** 2) / r)
    elif sigmas >= r:

```

```

Ascor = pi * r ** 2 - (r - sigmas) * sqrt(2 * r * sigmas - sigmas ** 2) - \
    r ** 2 * asin(sqrt(2 * r * sigmas - sigmas ** 2) / r)
elif type == 4:
    alpha = 4 * acos(1 - (sigmas / (2 * r)))
    Ascor = ((r ** 2) / 2) * (alpha - sin(alpha)) + (((2 * r - sigmas) ** 2) / 2) * ((alpha / 2) -
(sin(alpha / 2)))
elif type == 5:
    Ascor = pi * r ** 2 - 2 * r ** 2 * asin((sqrt(4 * r ** 2 - sigmas ** 2)) / (2 * r)) + \
        (sigmas / 2) * sqrt(4 * r ** 2 - sigmas ** 2)
elif type == 6:
    Ascor = r * sigmas - (sigmas ** 2) / 4

mu_s_cor = Ascor / (b * h0)

E_bred = Rb / eps_blred

alpha_s1 = Es / E_bred

alpha_s2 = alpha_s1

#Высота сжатой зоны поврежденной конструкции
x0 = (Rs * As - Rsc * Asq) / (Rb * b)
xcor = (Rs * Ascor - Rsc * Asq) / (Rb * b)
eps_s_el = Rs / Es
csi_R = 0.8 / (1 + (eps_s_el / eps_b2))
csi = x0 / h0
csi_cor = xcor / h0

M_ult = Rb * b * x0 * (h0 - 0.5 * x0) + Rsc * Asq * (h0 - aq)
M_cor = Rb * b * xcor * (h0 - 0.5 * xcor) + Rsc * Asq * (h0 - aq)
I_red = (b * pow(xcor, 3)) / 3 + alpha_s1 * Ascor * (h0 - xcor) ** 2 + alpha_s2 * Asq *
(xcor - aq) ** 2

epsf_ult = ((gamma_f1 * Rfn) / gamma_f) / Ef

```

```

gamma_f2_q = (1 / (2.5 * epsf_ult) * sqrt(Rb / (n * Ef * tf)))
gamma_f2 = min(gamma_f2_q, 0.9)

Rf_q = (gamma_f1 * gamma_f2 * Rfn) / gamma_f

eps_s0 = (M_cor / Eb1 * I_red) * (h0 - xcor)

Rf = min(Rf_q, (eps_s2 - eps_s0) * Ef)

eps_b0 = (M_cor / (Eb1 * I_red)) * x0

eps_f_ult = Rf / Ef

csi_rf = omega / (1 + ((eps_f_ult + eps_b0) / eps_b2))

csi_f = 1 - sqrt(1 - ((M_ult - Rsc * Asq * (h0 - a)) / (Rb * b)))

if csi_rf < csi_f:
    print('Ошибка расчета. Задайте другие параметры')
else:
    Af = (M_ult - Ascor * Rs * (1 - 0.5 * csi_f) * h0) / (Rf * h0 * (1 - 0.5 * csi + (a / h0)))

x = (Rs * As - Rsc * Asq + Rf * Af) / (Rb * b)

deltaM = M_ult - M_cor

print('Площадь прокорродированной арматуры, см^2', round(Ascor * pow(10, 4), 6))
print('Фактическая несущая способности прокорродированного элемента, кН*м',
round(M_cor, 6))
print(' Величина недостающего разрушающего момента, кН*м', round(deltaM, 6))
print('Площадь необходимого композитного армирования, см^2', round(Af *
pow(10, 4), 6))

```

Исходный код нейронной сети MLP 10-9-2-20

```

<?xml version="1.0" encoding="UTF-8"?>
  <PMML version="3.0"><Header copyright="Copyright (c) StatSoft, Inc. All Rights
Reserved."><Application name="STATISTICA Automated Neural Networks (SANN)"
version="2.0"/></Header><DataDictionary      numberOfFields="12"><DataField
name="Moment,kHm"      optype="continuous"/><DataField      name="Force,kH"
optype="continuous"/><DataField name="Rb,MPa" optype="continuous"/><DataField
name="b,mm"      optype="continuous"/><DataField      name="h,mm"
optype="continuous"/><DataField name="Rs,MPa" optype="continuous"/><DataField
name="Pjs,%"      optype="continuous"/><DataField      name="deltaAs,%"
optype="continuous"/><DataField name="Rf,MPa" optype="continuous"/><DataField
name="Af,mm2"      optype="continuous"/><DataField      name="Pjf,%"
optype="continuous"/><DataField      name="l1,PjPj"
optype="continuous"/></DataDictionary><NeuralNetwork modelName="Spreadsheet1
PjPjP»PSP°CIj      PIPμ_MLP      10-9-2"
functionName="regression"><MiningSchema><MiningField      name="Moment,kHm"
usageType="predicted"/><MiningField      name="Force,kH"
usageType="predicted"/><MiningField      name="Rb,MPa"      lowValue="11.000000"
highValue="62.620000"/><MiningField      name="b,mm"      lowValue="60.000000"
highValue="200.000000"/><MiningField      name="h,mm"      lowValue="100.000000"
highValue="315.000000"/><MiningField      name="Rs,MPa"      lowValue="293.000000"
highValue="596.000000"/><MiningField      name="Pjs,%"      lowValue="0.220000"
highValue="1.840000"/><MiningField      name="deltaAs,%"      lowValue="0.000000"
highValue="47.770000"/><MiningField      name="Rf,MPa"      lowValue="0.000000"
highValue="4900.000000"/><MiningField      name="Af,mm2"      lowValue="0.000000"
highValue="153.000000"/><MiningField      name="Pjf,%"      lowValue="0.000000"
highValue="0.489600"/><MiningField      name="l1,PjPj"      lowValue="215.011728"
highValue="1000.000000"/></MiningSchema><NeuralInputs
numberOfInputs="10"><NeuralInput      id="0"><DerivedField><NormContinuous
field="Rb,MPa"      shift="-2.13095699341341e-001"      scale="1.93723363037582e-
002"><LinearNorm orig="1.100000000000000e+001" norm="0.000000"/><LinearNorm
orig="6.262000000000000e+001"
norm="1.000000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralInput><NeuralInput

```

```

id="1"><DerivedField><NormContinuous field="b,mm" shift="-4.28571428571429e-
001" scale="7.14285714285714e-003"><LinearNorm orig="6.00000000000000e+001"
norm="0.000000"/><LinearNorm orig="2.00000000000000e+002"
norm="1.000000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralInput><NeuralInput
id="2"><DerivedField><NormContinuous field="h,mm" shift="-4.65116279069767e-
001" scale="4.65116279069767e-003"><LinearNorm orig="1.00000000000000e+002"
norm="0.000000"/><LinearNorm orig="3.15000000000000e+002"
norm="1.000000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralInput><NeuralInput
id="3"><DerivedField><NormContinuous field="Rs,MPa" shift="-
9.66996699669967e-001" scale="3.30033003300330e-003"><LinearNorm
orig="2.93000000000000e+002" norm="0.000000"/><LinearNorm
orig="5.96000000000000e+002"
norm="1.000000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralInput><NeuralInput
id="4"><DerivedField><NormContinuous field="Pjs,%" shift="-1.35802469135802e-
001" scale="6.17283950617284e-001"><LinearNorm orig="2.20000000000000e-001"
norm="0.000000"/><LinearNorm orig="1.84000000000000e+000"
norm="1.000000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralInput><NeuralInput
id="5"><DerivedField><NormContinuous field="deltaAs,%" shift="-
0.00000000000000e+000" scale="2.09336403600586e-002"><LinearNorm
orig="0.00000000000000e+000" norm="0.000000"/><LinearNorm
orig="4.77700000000000e+001"
norm="1.000000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralInput><NeuralInput
id="6"><DerivedField><NormContinuous field="Rf,MPa" shift="-
0.00000000000000e+000" scale="2.04081632653061e-004"><LinearNorm
orig="0.00000000000000e+000" norm="0.000000"/><LinearNorm
orig="4.90000000000000e+003"
norm="1.000000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralInput><NeuralInput
id="7"><DerivedField><NormContinuous field="Af,mm2" shift="-
0.00000000000000e+000" scale="6.53594771241830e-003"><LinearNorm
orig="0.00000000000000e+000" norm="0.000000"/><LinearNorm
orig="1.53000000000000e+002"
norm="1.000000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralInput><NeuralInput
id="8"><DerivedField><NormContinuous field="Pjf,%" shift="-

```

```

0.0000000000000000e+000" scale="2.04248366013072e+000"><LinearNorm
orig="0.0000000000000000e+000" norm="0.000000"/><LinearNorm
orig="4.8960000000000000e-001"
norm="1.000000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralInput><NeuralInput
id="9"><DerivedField><NormContinuous field="l1,PjPj" shift="-2.73904382470120e-
001" scale="1.27390438247012e-003"><LinearNorm orig="2.15011727912432e+002"
norm="0.000000"/><LinearNorm orig="1.0000000000000000e+003"
norm="1.000000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralInput></NeuralInputs
><NeuralLayer numberOfNeurons="9" activationFunction="tanh"><Neuron id="10"
bias="3.61237297846033e-001" activationFunction="tanh"><Con from="0" weight="-
7.52731751209374e-001"/><Con from="1" weight="-2.68685336211656e-001"/><Con
from="2" weight="5.56345160162737e-001"/><Con from="3"
weight="5.14927539018384e-001"/><Con from="4" weight="2.13587087166255e-
001"/><Con from="5" weight="-5.74592140256843e-001"/><Con from="6"
weight="5.01522053514612e-001"/><Con from="7" weight="4.92525292025993e-
001"/><Con from="8" weight="2.52354962429779e-001"/><Con from="9" weight="-
1.53702907922117e+000"/></Neuron><Neuron id="11" bias="2.32266820497611e-
001" activationFunction="tanh"><Con from="0" weight="3.45837640937975e-
002"/><Con from="1" weight="1.14181869442565e+000"/><Con from="2" weight="-
1.35121335091106e+000"/><Con from="3" weight="-8.30115228781190e-
001"/><Con from="4" weight="-5.27855300101611e-001"/><Con from="5"
weight="6.30704238623320e-001"/><Con from="6" weight="-
1.17821710824993e+000"/><Con from="7" weight="-
1.47798689134598e+000"/><Con from="8" weight="-6.21132014779269e-
001"/><Con from="9" weight="1.49407308951878e-001"/></Neuron><Neuron
id="12" bias="-1.95247778960603e+000" activationFunction="tanh"><Con from="0"
weight="4.68264062610924e-001"/><Con from="1" weight="-6.17113716726621e-
002"/><Con from="2" weight="1.43572472636447e+000"/><Con from="3"
weight="2.26689594758147e-001"/><Con from="4" weight="6.52984991957821e-
001"/><Con from="5" weight="-5.16805568206861e-001"/><Con from="6"
weight="2.58613574157873e+000"/><Con from="7" weight="-
1.42521705023843e+000"/><Con from="8" weight="1.86956512868428e+000"/><Con
from="9" weight="5.31440991194393e-001"/></Neuron><Neuron id="13" bias="-

```

```

1.61720370038442e+000"      activationFunction="tanh"><Con      from="0"
weight="1.41424343561149e+000"/><Con      from="1"
weight="1.63247204592569e+000"/><Con      from="2"      weight="-
1.45257331344953e+000"/><Con      from="3"      weight="-2.16023077577268e-
001"/><Con      from="4"      weight="5.38430544308115e-001"/><Con      from="5"
weight="6.37558589601801e-001"/><Con      from="6"      weight="-1.94808627079927e-
001"/><Con from="7" weight="-2.65577907121559e+000"/><Con from="8" weight="-
4.30209199266114e+000"/><Con      from="9"
weight="1.49973814750983e+000"/></Neuron><Neuron      id="14"      bias="-
6.03663667365511e-001"      activationFunction="tanh"><Con      from="0"
weight="6.27987628678775e-001"/><Con      from="1"      weight="-3.64436075434630e-
001"/><Con      from="2"      weight="1.85891061008780e-001"/><Con      from="3"
weight="5.88357779905763e-001"/><Con      from="4"      weight="4.59430602635373e-
001"/><Con from="5" weight="-7.35612255727386e-002"/><Con from="6" weight="-
8.18451989253966e-001"/><Con      from="7"      weight="-
3.49849769279276e+000"/><Con from="8" weight="3.34470769918786e+000"/><Con
from="9"      weight="7.16503069259458e-001"/></Neuron><Neuron id="15" bias="-
8.09493680308152e-001"      activationFunction="tanh"><Con      from="0"
weight="7.36176658496027e-001"/><Con      from="1"      weight="-
1.35874600631238e+000"/><Con from="2" weight="5.97492309192982e-001"/><Con
from="3"      weight="1.49215566517803e-001"/><Con      from="4"      weight="-
3.60092324855887e-001"/><Con from="5" weight="-2.18099712849520e-002"/><Con
from="6"      weight="3.17227241099708e-001"/><Con      from="7"      weight="-
2.18893472786388e-001"/><Con from="8" weight="2.06451202753413e+000"/><Con
from="9"      weight="1.10055560618546e+000"/></Neuron><Neuron id="16" bias="-
1.74422694501448e-001"      activationFunction="tanh"><Con      from="0"
weight="2.67926418125410e-002"/><Con      from="1"      weight="-8.66687666455778e-
001"/><Con from="2" weight="2.69675898691132e-001"/><Con from="3" weight="-
1.10962200898530e-001"/><Con from="4" weight="-9.50828718746644e-001"/><Con
from="5"      weight="5.96144511990533e-002"/><Con      from="6"
weight="1.04046781445015e+000"/><Con      from="7"
weight="1.18363867663954e+000"/><Con      from="8"      weight="-
1.00168048497890e+000"/><Con from="9" weight="-4.50884641783718e-

```

```

001"/></Neuron><Neuron      id="17"      bias="-7.29815147140042e-002"
activationFunction="tanh"><Con from="0" weight="1.28913760044487e+000"/><Con
from="1"      weight="-1.07790772695825e+000"/><Con      from="2"
weight="4.53620570835491e-001"/><Con from="3" weight="3.90577518382761e-
001"/><Con from="4" weight="1.89249508066047e-001"/><Con from="5" weight="-
2.00586784789541e-002"/><Con from="6" weight="-3.68227182229322e-001"/><Con
from="7"      weight="9.94354022236156e-001"/><Con      from="8"
weight="1.00824043890692e+000"/><Con      from="9"
weight="2.26061401295132e+000"/></Neuron><Neuron      id="18"
bias="5.59617947801667e-001" activationFunction="tanh"><Con from="0" weight="-
1.27746094006268e+000"/><Con from="1" weight="1.88093983549432e+000"/><Con
from="2"      weight="5.00580835871003e-002"/><Con      from="3"      weight="-
4.81305478965880e-001"/><Con from="4" weight="1.02069471548477e+000"/><Con
from="5"      weight="-4.42239396815481e-001"/><Con      from="6"
weight="4.21387200639975e-001"/><Con from="7" weight="-1.95949455655620e-
001"/><Con from="8" weight="-2.91916124166934e-001"/><Con from="9" weight="-
1.44328382266637e+000"/></Neuron></NeuralLayer><NeuralLayer
numberOfNeurons="2"      activationFunction="identity"><Neuron      id="19"
bias="4.24479308633021e-001"      activationFunction="identity"><Con from="10"
weight="1.84409694264953e-001"/><Con from="11" weight="8.14206401937714e-
001"/><Con from="12" weight="5.85621729060384e-001"/><Con from="13"
weight="-4.19876207512843e-001"/><Con      from="14"
weight="1.03320293301387e+000"/><Con from="15" weight="-1.43871635064673e-
002"/><Con from="16" weight="8.36263246190715e-002"/><Con from="17"
weight="-9.96301454270919e-002"/><Con from="18" weight="8.69018069266661e-
002"/></Neuron><Neuron      id="20"      bias="-3.43483588844040e-001"
activationFunction="identity"><Con from="10" weight="7.03096568674321e-
001"/><Con from="11" weight="8.56577554075497e-001"/><Con from="12"
weight="8.99744270584701e-001"/><Con from="13" weight="-3.21765286038996e-
001"/><Con from="14" weight="2.09475397172167e-001"/><Con from="15"
weight="-7.36361184174211e-001"/><Con from="16" weight="-7.96272444375467e-
001"/><Con from="17" weight="5.71154831614680e-001"/><Con from="18"
weight="-5.64502062898080e-001"/></Neuron></NeuralLayer><NeuralOutputs

```

```

numberOfOutputs="2"><NeuralOutput          outputNeuron="20"><DerivedField
optype="continuous"><NormContinuous          field="Moment,kHm"          shift="-
2.30892470078221e-002"          scale="9.42418245217227e-003"><LinearNorm
orig="2.450000000000000e+000"          norm="0.000000000000000e+000"/><LinearNorm
orig="1.085600000000000e+002"
norm="1.000000000000000e+000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralOutp
ut><NeuralOutput          outputNeuron="21"><DerivedField
optype="continuous"><NormContinuous          field="Force,kH"          shift="-
2.26767210980307e-002"          scale="5.42505289426572e-003"><LinearNorm
orig="4.180000000000000e+000"          norm="0.000000000000000e+000"/><LinearNorm
orig="1.885100000000000e+002"
norm="1.000000000000000e+000"/></NormContinuous></DerivedField></NeuralOutp
ut></NeuralOutputs></NeuralNetwork></PMML>

```