

Федеральное агентство железнодорожного транспорта  
Уральский государственный университет путей сообщения

**Д. Г. Неволин, Д. Н. Смердов, М. Н. Смердов**  
**D. G. Nevolin, D. N. Smerdov, M. N. Smerdov**

**УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ  
ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ РАЗЛИЧНОГО  
НАЗНАЧЕНИЯ ПОЛИМЕРНЫМИ  
КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ**

Монография

**STRENGTHENING OF REINFORCED  
CONCRETE STRUCTURES OF BUILDINGS AND  
CONSTRUCTIONS OF VARIOUS PURPOSE USING  
POLYMER COMPOSITE MATERIALS**

Monograph

Екатеринбург  
УрГУПС  
2017

УДК 624.012.4

ББК 38.53

Н40

**Неволин, Д. Г.**

**Н40** Усиление железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения полимерными композиционными материалами : монография / Д. Г. Неволин, Д. Н. Смердов, М. Н. Смердов. — Екатеринбург : УрГУПС, 2017. — 151, [1] с.

ISBN 978-5-94614-399-8

В монографии обобщены результаты исследований по разработке и обоснованию технологий усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения полимерными композиционными материалами.

Авторами впервые экспериментально доказано влияние температуры на динамику разрушения изгибаемых железобетонных элементов зданий и сооружений; получена динамика разрушения усиленных изгибаемых железобетонных элементов в результате разрыва холста композиционного материала в середине пролета балок; установлено влияние температуры на сопротивление бетона растяжению при изгибе.

Работа имеет несомненное прикладное значение для строительной геотехнологии и железнодорожного строительства. Результаты исследований могут быть использованы в учебном процессе по дисциплинам «Мосты и транспортные тоннели», «Шахтное строительство», «Материаловедение», «Строительные материалы» и др.

The book summarizes the results of research on the development and substantiation of technologies of strengthening reinforced concrete structures of buildings and constructions of various purpose using polymer composite materials.

The authors for the first time ever experimentally demonstrated the effect of temperature on the dynamics of destruction of bent reinforced-concrete elements of buildings and structures; they received the dynamics of destruction of bent reinforced concrete elements as a result of rupture of the composite material of the canvas in the middle of a beam span; the effect of temperature on the concrete tensile strength in bending.

Work has an undoubted practical value for the construction geotechnology and railway construction — construction of bridges and tunnels. Research results can be successfully used in the educational process in the disciplines of “Bridges and transport tunnels”, “Mine construction” “Materials”, “Building materials” and others.

УДК 624.012.4

ББК 38.53

*Издано по решению редакционно-издательского совета университета*

**Авторы:** Д. Г. Неволин, профессор кафедры «Проектирование и эксплуатация автомобилей», д-р техн. наук, УрГУПС,  
Д. Н. Смердов, доцент кафедры «Мосты и транспортные тоннели», канд. техн. наук, УрГУПС,  
М. Н. Смердов, ст. преподаватель кафедры «Мосты и транспортные тоннели», канд. техн. наук, УрГУПС

**Рецензенты:** М. В. Корнилков, профессор кафедры «Шахтное строительство», д-р техн. наук, УГГУ

К. Б. Кузнецов, профессор кафедры «Техносферная безопасность», д-р техн. наук, УрГУПС

ISBN 978-5-94614-399-8

© Неволин Д. Г., Смердов Д. Н., Смердов М. Н., 2017

© Оформление. Уральский государственный университет путей сообщения (УрГУПС), 2017

# ОГЛАВЛЕНИЕ

<b>ВВЕДЕНИЕ</b> .....	7
<b>Глава 1. АНАЛИЗ ПРИМЕНЕНИЯ КОМПОЗИЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ УСИЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ</b> .....	14
Краткая характеристика горно-технических зданий и сооружений .....	14
Конструктивные особенности горнотехнических зданий и сооружений .....	14
Нагрузки и воздействия, особенности расчета .....	18
Способы усиления железобетонных конструкций различного назначения .....	18
Традиционные способы усиления железобетонных конструкций .....	19
Применение композиционных материалов в качестве систем высокопрочного армирования железобетонных конструкций .....	21
Отечественные и зарубежные экспериментальные исследования несущей способности усиленных железобетонных конструкций полимерными композиционными материалами .....	27
Существующая нормативно-техническая документация в области применения композиционных материалов при ремонте и усилении железобетонных конструкций .....	31
Зарубежная нормативно-техническая документация в области применения композиционных материалов при усилении железобетонных конструкций .....	31
Отечественные требования к проектированию и эксплуатации железобетонных конструкций, в том числе с учетом их усиления композиционными материалами .....	35
Выводы .....	39
<b>Глава 2. МЕТОДИКА РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ГОРНТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ</b> .....	40

Расчет на прочность усиленных балочных железобетонных конструкций композиционными материалами с учетом действующих температур в процессе эксплуатации . . . . .	41
Расчет сечений, перпендикулярных к продольной оси балочных элементов, на действие изгибающих моментов . . . . .	43
Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил и изгибающих моментов . . . . .	46
Расчет по прочности по наклонным сечениям, воспринимающим поперечные силы . . . . .	47
Расчет по прочности по наклонным сечениям на действие изгибающего момента . . . . .	49
Расчет сечений, перпендикулярных к продольной оси изгибаемых железобетонных элементов таврового поперечного сечения, усиленных композиционными материалами, без разгрузки от собственного веса с использованием нелинейной деформационной модели материалов . . . . .	50
Выводы . . . . .	55

### **Глава 3. ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ . . . . .**

Оценка несущей способности полномасштабных натуральных образцов железобетонных балок горнотехнических сооружений, усиленных композиционными материалами на основе углеродных волокон . . . . .	56
Характеристика опытных образцов . . . . .	57
Описание схемы загрузки и процесса испытаний . . . . .	58
Результаты экспериментальной оценки несущей способности усиленных натуральных образцов . . . . .	62
Оценка несущей способности полномасштабных моделей железобетонных колонн горнотехнических сооружений, усиленных композиционными материалами на основе углеродных волокон . . . . .	66
Характеристика опытных образцов . . . . .	66
Схема нагружения и проведение испытаний . . . . .	69
Результаты экспериментальных исследований . . . . .	70
Выводы . . . . .	74

#### **Глава 4. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ КОМПОЗИЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ УГЛЕРОДНЫХ ВОЛОКОН К ВОЗДЕЙСТВИЮ ПОНИЖЕННЫХ И ПОВЫШЕННЫХ ТЕМПЕРАТУР В УСИЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ . . . . .76**

Исследование несущей способности железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами, при пониженных и повышенных температурах . . . . .	76
Характеристика опытных образцов . . . . .	76
Схема нагружения и проведение климатических испытаний . . . . .	78
Результаты экспериментальной оценки несущей способности усиленных балок при повышенных и пониженных температурах . . . . .	80
Исследование влияния пониженных и повышенных температур на прочностные характеристики бетона . . . . .	92
Приготовление бетонной смеси и изготовление опытных образцов . . . . .	92
Схема нагружения и проведение испытаний . . . . .	95
Результаты экспериментальных исследований . . . . .	97
Оценка технико-экономической эффективности применения композиционных материалов при усилении несущих железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений по сравнению с металлом . . . . .	103
Выводы . . . . .	104

#### **Глава 5. ХАРАКТЕРИСТИКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ НА СЕТИ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ ОАО «РЖД» . . . . .106**

Конструкции железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов . . . . .	106
Конструкции промежуточных опор железнодорожных мостов . . . . .	109
Техническое состояние элементов железобетонных конструкций искусственных сооружений . . . . .	112
Выводы . . . . .	115

#### **Глава 6. ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ . . . . .116**

Нагрузки и воздействия . . . . .	116
----------------------------------	-----

Восприятие усилий и характер работы .....	116
Железобетонные пролетные строения .....	117
Опоры мостов .....	118
Выводы .....	119
<b>Глава 7. СПОСОБЫ ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ .....</b>	<b>120</b>
Усиление железобетонных пролетных строений .....	120
Усиление главных балок металлом .....	120
Усиление главных балок композитными материалами .....	122
Усиление промежуточных опор мостов .....	124
Традиционные способы усиления .....	124
Усиление опор композитными материалами .....	127
Система внешнего армирования FibARM	
ЗАО «Препрег-СКМ» .....	128
Выводы .....	128
<b>Глава 8. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ВАРИАНТОВ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ .....</b>	<b>130</b>
Усиление железобетонных пролетных строений железнодорожного моста на 50 км ПК 1+04 участка Сосьва — Серов Свердловской железной дороги .....	130
Капитальный ремонт промежуточных опор моста через р. Сосьва на 12 км линии Серов — Алапаевск Свердловской железной дороги .....	135
Выводы .....	138
<b>ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....</b>	<b>140</b>
<b>БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК .....</b>	<b>142</b>

# ВВЕДЕНИЕ

В данной монографии речь пойдет об усилении железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения полимерными композиционными материалами.

Первая глава носит обзорный характер по применению полимерных композиционных материалов в различных областях строительства. Вторая — четвертая главы посвящены научным исследованиям применения полимерных композиционных материалов в горнодобывающей промышленности (геотехнология — строительная), а пятая — восьмая главы — в железнодорожном строительстве, конкретно — мостостроении.

Технологический комплекс поверхности горнодобывающего предприятия — это комплекс горнотехнических сооружений и зданий на поверхности горнодобывающего предприятия, обеспечивающий работу его подземного хозяйства, а также складирование, переработку и отправку потребителям добытого сырья. Неотъемлемыми элементами комплекса являются такие здания и сооружения, как эстакады, галереи, здания обогатительных фабрик, административно-управленческих и инженерно-технических служб и др. [6–7], [53], [65], [69].

Возраст большинства предприятий горнодобывающей отрасли нашей страны составляет несколько десятилетий. В процессе эксплуатации зданий и сооружений отрасли с целью обеспечения их механической безопасности возникает потребность в усилении их конструкций из-за появления с течением времени дефектов и повреждений или необходимости увеличения несущей способности при изменении расчетных постоянных и временных нагрузок. При этом основным материалом несущих конструкций горнотехнических зданий и сооружений является монолитный или сборный железобетон [54], [69].

При выполнении капитального ремонта или реконструкции зданий и сооружений для увеличения несущей способности требуется замена или усиление изгибаемых или сжимаемых несущих железобетонных элементов. В настоящее время одним из эффективных способов восстановления и повышения несущей способности как сжимаемых, так и изгибаемых железобетонных элементов является их усиление полимерными композиционными материалами.

Использование композиционных материалов при усилении железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений по сравнению с другими существующими технологиями усиления имеет ряд существенных достоинств, основными из которых являются: снижение трудозатрат на выполнение усиления и относительно низкая общая стоимость применяемых материалов [3], [8], [14–20], [44], [50], [55–56], [64], [78–86], [92], [97–100, 103–105], [108–109].

В практике реконструкции горнотехнических зданий и сооружений усилению композиционными материалами подвергаются изгибаемые, сжимаемые железобетонные элементы, находящиеся в сложном напряженном состоянии, например плиты перекрытий, несущие конструкции промышленных зданий (промежуточные опоры, колонны, ригели и т. д.). Также для усиления применяются тканые полотна различного плетения и ламинаты.

Композиционные материалы в строительной отрасли Российской Федерации появились в конце девяностых годов XX века, за рубежом их применение известно с конца семидесятых годов XX века. Полимерными композиционными материалами называют пластики, армированные высокопрочными волокнами. Пластики получают в результате отверждения полимерных компонентов, которые выполняют функцию матрицы, объединяя армирующие волокна. Как правило, композиционные материалы используют для усиления эксплуатируемых сооружений (бетонных, железобетонных, каменных, кирпичных) и реже для изготовления новых конструкций. В последнее время широкое распространение в практике усиления строительных конструкций получили композиционные материалы на основании углеродного волокна (углепластики), которые по сравнению с другими композитами имеют более высокий модуль упругости и расчетное сопротивление растяжению [51], [78], [117], [119].

В настоящее время накоплено достаточно большое количество экспериментальных исследований в области применения композиционных материалов в отечественной практике промышленного, гражданского и транспортного строительства [3], [8], [14–20], [44], [50], [55], [56], [64], [78–86], [95–100], [103–105]. Однако чаще всего подвергались исследованию несущей способности и долговечности уменьшенные образцы усиленных конструкций зданий и сооружений в лабораторных условиях [14], [17], [20], [56], [78]. Небольшой опыт накоплен в исследованиях эффективности применения технологии усиления композиционными материалами на полномасштабных моделях конструкций зданий и сооружений [70].



По результатам изучения зарубежного опыта и отечественных исследований разработаны различные нормативные документы в виде стандартов и технических условий организаций, а также техническая литература [93], [103–104]. В 2015 г. был утвержден первый отечественный свод правил СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами» [90], в котором представлена методика расчета усиленных железобетонных балочных конструкций по двум группам предельных состояний, а также описаны конструктивные требования. Данный нормативный документ разработан по аналогии с правилами, которые регламентируют требования к проектированию новых конструкций. Чаще всего усилению подвергаются эксплуатируемые конструкции, для которых необходимо учитывать особенности их условий эксплуатации.

Говоря об актуальности исследования, необходимо отметить, что железобетонные горнотехнические здания и сооружения являются значительной составной частью инфраструктуры недвижимого имущества горнодобывающих предприятий. В связи с этим вопросам эксплуатации и ремонта этих сооружений должно уделяться значительное внимание. В процессе эксплуатации таких зданий и сооружений с целью обеспечения их механической безопасности часто возникает потребность в восстановлении или увеличении несущей способности отдельных конструкций из-за появления в них с течением времени дефектов и повреждений или увеличения расчетных постоянных и временных нагрузок во время их реконструкции.

В соответствии с требованиями градостроительного законодательства РФ эксплуатация зданий, сооружений должна осуществляться в соответствии с требованиями технических регламентов [32]. На основании п. 2 ст. 5 Федерального закона РФ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [94] безопасность зданий и сооружений обеспечивается посредством соблюдения требований сводов правил (СП), включенных в Перечень национальных стандартов РФ [68]. При этом, в соответствии с требованиями ст. 7 [94], строительные конструкции здания или сооружения должны иметь определенную несущую способность и устойчивость, чтобы в процессе строительно-монтажных работ и последующей эксплуатации не возникало угрозы причинения вреда для здоровья человека. Прочность и устойчивость зданий и сооружений в целях обеспечения их механической безопасности должна подтверждаться расчетами.

Для элементов строительных конструкций, характеристики которых могут изменяться в процессе эксплуатации под воздействием климатических факторов или агрессивных факторов наружной и внутренней среды, в проектах должны быть дополнительно указаны параметры, характеризующие сопротивление таким воздействиям [94]. Для обеспечения этого требования в соответствующем СП [89] имеется общее правило расчета железобетонных конструкций, согласно которому расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить на все виды нагрузок, отвечающих функциональному назначению зданий и сооружений, с учетом влияния окружающей среды (климатических воздействий), а в необходимых случаях — с учетом технологических температурных воздействий. В соответствии с п. 12.4.4 того же СП [89] расчет усиливаемой железобетонной конструкции следует производить по общим правилам расчета железобетонных конструкций.

Анализ вышедшего в конце 2014 г. СП [90] показывает, что в регламентированных им расчетных формулах, определяющих несущую способность восстанавливаемых и усиливаемых железобетонных конструкций с применением композитов, отсутствуют расчетные параметры, которые позволяют учитывать реальные температурные условия окружающей среды, как климатические, так и технологические. С учетом фактически существующих требований в п. 4 ст. 16 ФЗ [94] и в п.п. 5.1.4. СП [89] в части того, что расчетные модели строительных конструкций должны отражать действительные условия работы здания или сооружения, выявлена проблема, связанная с тем, что в имеющихся действующих нормах проектирования [90] и имеющихся результатах научных исследований восстановления и усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений расчетные параметры, позволяющие это учитывать, отсутствуют. Следует отметить, что СП [90] в настоящее время еще не включен в Перечень национальных стандартов [68].

Кроме этого, несомненным является то, что конструкции зданий и сооружений горнотехнического комплекса действительно подвергаются воздействию широкого диапазона температур, как внешних климатических, так и внутренних, от технологических процессов. Так, например, для ряда регионов РФ климатический диапазон колебания температур составляет от  $-60^{\circ}\text{C}$  до  $+42^{\circ}\text{C}$  [87]. На многих предприятиях обогатительных фабрик используют специальные тепловые пункты для размораживания руды с помощью горячего пара, технологическая температура которого составляет

120–150 °С. Также во внутренних помещениях зданий железорудных обогатительных фабрик с циклом спекания окатышей в печах с температурой обжига 500–600 °С внутренняя температура воздуха в помещениях прогревается до +100 °С. Из-за указанных выше технологических процессов близко расположенные несущие конструкции прогреваются до этих же температур. Учитывая эти обстоятельства и требования градостроительного законодательства [32], [68], [94], в расчетах несущих конструкций горнотехнических зданий и сооружений должно учитываться действие температур от внешних климатических факторов и внутренних технологических процессов. Поэтому необходимость исследования несущей способности железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений, усиленных композиционными материалами, с учетом действующих температурных факторов, является актуальной темой.

Степень разработанности темы исследования была сформирована с помощью анализа и изучения научных работ отечественных и зарубежных специалистов ведущих научных институтов, учебных заведений и производителей композиционных материалов.

Впервые метод расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений, усиленных композитными материалами, был предложен отечественными учеными А. А. Шилиным, С. А. Бокаревым, В. И. Шестериковым и Д. Н. Смердовым. Были разработаны методы расчета усиления железобетонных пролетных строений композиционными материалами для мостов, расположенных на автомобильных дорогах. А. А. Неровных в своих работах существенно совершенствовал и уточнил методику расчета изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного и таврового поперечного сечения, усиленных полимерными композиционными материалами, при их расчете по первой группе предельных состояний.

Проблемами восстановления балочных железобетонных конструкций занимались П. П. Ефимов, И. Г. Овчинников, В. П. Устинов, Д. В. Каргузов, В. А. Пшеничный и др. Этим вопросам посвящены работы зарубежных исследователей Н. Аттари (США), В. Дерковски (США), Ата Эль Карим Шоеаб Солимана (Сирия), В. Янсе (Нидерланды) и др.

В качестве объекта исследования были выбраны усиленные композиционными материалами изгибаемые и сжимаемые железобетонные конструкции зданий, сооружений и мостов с ненапрягаемой арматурой.

Предметом исследования выступает несущая способность усиленных композиционными материалами элементов железобетонных конструкций, сооружений, промышленных зданий и мостов.

*Целью исследования* является определение зависимости несущей способности железобетонных конструкций зданий, сооружений и мостов, усиленных композиционными материалами, от температурного фактора.

*Основные задачи исследования*

1. Установить влияние положительных и отрицательных температур на несущую способность изгибаемых железобетонных элементов зданий и сооружений, усиленных полимерными композиционными материалами.

2. Обосновать эффективность применения композиционных материалов на железобетонных балках и колоннах зданий и сооружений, направленную на повышение их несущей способности.

3. Выявить зависимость изменения несущей способности железобетонных конструкций зданий и сооружений от действующих пониженных и повышенных температур.

4. Определить влияние пониженных и повышенных температур на изменение прочностных характеристик бетона.

Научная новизна работы заключается в том, что:

- впервые экспериментально доказано влияние температуры на динамику разрушения изгибаемых железобетонных элементов зданий и сооружений, усиленных полимерными композиционными материалами на основе углеродного волокна;

- получена динамика разрушения усиленных изгибаемых железобетонных элементов в результате разрыва холста композиционного материала в середине пролета балок, наклеенного на нижнюю грань без дополнительного его закрепления по длине пролета хомутами;

- установлено влияние температуры на сопротивление бетона растяжению при изгибе;

- предложено учитывать разницу температуры допустимой эксплуатации усиленных конструкций зданий и сооружений с температурой отверждения эпоксидной смолы композиционного материала в методике расчета.

Предлагаемая методика расчета изгибаемых железобетонных элементов зданий и сооружений, усиленных композиционными материалами, позволяет проектировать усиление с учетом действующих температур. Проведенные натурные и лабораторные экспери-

ментально-теоретические исследования позволили разработать для предприятий горно-обогатительного комплекса и железнодорожного мостостроения проекты по усилению железобетонных конструкций композиционными материалами.

Основными методами исследования стали: современный подход к оценке технического состояния железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения, статистическая обработка результатов экспериментальных исследований, использование численных методов расчета с использованием нелинейных деформационных моделей материалов. Информационными источниками исследований стали действующие нормативные документы по проектированию и эксплуатации зданий и сооружений различного назначения.

Достоверность научных выводов и результатов работы доказана с помощью теоретических и экспериментальных методов определения несущей способности конструкций зданий и сооружений, применяемых при их проектировании и расчетах, сходимость которых подтверждена лабораторными исследованиями.

Основная идея исследования заключается в использовании закономерности изменения несущей способности железобетонных конструкций зданий и сооружений от воздействия отрицательных и положительных температур.

Научное значение исследования заключается:

- в разработке методики расчета изгибаемых железобетонных элементов зданий и сооружений, усиленных композиционными материалами с учетом температуры;
- в установлении степени влияния температуры на сопротивление бетона растяжению при изгибе;
- в установлении схемы разрушения усиленных изгибаемых железобетонных элементов в результате разрыва холста при действии максимальных нормальных напряжений в композиционном материале.

# Глава 1

## АНАЛИЗ ПРИМЕНЕНИЯ КОМПОЗИЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ ПРИ УСИЛЕНИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

### Краткая характеристика горнотехнических зданий и сооружений

Поверхностный комплекс, образующий промышленную площадку горного предприятия, включает в себя различные здания и сооружения вблизи шахтных стволов, обеспечивающие бесперебойную работу в подземных выработках, а также технологические узлы и линии по обработке и погрузке полезного ископаемого, сооружения складского хозяйства и здания административно-вспомогательного назначения.

Анализу конструктивных особенностей и расчета горнотехнических зданий и сооружений посвящены труды Баклашова И. В. [6], [7], Борисова В. Н. [6], [7], Максимова А. П. [7], [53], Першина В. В. [65], Прокопова А. Ю. [69], Страданченко С. Г. [69], Шубина А. А. [69], Шилина А. А. [103–105] и др.

### Конструктивные особенности горнотехнических зданий и сооружений

В настоящее время на горных предприятиях России эксплуатируется значительный объем капитальных зданий и сооружений, построенных с использованием железобетонных конструкций:

- копры главных и вспомогательных стволов;
- резервуары запасов воды, насосные станции, градирни;
- здания административно-бытовых комбинатов и обогатительных фабрик;
- части зданий блоков вспомогательных стволов;
- электроподстанции и здания санитарно-технических коммуникаций и дорог и др.

На рисунках 1.1 и 1.2 представлены капитальные здания и сооружения горных предприятий.



Рисунок 1.1 – Здания и сооружения горнодобывающего предприятия  
ОАО «Уралкалий»

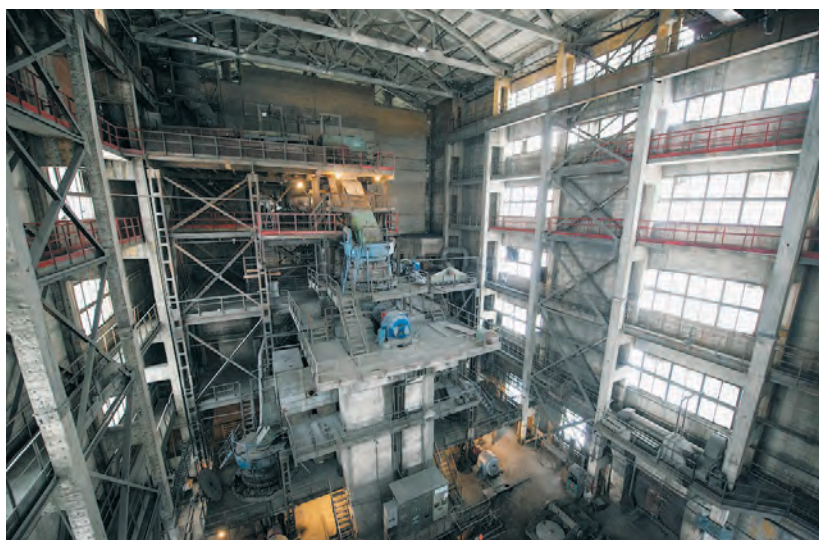


Рисунок 1.2 – Вид внутренних несущих железобетонных конструкций  
обогащительной фабрики



Промышленные здания классифицируются по архитектурным и конструктивным признакам, назначению, капитальности, долговечности и огнестойкости.

Из архитектурных признаков основными являются число этажей и пролетов, характер расположения внутренних опор и застройки. По конструктивным признакам здания подразделяются на каркасные, бескаркасные и с неполным каркасом.

В каркасных зданиях все вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимают элементы каркаса, а стены выполняют только роль ограждения. Бескаркасные здания применяют редко при больших пролетах и высотах.

По функциональному назначению здания и сооружения на поверхности горных предприятий подразделяются на производственные, вспомогательные, энергетические, транспортные и санитарно-технические.

По капитальности промышленные здания делятся на три класса в зависимости от их назначения и значимости. К первому классу относятся здания и сооружения, к которым предъявляются максимальные требования. Класс здания назначается организацией, выдающей задание на проектирование. Здания и сооружения основного производственного назначения на поверхности горных предприятий, как правило, имеют второй класс капитальности.

По долговечности, которая характеризуется сроком службы основных строительных конструкций, промышленные здания подразделяются на три степени: со сроком службы не менее 100 лет — I степень; со сроком службы не менее 50 и 20 лет — соответственно II и III степени.

К основным архитектурно-конструктивным элементам или частям зданий относятся: фундаменты, стены, отдельные опоры (столбы или колонны), перегородки, перекрытия, крыши, лестницы, окна и двери.

Фундаменты — подземные несущие конструкции зданий, которые воспринимают нагрузки от здания и передают их на основание.

Отдельные опоры (столбы или колонны) служат для поддержания горизонтальных элементов здания и передач нагрузок от этих элементов через фундаменты на основание.

Перекрытия — горизонтальные конструкции, разделяющие здание по высоте на этаж и несущие нагрузку от собственного веса, веса людей, оборудования и др.



Кроме перечисленных основных элементов, в здании могут быть и второстепенные: балконы, входные площадки, лоджии (балконы, размещенные в габаритах здания), приямки у окон, расположенных ниже уровня земли, и т. д.

На рисунке 1.3 представлен пример одноэтажного каркасного промышленного здания горно-обогатительного комплекса с железобетонным каркасом.

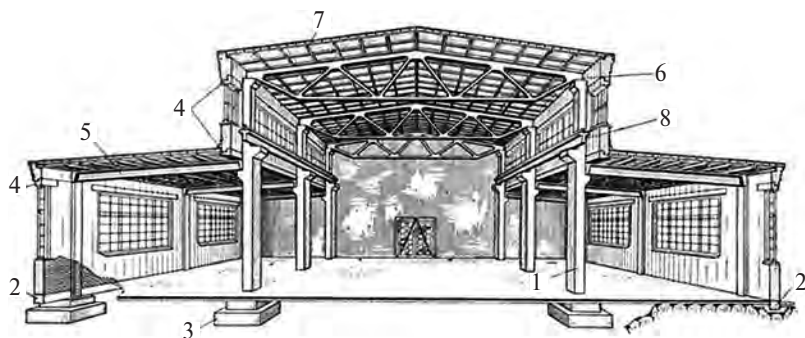


Рисунок 1.3 – Одноэтажное каркасное промышленное здание горно-обогатительного комплекса с железобетонным каркасом:

- 1 – колонна; 2 – фундаментная балка; 3 – фундамент;
- 4 – обвязочная балка; 5 – несущая балка покрытия; 6 – ферма;
- 7 – ребристые плиты покрытия; 8 – подкрановая балка

Как видно из рисунка 1.3, пространственная жесткость и устойчивость каркасных зданий, состоящих из поперечных рам, обеспечивается заземлением колонн в фундаментах здания, скреплением рам между собой в продольном направлении обвязочными и подкрановыми балками, плитами покрытий, а также постановкой связей жесткости по рядам колонн и между несущими конструкциями и покрытиями.

Как показал анализ конструктивных особенностей горнотехнических зданий и сооружений, одним из распространенных материалов, который используется при изготовлении несущих элементов, является железобетон. Это железобетонные конструкции, работающие как на изгиб, так и на сжатие прямоугольного и таврового поперечного сечения.

Здания и сооружения горно-обогатительных комплексов должны отвечать требованиям механической безопасности и долговечности

в зависимости от их назначения. В процессе эксплуатации несущие железобетонные конструкции зданий и сооружений накапливают дефекты и повреждения в виде коррозии рабочей арматуры, выщелачивания цементного камня из бетона вследствие нарушений гидроизоляции, морозного разрушения бетона для наружных конструкций, которые впоследствии приводят к снижению их несущей способности и уменьшению срока службы [60], [62], [63], [73], [88]. Поэтому актуальным является применение современных технологий восстановления и усиления несущей способности железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений с целью увеличения их несущей способности и продления срока службы.

### **Нагрузки и воздействия, особенности расчета**

Расчет железобетонных конструкций зданий и сооружений осуществляется на действие постоянных и временных нагрузок в соответствии с действующими нормами проектирования — сводами правил (СП) [87–90]. В основе норм проектирования железобетонных конструкций лежит метод расчета по двум группам предельных состояний для всех видов зданий и сооружений. Предельные состояния — это такие состояния, при которых конструкция, основание, здание или сооружение в целом перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при их возведении.

Проверки по первой группе предельных состояний обеспечивают прочность конструкций с заданной обеспеченностью. Проверки по второй группе предельных состояний обеспечивают нормальную эксплуатацию конструкций в установленный проектный срок службы. При обследовании зданий и сооружений поверочный расчет для уже эксплуатируемых конструкций выполняют только на прочность по предельным состояниям.

### **Способы усиления железобетонных конструкций различного назначения**

В современных условиях существуют различные способы усиления элементов железобетонных конструкций. Ниже представлены краткие сведения о способах и технологиях усиления эксплуатируе-

мых железобетонных конструкций с выделением их особенностей, достоинств и недостатков.

## **Традиционные способы усиления железобетонных конструкций**

На практике усиление железобетонных конструкций чаще всего производят путем увеличения их поперечного сечения добавлением нового материала (арматуры, бетона) и реже путем изменения статической схемы, подведением шпренгелей. Небольшое усиление до 15 % по нормальным напряжениям достигается добавлением растянутой арматуры. Значительно большее усиление железобетонных конструкций (до 15–35 %) обеспечивается приваркой дополнительного арматурного каркаса, состоящего из продольных и наклонных стержней и коротких хомутов, и увеличением, таким образом, высоты их сечения [34–35].

Трудоемкость установки арматурного каркаса определяется сложностью обеспечения его связи с существующей арматурой. В случае усиления элементов по главным растягивающим напряжениям, балки заключают в железобетонные оболочки с толщиной стенок не менее 5 см, армируя их отогнутыми стержнями и хомутами. Возможность усиления железобетонных конструкций изменением их расчетной схемы по сравнению с металлическими конструкциями крайне ограничена.

Для железобетонных элементов при изменении их статической схемы необходимо обеспечить совпадение знаков эксплуатационных эпюр внутренних усилий до и после усиления. Из всех известных решений этому в наибольшей степени отвечают шпренгельные конструкции усиления. Работы по устройству шпренгельных конструкций сложны и трудоемки, требуют высокой квалификации исполнителей.

Широкое распространение получил способ усиления железобетонных конструкций стальными элементами (листами). В этих решениях используется принцип внешнего армирования путем наклейки стальных элементов на поверхность усиливаемого элемента при помощи наклонных и вертикальных тяг.

Из всех выделенных способов усиления чаще всего в качестве материала усиления применяют металл, который включают в совместную работу с усиливаемой железобетонной конструкцией. На рисунке 1.4 приведен пример конструкции усиления железобетонной балки металлом.

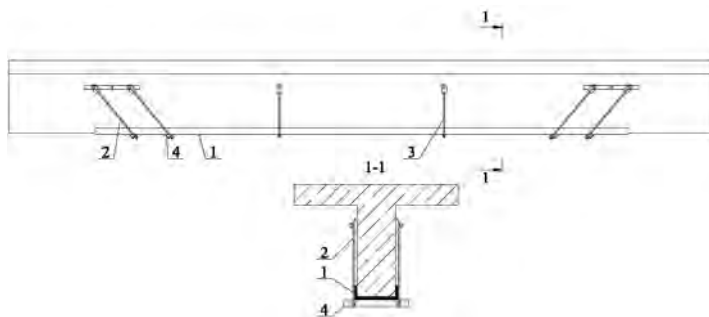


Рисунок 1.4 – Усиление железобетонных балок металлом:  
1 – швеллер; 2 – наклонная тяга; 3 – вертикальная тяга; 4 – упор

На рисунке 1.5 в качестве примера приведена конструкция усиления внешней металлической арматурой восстанавливаемого промышленного горнотехнического здания.



Рисунок 1.5 – Внешнее металлическое армирование восстанавливаемого горнотехнического промышленного здания

Основными недостатками технологий усиления железобетонных конструкций бетоном, железобетоном и металлом являются:

- повышение постоянной нагрузки на усиливаемую конструкцию, которое способствует снижению эффективности усиления, возникновению дополнительных внутренних усилий в конструктивных элементах, к которым осуществляется монтаж материалов усиления;
- трудности в монтаже материалов усиления в стесненных условиях (например, при усилении внешних колонн каркасных зданий перед кладкой наружных стен);

- плохая связь материалов усиления бетона, железобетона и металла с элементами усиливаемых конструкций, к которым осуществляется монтаж;

- требуется дополнительная защита материалов усиления, так как бетон, железобетон и металл подвержены коррозии, что может привести к увеличению затрат на текущее содержание усиленных конструкций;

- усиление конструкций крупногабаритными элементами может привести к потере архитектурной выразительности зданий и сооружений.

Наиболее современной технологией усиления и восстановления несущей способности железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений является технология с применением композиционных материалов.

### **Применение композиционных материалов в качестве систем высокопрочного армирования железобетонных конструкций**

В последнее время в России при усилении железобетонных конструкций стали применять современные композиционные материалы. Композиционными материалами или фиброармированными пластиками называют высокопрочные волокна, объединенные полимерной матрицей.

За счет присутствия в полимерной матрице высокопрочных волокон осуществляется упрочнение композитов. Волокна композитных материалов изготавливаются из очень тонких непрерывных нитей диаметром 1...10 мкм, которые между собой сплетены, создавая при этом определенную форму волокна. На сегодняшний день в производстве используются различные формы волокон композиционных материалов, перечисленных ниже и изображенных на рисунке 1.6.

В таблице 1.1 представлены прочностные и деформативные характеристики волокон композиционных материалов [17–18], [78], [83], [85]. На рисунке 1.7 представлена диаграмма растяжения волокон.

Из таблицы 1.1 и рисунка 1.6 видно, что углеродные волокна, по сравнению со стеклянными и арамидными, имеют более высокий модуль упругости и предел прочности при растяжении, поэтому на сегодняшний день наиболее широкое применение нашли композиционные материалы на основании углеродного волокна.

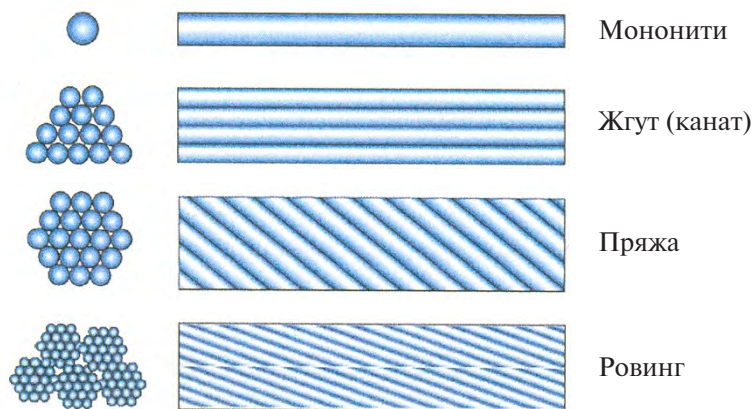


Рисунок 1.6 – Формы волокон композитных материалов

Таблица 1.1 – Прочностные и деформативные характеристики элементов стеклопластика и углепластика [56, 78]

Материал	Модуль Юнга, $E_p$ , $10^3$ МПа	Сопротивление растяжению, МПа	Предельная деформация, $\varepsilon$ , $10^{-3}$	Коэффициент теплового расширения, $\alpha$ , $10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$	Объемный вес, $\rho$ , г/см <sup>3</sup>
Стеклонное волокно	85–90	3450–4740	45–55	1,6–2,9	2,46–2,49
Углеродное волокно – высокой упругости	395–755	2350–3220	5–8	-1,45	1,85–1,9
Углеродное волокно – высокой прочности	245–275	4060–5070	16–173	-0,6 – -1,0	1,75
Арамидное волокно	64–179	3560–3780	19–55	-2	1,44–1,47
Полимер	2,71–3,63	40–82	14–52	30–54	1,1–1,25
Стальная арматура класса А400	205	390	200–300	10,4	7,8

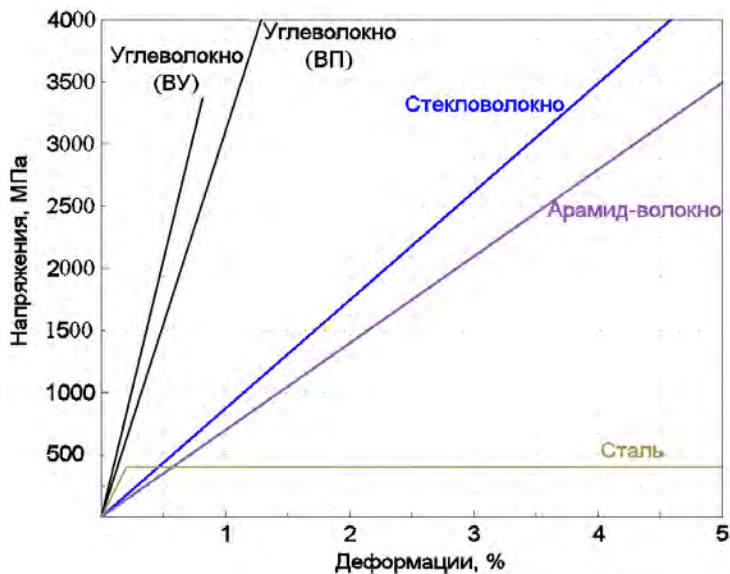


Рисунок 1.7 – Диаграмма деформирования волокон при растяжении

На рисунке 1.8 показан образец углепластика – ламели после испытания его на растяжение.

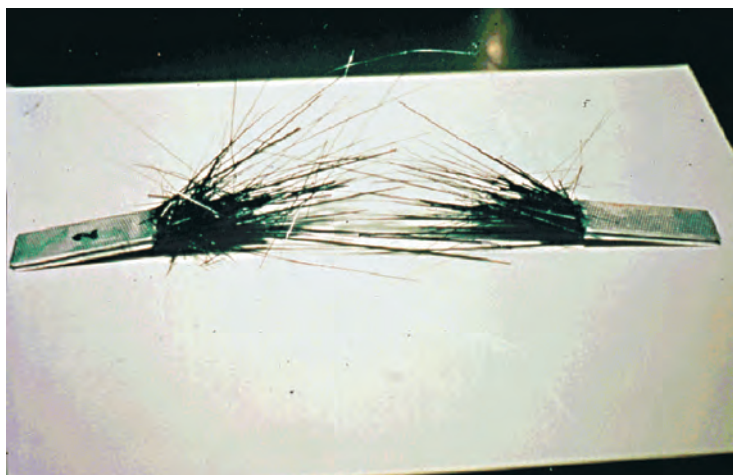


Рисунок 1.8 – Образец испытанного углепластика



На рисунке 1.9 показана бухта холста черного цвета из углеродных волокон длиной 50 м, шириной 200 мм совместно с емкостями полимерного клея (эпоксидная смола плюс отвердитель), необходимого для приклейки ткани к усиливаемой конструкции.

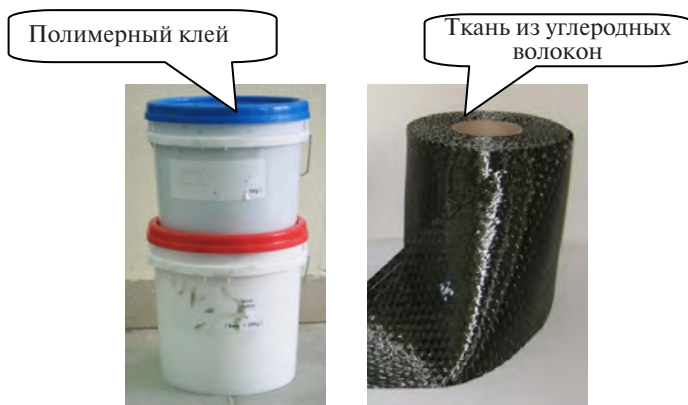


Рисунок 1.9 – Композиционный материал для усиления

На рисунках 1.10–1.11 в качестве примеров приведены конструкции усиления композитными материалами на основании углеродного волокна железобетонных балок и плит перекрытия промышленных предприятий.



Рисунок 1.10 – Железобетонная балка перекрытия промышленного каркасного здания, усиленная холстом из углеродных волокон





Рисунок 1.11 – Общий вид усиливаемой конструкции холстами из углеродных волокон на объекте промышленного предприятия

На рисунках 1.12–1.13 представлены зарубежные примеры усиления железобетонных конструкций композитными материалами на основании углеродного волокна.



Рисунок 1.12 – Железобетонные конструкции промышленных зданий, усиленные композитными материалами на основании углеродного волокна



Рисунок 1.13 – Конструкция усиления железобетонной плиты перекрытия

В целом технология усиления железобетонных конструкций полимерными композиционными материалами нашла широкое применение в странах Европы и США.

Преимуществами усиления конструкций горнотехнических зданий и сооружений композиционными материалами по сравнению с традиционными методами являются [56], [78], [83], [85], [103]:

- небольшой объемный вес композиционных материалов;
- полимерные композиционные материалы, более прочные по сравнению с металлом и бетоном;
- композиционные материалы не теряют свои свойства при действии агрессивных факторов окружающей среды;
- полимерный эпоксидный клей, с помощью которого осуществляется приклейка холстов и ламелей за счет гигроскопичности бетона, проникает в его поры, обеспечивая прочность и сплошность соединений материалов усиления с усиливаемой конструкцией;
- при производстве работ по усилению конструкций зданий и сооружений композиционными материалами требуются небольшие трудовые ресурсы;
- с помощью холстов существует возможность производить усиление конструктивных элементов зданий и сооружений со сложными геометрическими пропорциями;
- производство усиления зданий и сооружений композиционными материалами не изменяет их архитектурную выразительность.

Как показали представленные выше сведения, композиционные материалы имеют различные свойства, которые во многом зависят от типа применяемого волокна и характеристик полимерной матрицы. Стоит отметить, что на сегодняшний день широкое распространение в строительной практике получили композиционные материалы на основании углеродного волокна. Это связано в первую очередь с их лучшими свойствами по сравнению с другими композитами.

## **Отечественные и зарубежные экспериментальные исследования несущей способности усиленных железобетонных конструкций полимерными композиционными материалами**

Впервые экспериментальные исследования несущей способности усиленных железобетонных элементов с помощью композиционных материалов были начаты за рубежом. Испытанию подвергались железобетонные конструкции, усиленные композиционными материалами на основании стеклянных, арамидных, углеродных и других волокон. Впоследствии была выявлена эффективность усиления конструкций композиционными материалами на основании углеродных волокон. Зарубежный и отечественный опыт проведения экспериментальных исследований показан в работах А. А. Шилина [103–105], С. А. Бокарева [14–20], Д. Н. Смердова [78–80], [81], В. И. Шестерикова [70], А. А. Неровных [56–58], Михуб Ахмада [55] и др. [44], [64], [83–84], [86], [87], [95–100].

На сегодняшний день накоплен большой опыт отечественных экспериментальных исследований в области усиления железобетонных элементов композиционными материалами. В 2008 году в Сибирском государственном университете путей сообщения (СГУПС) были начаты широкомасштабные испытания усиленных железобетонных балок композиционными материалами [14], [78]. Одними из первых задач экспериментальных исследований были:

- выбрать эффективные конструкции усиления железобетонных элементов;
- выполнить экспериментальную оценку несущей способности;
- проанализировать схемы разрушения элементов.

Испытаниям подвергались балочные железобетонные элементы длиной 1,65 м с поперечным сечением 16×22 см. Балки усиливались холстами из углеродных волокон SikaWrap® 530 C(VP), приклейка которых на поверхность бетона осуществлялась с помощью двухкомпонентного эпоксидного клея марки Sikadur®-330. Всего было использовано три группы образцов.

К первой группе образцов относились неусиленные железобетонные балки — тип «А». Ко второй группе — усиленные холстами железобетонные балки на восприятие изгибающих моментов: тип «Б» — одним слоем холста шириной 5 см; тип «В» — одним слоем холста шириной 10 см; тип «Г» — одним слоем холста шириной 15 см; тип «Д» — двумя слоями холста шириной 15 см; тип «Е» — одним слоем холста шириной 15 см с устройством *U*-образной обоймы в опорных зонах. К третьей группе относились железобетонные образцы — тип «Ж», усиленные одним слоем холста *U*-образной обоймой длиной 140 см с высотой полок по 75 см, и железобетонные образцы — тип «З», усиленные одним слоем холста шириной 15 см с устройством на боковых гранях элементов наклонных хомутов под углом 60° шириной 30 см [14]. Испытание балок осуществлялось по балочной схеме с расчетным пролетом 1,45 м.

Проведенный анализ результатов экспериментальных исследований СГУПС показал, что при испытании усиленных железобетонных балок на действие изгибающего момента разрушение образцов происходит в результате отслоения композитного материала от поверхности бетона. При этом значение разрушающей нагрузки для усиленных балок (тип «Б-Д») может превышать на 35–88 % значения разрушающей нагрузки для неусиленных балок (тип «А»). Наиболее рациональную конструкцию усиления балок имели образцы серии «З» (рисунок 1.14, *а*), разрушение которых происходило вследствие разрыва композитного материала в середине пролета. Наиболее эффективной конструкцией усиления балок оказалось у образцов конструктивного типа «Ж» (рисунок 1.14, *б*), разрушающая нагрузка для которых оказалась выше на 120 %, по сравнению с неусиленными образцами типа «А» [14].

В 2012 г. в СГУПС были продолжены экспериментальные исследования усиленных балочных железобетонных элементов композитными материалами [56–58]. Испытанию подвергались железобетонные балочные образцы полной длиной 1650 мм с прямоугольным поперечным сечением размером 160×220 мм. Для изготовления образцов использовался бетон класса В30 и армату-

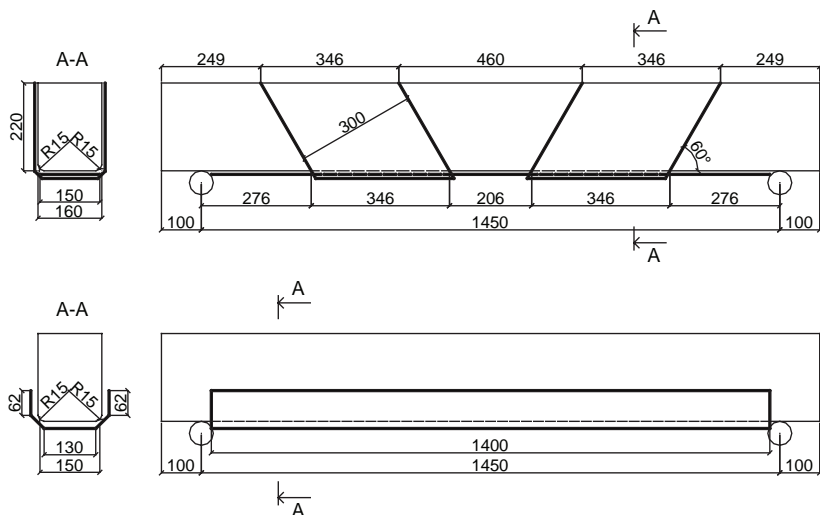


Рисунок 1.14 – Конструкция железобетонных балок:

$a$  – усиленных в один слой холста шириной 15 см с устройством на боковых гранях элементов наклонных хомутов под углом  $60^\circ$  шириной 30 см;  $b$  – усиленных в один слой холста  $U$ -образной обоймой длиной 140 см с высотой полок по 75 см

ра классов А–400 (АIII) и А240 (AI). Партии образцов отличались схемой продольного и поперечного армирования, что позволило в ходе эксперимента исследовать несущую способность балочных железобетонных элементов при усилении нормальных и наклонных сечений. При усилении балок были использованы две системы внешнего армирования – MBrace, производимая концерном BASF, и FibARM, производимая холдинговой компанией «Композит». Схемы усиления образцов приведены на рисунке 1.15.

По результатам испытаний большой партии усиленных образцов был сделан вывод, что степень увеличения несущей способности конструкций не зависит от ориентации хомутов. Наибольшее влияние на эффективность усиления оказывают ширина и толщина композиционных хомутов, а также расстояние от оси опирания балки до них [56].

Результаты испытаний показали, что минимальное увеличение несущей способности для балок типа «А» составило 39,50 % (серия А1), а максимальное – 186,90 % (серия А10). Увеличение несущей

Образцы типа «А»

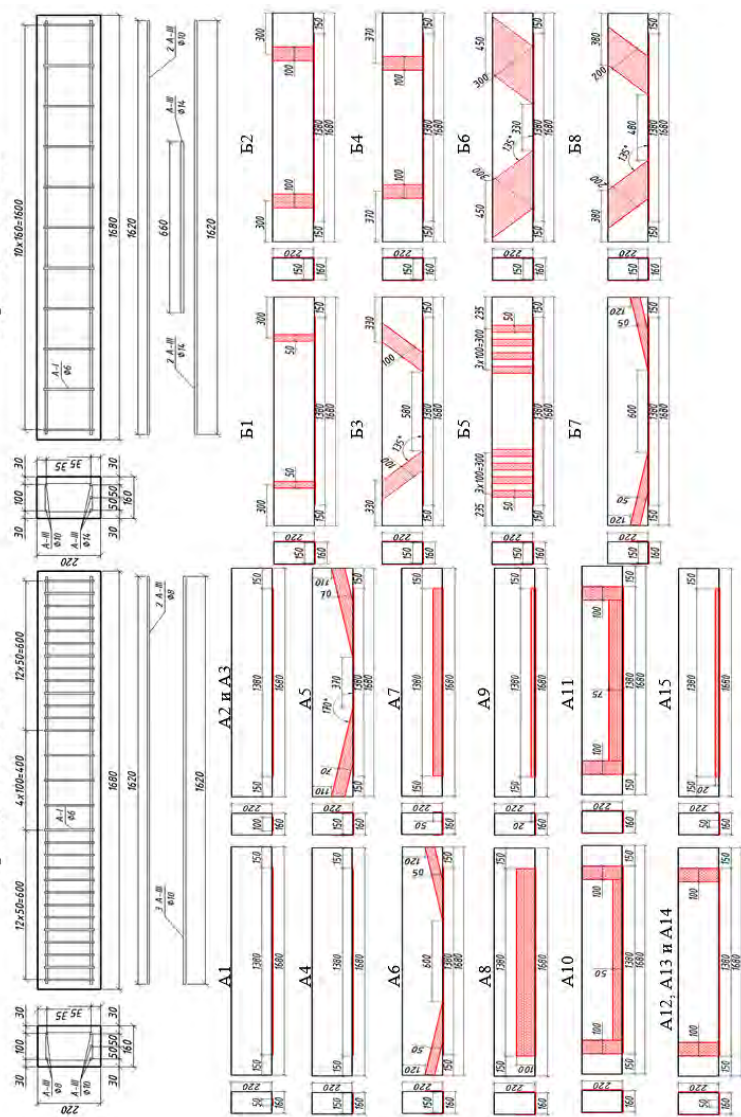


Рисунок 1.15 — Схемы усиления образцов, испытанных в СГУПС



способности балок типа «Б» варьировалась от 20,40 % для серии Б2 до 69,70 % для серии Б8 (см. рисунок 1.16) [57].

Описанные выше результаты экспериментальных исследований подтверждают высокую эффективность применения композиционных материалов на основании углеродного волокна при усилении железобетонных конструкций различного назначения.

## **Существующая нормативно-техническая документация в области применения композиционных материалов при ремонте и усилении железобетонных конструкций**

### **Зарубежная нормативно-техническая документация в области применения композиционных материалов при усилении железобетонных конструкций**

За рубежом разработано достаточно большое количество сводов правил, руководств и международных стандартов, регламентирующих правила проектирования и расчета усиленных железобетонных конструкций полимерными композиционными материалами [106–107], [110–111], [113–116], [118], [120–121], которые включают в себя:

- технические требования к условиям применения композиционных материалов;
- перечень конструкций, к которым применима технология усиления композиционными материалами;
- область применения композитных материалов;
- требования к проектированию усиления (методика расчета, конструктивные требования);
- требования к производству работ;
- требования к технике безопасности;
- требования по приемке (обследование и испытание конструкций, оценка эффективности).

Среди таких документов следует отметить:

- ЕН 1991:2002-2007. Еврокод 1. Воздействие на строительные конструкции (1991:2002-2007. Eurocode 1: Actions on structures);
- Центр исследований и нормирования в гражданском строительстве. Рекомендации 96-2003. Применение пластмасс армиро-

ванных волокном в несущих конструкциях зданий и сооружений (CUR Recommendation 96:2003. Fibre reinforced plastics in civil engineering supporting frameworks);

- ИСО 527-4:1997 Пластмассы. Определение механических свойств при растяжении. Часть 4. Условия испытаний для изотропных и ортотропных пластических композиционных материалов, армированных волокнами (ISO 527-4:1997 Plastics-Determination of tensile properties – Part 4: Test conditions for isotropic and orthotropic fibre-reinforced plastic composites);

- ИСО 14126:1999 Материалы композиционные пластмассовые, армированные волокнами. Определение свойств при сжатии в направлении плоскости расслаивания (ISO 14126:1999 Fibre-reinforced plastic composites – Determination of compressive properties in the in-plane direction);

- ИСО 178:2001 Пластмассы. Определение свойств при изгибе (ISO 178:2001 Plastics-Determination of flexural properties);

- ИСО 14125:1998 Материалы композиционные полимерные, армированные волокном. Определение свойств при изгибе (ISO 14125:1998 Fibre-reinforced plastic composites – Determination of flexural properties);

- ИСО 14130:1997 Материалы композиционные полимерные, армированные волокном. Определение кажущейся межслойной прочности на сдвиг методом испытания коротких балок (ISO 14130:1997 Fibre-reinforced plastic composites – Determination of apparent interlaminar shear strength by short-beam method);

- CNR-DT 200/2004. Руководство по проектированию усиления эксплуатируемых конструкций путем внешнего армирования фиброармированными пластиками. – Рим, 2004;

- АСІ 440.2R-08. Правила проектирования усиления железобетонных конструкций полимерными композиционными материалами. – США.

Во всех выделенных нормативных документах описаны свойства и методики испытаний композитных материалов в зависимости от типа применяемого волокна, условия применения композитных материалов, методика расчета усиленных конструкций, технология усиления железобетонных конструкций композитными материалами.

В списке зарубежных норм необходимо выделить два руководства по усилению эксплуатируемых железобетонных конструкций композитными материалами, разработанные в Италии и США [115], [118]. Это два наиболее подробных руководства, в которых описаны:



- свойства композитов и их составляющих;
- способы изготовления и нанесения системы усиления фиброармированными пластиками;
- контроль качества выполняемых работ;
- критерии приемки работ;
- транспортировка, хранение и применение систем усиления фиброармированными пластиками;
- основы проектирования усиления фиброармированными пластиками (основные требования, требования к долговечности, главные принципы проектирования усиления, коэффициенты надежности, коэффициенты условий работы);
- способы повышения несущей способности железобетонных конструкций (усиление балочных железобетонных элементов на восприятие изгибающих моментов — расчеты по предельным состояниям двух групп, усиление балочных железобетонных конструкций на действие поперечных сил, усиление на действие крутящих моментов, усиление сжимаемых железобетонных конструкций, усиление изгибаемых предварительно напряженных железобетонных конструкций — расчет по первой и второй группе предельных состояний, решения по повышению сейсмостойкости железобетонных конструкций, монтаж, мониторинг и контроль качества);
- усиление каменных конструкций;
- оценка безопасности (определение прочности соединения, требования к безопасности, усиление элементов одиночной или двоякой кривизны, устройство обойм на кирпичных колоннах, проектирование усиления на сейсмические нагрузки).

В соответствии с руководством [114] наиболее важным параметром железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами, является их долговечность, и все требования, предъявляемые к производству усиления фиброармированными пластиками, должны стремиться к ее обеспечению. Для обеспечения долговечности конструкций, усиленных при помощи фиброармированных пластиков, следует принимать во внимание следующие параметры [114]:

- использование усиленной конструкции только по назначению;
- предполагаемые условия окружающей среды;
- состав, свойства и эксплуатационные характеристики существующих и новых материалов;
- выбор системы усиления, ее конфигурация и строительные детали;

- качество производства работ и соответствующий уровень контроля;
- требуемые защитные мероприятия (например, на случай пожара или воздействия динамических нагрузок);
- специально разработанная программа технического обслуживания в течение всего периода эксплуатации усиленной конструкции.

Особенности эксплуатации усиленных конструкций (относительно агрессивного воздействия окружающей среды, действие нагрузок и т. д.) должны быть определены в стадии проектирования усиления, чтобы оценить их значимость с точки зрения долговечности, правильно определить значения коэффициентов условий работы и разработать необходимые мероприятия для защиты принятой системы усиления.

В случае, когда для особых условий эксплуатации отсутствуют соответствующие коэффициенты условий работы, любая возможная причина снижения долговечности системы усиления должна быть точно оценена. Такая оценка может быть осуществлена посредством экспериментально-теоретических исследований, изучения опыта эксплуатации подобных сооружений или с использованием любой другой обоснованной методики.

В описании технологии усиления железобетонных конструкций композитными материалами существенное внимание уделяется требованиям к наклейке холстов или ламелей на бетонную поверхность, соблюдение которых обеспечивает эффективность адгезии клея к поверхности усиливаемого элемента. Эффективность адгезии зависит от множества факторов, таких как обработка поверхности, химический состав, вязкость адгезива, технология нанесения и затвердевания или процесса образования межмолекулярных связей адгезива. Адгезионные механизмы в основном зависят от сцепления адгезива с поверхностью основания с образованием химических связей между полимером и основанием. В результате прочность сцепления увеличивается благодаря обработке поверхности, которая позволяет улучшить свойства поверхности основания, увеличивая ее шероховатость.

Выделяют три возможных типа разрушения клеевых соединений [114]:

- когезионное разрушение: происходит внутри одного из материалов, образующих соединение. При разрушении один и тот же материал остается на обеих поверхностях разрыва, которые могут

быть как гладкие, так и неровные. Это идеальный тип разрушения для адгезивов;

- адгезионное разрушение: происходит на поверхности раздела между адгезивом и основанием, когда прочность соединения меньше чем основания. Поверхность разрыва обычно бывает гладкой;

- смешанное разрушение: когезионное и адгезионное разрушения происходят одновременно. Поверхность разрыва очень неровная и содержит включения обоих материалов. Возникает в случаях, когда оба материала (например, кладка или бетон низкого качества) имеют низкую прочность.

Среди указанного выше перечня нормативно-технической документации особое внимание необходимо уделять методике расчета железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами, которая разработана на основе результатов экспериментально-теоретических исследований и опыта эксплуатации.

### **Отечественные требования к проектированию и эксплуатации железобетонных конструкций, в том числе с учетом их усиления композиционными материалами**

Для широкого внедрения технологии усиления железобетонных конструкций композиционными материалами в отечественную строительную практику необходимо создать соответствующую нормативно-техническую документацию, которая бы четко регламентировала порядок и область применения этих материалов. Ниже представлены сведения о существующей нормативно-технической документации в области применения композиционных материалов при ремонте и усилении железобетонных конструкций, разработанных в РФ и других странах мира.

В соответствии с частью 3 статьи 42 Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» 26.12.2014 г. был издан список национальных стандартов и сводов правил, в том числе список отдельных частей указанных нормативов, в итоге использования которых соблюдаются требования Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [94]. В данном перечне можно выделить следующие нормативные документы, представленные ниже, касающиеся проектирования и эксплуатации железобетонных конструкций.

### **Национальные стандарты:**

— перечень, касающийся вопросов проектирования и эксплуатации железобетонных конструкций, отсутствует.

### **Своды правил:**

- СП 43.13330.2010 для сооружений промышленных предприятий;
- СП 63.13330.2010 для конструкций из бетона и железобетона;
- СП 27.13330.2011 для конструкций из бетона и железобетона, используемых для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур;
- СП 20.13330.2011 нагрузки и воздействия;
- СП 24.13330.2011 для свайных фундаментов.

Представленный выше список сводов правил (СП) представляет собой обновленный перечень нормативных документов, в разделы которых внесены дополнения и изменения, учитывающие современные тенденции развития строительной отрасли Российской Федерации (РФ), а также общемировую практику продвижения новых технологий.

Федеральный закон РФ «О техническом регулировании» в соответствии со статьей 17 регламентирует правила разработки и утверждения стандартов организаций. В рамках этого закона коммерческие, общественные, научные организации, саморегулируемые организации могут разрабатывать и утверждать стандарты организаций самостоятельно, исходя из необходимости применения этих стандартов для определенных целей, не противоречащих статье 11 ФЗ «О техническом регулировании».

Можно выделить несколько стандартов организаций, целью разработки которых было применение композиционных материалов в различных целях, в том числе для усиления железобетонных конструкций:

- СТО 42010705-4.02.02-08 для проектирования внешнего армирования железобетонных конструкций композиционными материалами, разработанное ЗАО «Триада-Холдинг» (Москва);
- СТО 53269053-101-2010 рекомендации по применению в транспортном строительстве неметаллической композиционной арматуры периодического профиля, разработанное ООО НПФ «УралСпецАрматура» (Пермь);
- СТО 2256-002-2011 рекомендации по проектированию комплексной системы FibARM по ремонту и усилению строительных конструкций, посредством внешнего армирования композицион-

ными материалами холодного отверждения, разработанное ЗАО «ПРЕПРЕГ – СКМ» (Москва);

– СТО 13623997-001-2011 рекомендации ООО «Зика» по восстановлению железобетонных балок композитами, разработанные ООО «Зика» (Москва).

В соответствии со статьей 17 «Федерального закона о техническом регулировании» стандарт организации может быть использован в качестве основы для разработки проекта предварительного национального стандарта.

В 2006 г. с целью расширения свода правил по проектированию бетонных и железобетонных конструкций с ненапрягаемой арматурой компания ООО «Интераква» совместно с НИИЖБ разработали «Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами» [75]. В руководстве представлен способ расчета балочных железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами с углеродными, арамидными и стеклянными волокнами.

Подосновой разработки указанного документа был опыт расчета и проектирования ООО «ИнтерАква», исследования в области усиления композитами НИИЖБ, европейских экспериментальных исследований, зарубежных производителей композиционных материалов, а также анализ данных натурного использования композитных материалов при усилении железобетонных конструкций в Российской Федерации и за рубежом. Данный документ относится к технической документации, носящий рекомендательный характер.

Среди отечественной технической литературы в области усиления железобетонных конструкций композитными материалами в области горнотехнических зданий и сооружений необходимо отметить выполненные работы под руководством А. А. Шилина [103], [104–105]. В данной литературе изложены основы проектирования и технологии внешнего армирования железобетонных конструкций современными композитными материалами на основе углеродных, арамидных и стекловолокон. Также даны основные положения по расчету усиления изгибаемых железобетонных конструкций по двум группам предельных состояний, приведена технология усиления железобетонных конструкций композитными материалами нового поколения, рассмотрены вопросы качества выполнения работ, требования к исходным материалам и условиям проведения работ по усилению, а также требования по

обязательному мониторингу усиливаемой конструкции. Проанализирован опыт работ ЗАО «Триада-Холдинг» по ремонту железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения с помощью композиционных материалов.

Также одной из форм выпускаемой нормативно-технической документации выступают технические условия (ТУ). В качестве примера можно привести ТУ 1916-005-61664530-2011 на производство углеродных однонаправленных лент для систем усиления внешним армированием, разработанные ЗАО «ПРЕПРЕГ – СКМ» (Москва, 2011).

В 2015 г. был утвержден первый свод правил СП 164.1325800.2014 «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами» (Правила проектирования), разработанный группой компаний ОАО «Научно-исследовательский центр «Строительство», ЗАО «Триада-Холдинг», ЗАО «ХК «Композит», при участии ООО «БАСФ Строительные системы» [90].

В данном нормативном документе представлена методика расчета усиленных железобетонных элементов по двум группам предельных состояний, а также описаны конструктивные требования. Необходимо отметить, что в практике технологии усиления применяют для эксплуатируемых конструкций. В данном своде правил представлена методика расчета по второй группе предельных состояний проверки, по которой обеспечивают стадию нормальной эксплуатации вновь проектируемых конструкций. Целесообразным является доработка указанного нормативного документа в части учета особенностей эксплуатации железобетонных конструкций различного назначения, которые предполагается усилить.

Как показал анализ, в большинстве случаев в основе существующей отечественной нормативно-технической документации в области применения композитных материалов при ремонте и усилении железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений положены требования к проектированию усиления, разработанные за рубежом. Стоит отметить, что при разработке отечественных национальных стандартов и сводов правил зарубежный опыт применения композитных материалов необходимо учитывать путем их адаптации к требованиям отечественных нормативных документов, действующих в Российской Федерации, а также особенностей эксплуатации сооружений в зависимости от их назначения и внешних условий – температур.

## Выводы

В современных условиях неотъемлемой частью современных горных предприятий является комплекс зданий и сооружений на поверхности, который включает в себя надшахтные копры, бункеры, эстакады, галереи, здания обогатительных фабрик, котельных, компрессорных и др. В процессе эксплуатации горнотехнических зданий и сооружений возникает потребность в восстановлении или увеличении несущей способности конструкций из-за появившихся дефектов и повреждений или увеличения расчетных постоянных и временных нагрузок во время их реконструкции. При этом основным материалом несущих конструкций горнотехнических каркасных зданий и сооружений является железобетон.

1. Соответственно при выполнении ремонта или реконструкции горнотехнических зданий и сооружений для восстановления или увеличения несущей способности конструкций требуется замена или усиление железобетонных элементов балок или колонн.

2. Конкурентным и эффективным способом восстановления и повышения несущей способности как сжимаемых, так и изгибаемых железобетонных элементов является способ усиления композиционными материалами.

3. Сегодня накоплен большой экспериментальный опыт в исследованиях прочности балочных железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами. Рассмотрены различные схемы усиления элементов на действие изгибающего момента и поперечных сил, выполнена оценка их эффективности.

4. Разработаны и усовершенствованы методики расчета усиленных элементов для горнотехнических зданий и сооружений различного назначения. Анализ проведенных результатов исследований и имеющихся норм проектирования показывает, что в содержащихся в них расчетных формулах, определяющих несущую способность восстанавливаемых и усиливаемых железобетонных конструкций с применением композиционных материалов, отсутствуют расчетные параметры, которые позволяют учитывать реальные температурные условия окружающей среды, как климатические, так и технологические. Исследования в основном проведены на уменьшенных экспериментальных образцах несущих железобетонных конструкций зданий и сооружений.

## Глава 2

# МЕТОДИКА РАСЧЕТА ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ, УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

В соответствии с действующими нормативными документами [88–89] несущие железобетонные конструкции зданий и сооружений рассчитывают на действие постоянных и временных нагрузок по первой и второй группам предельных состояний. Проверки по первой группе предельных состояний обеспечивают прочность конструкции с заданной обеспеченностью. Проверки по второй группе предельных состояний обеспечивают нормальную эксплуатацию конструкций в установленный проектный срок службы [1–5], [8–9], [11], [24], [36], [37–38], [45–47], [61], [66], [72], [77], [101–102].

Усилению композиционными материалами подвергаются в большинстве случаев уже эксплуатируемые железобетонные конструкции и реже новые конструкции, когда возникает потребность в исправлении ошибок, допущенных в проектных или строительно-монтажных работах. Поэтому актуальным является уточнять и корректировать методику расчета усиленных конструкций только по первой группе предельных состояний [78].

Впервые метод расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений, усиленных композитными материалами, был предложен А. А. Шилиным [103], [104–105]. Д. Н. Смердов [78] и В. И. Шестериков [70] разработали методы расчета усиления железобетонных пролетных строений композиционными материалами для мостов, расположенных на автомобильных дорогах. А. А. Неровных в своих работах существенно совершенствовал и уточнил методику расчета изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного и таврового поперечного сечения, усиленных полимерными композиционными материалами, при их расчете по первой группе предельных состояний [56].



В соответствии с СП 63.13330.2012 [89] при проектировании изгибаемых железобетонных элементов необходимо выполнять расчетные проверки по прочности сечений:

- перпендикулярных к продольной оси балочных элементов на действие изгибающих моментов;
- по бетонной полосе между наклонными сечениями;
- наклонных относительно опорных сечений балочных элементов на действие поперечных сил;
- наклонных относительно опорных сечений балочных элементов на действие изгибающих моментов.

## Расчет на прочность усиленных балочных железобетонных конструкций композиционными материалами с учетом действующих температур в процессе эксплуатации

Экспериментальные данные показывают, что при допущении эксплуатации усиленных балочных железобетонных конструкций композиционными материалами в зданиях и сооружениях при температуре свыше  $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$  в результате нагрева конструкций разрушение усиленных элементов может происходить вследствие разрушения волокон композиционного материала в месте действия максимальных нормальных напряжений [81]. При этом композиционный материал наклеивается на нижнюю поверхность изгибаемых элементов без дополнительного его закрепления по концам, например *U*-образными хомутами, как показано на рисунке 2.1 [56], [78]. Также исследованиями установлено влияние температуры на сопротивление бетона растяжению при изгибе, которое тоже необходимо учитывать в методике расчета усиленных конструкций [81], [86].

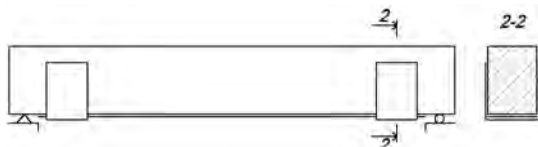


Рисунок 2.1 – Способ закрепления композиционного материала *U*-образными хомутами

Величина коэффициента температурного расширения  $\alpha$ ,  $10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$  для углеродных волокон, по сведениям различных источников [56], [78], [90], отрицательная и варьируется в пределах от  $-0,6 \dots -1,45$ . Для сравнения: коэффициент температурного расширения  $\alpha$ ,  $10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$  стали арматуры класса A400 и бетона положительной величиной  $\sim 10,40$  [78]. Соответственно при нагреве углеродные волокна композиционных материалов укорачиваются, а прямолинейные элементы из стали и бетона удлиняются. Повышение температуры углеродных волокон композиционного материала относительно температуры, при которой происходит отверждение эпоксидной смолы композиционного материала на усиливаемой конструкции, вызывает в нем дополнительные нормальные напряжения, которые необходимо учитывать в расчетных формулах. А охлаждение усиленных железобетонных конструкций относительно температуры, при которой осуществляется их усиление, наоборот, снимает часть нормальных напряжений в композиционном материале за счет противоположного знака коэффициента температурного расширения относительно бетона и металлической арматуры, что тоже предлагается учитывать в расчетных формулах.

Если допустимая температура эксплуатации конструкции  $T_{\alpha}$ , усиленной композиционными материалами, при которой определяется несущая способность больше либо равна температуре, при которой осуществляется отверждение эпоксидной смолы композиционного материала  $T_f$ , то предельные нормальные напряжения в композиционном материале необходимо определять по формуле

$$\Delta\sigma_{fu} = \sigma_{fu} - \sigma_{fi} \leq 0,9R_{fi}, \quad (2.1)$$

где  $\sigma_{fu}$  — предельные нормальные напряжения в композиционном материале, определяемые по формуле (2.2), МПа [56];

$\sigma_{fi}$  — нормальные напряжения в композиционном материале от действия температуры при  $T_{\alpha} \geq T_f$ , определяемые по формуле (2.3), МПа;

$R_{fi}$  — расчетное сопротивление композиционного материала растяжению, МПа.

$$\sigma_{fu} = k_f \sqrt{\frac{R_b E_f b_f}{\sum t_f}}; \quad (2.2)$$

$$\sigma_{fi} = (\alpha_f + \alpha_b)(T_{\alpha} - T_f)E_f, \quad (2.3)$$

где  $b_f$  — единичная ширина полосы материала усиления,  $b_f = 1$  мм;  
 $k_f$  — коэффициент, учитывающий тип конструкции усиления [56];  
 $R_b$  — расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа;  
 $E_f$  — модуль упругости композиционного материала, МПа;  
 $t_f$  — толщина одного слоя композиционного материала, мм;  
 $\alpha_f, \alpha_b$  — коэффициент температурного расширения композиционного материала и бетона,  $10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ ;

$T_\alpha$  — допустимая температура эксплуатации конструкции, усиленной композиционными материалами,  $^\circ\text{C}$ ;

$T_f$  — температура, при которой осуществляется отверждение эпоксидной смолы композиционного материала,  $^\circ\text{C}$ .

Если допустимая температура эксплуатации конструкции  $T_\alpha$ , усиленной композиционными материалами, при которой определяется несущая способность меньше температуры, при которой осуществляется отверждение эпоксидной смолы композиционного материала  $T_f$ , то предельные нормальные напряжения в композиционном материале необходимо определять по формуле

$$\Delta\sigma_{fu} = \sigma_{fu} + \sigma_{ft} \leq 0,9R_{ft}, \quad (2.4)$$

для которой  $\sigma_{ft}$  при  $T_\alpha < T_f$  определяется по формуле

$$\sigma_{ft} = (\alpha_b - \alpha_f) |T_\alpha - T_f| E_f. \quad (2.5)$$

### **Расчет сечений, перпендикулярных к продольной оси балочных элементов, на действие изгибающих моментов**

На рисунке 2.2 показано расположение внутренних усилий и форма эпюры напряжений в сжатой зоне бетона в предельном состоянии для сечения, перпендикулярного к продольной оси усиленного балочного железобетонного элемента композиционным материалом прямоугольной формы поперечного сечения для определения предельного несущего момента  $M^p$ .

Расчет по прочности усиленных сечений, перпендикулярных к продольной оси балочных элементов, выполняют с учетом значения относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi_{Rf} = x/h_{0II}$  и ее граничным значением  $\xi_f$ , определяемым по формуле (2.6), при котором предельное состояние в сжатой зоне бетона наступает одновременно с достижением в композиционном материале предельного значения напряжений  $\Delta\sigma_{fu}$  [56].

$$\xi_f = \frac{0,85 - 0,008R_b}{1 + \frac{\Delta\sigma_{fu}}{e_{b,ult}E_f}(0,227 - 0,007R_b)}, \quad (2.6)$$

где  $e_{b,ult}$  – предельная деформация бетона, принимаемая по указани-  
ям СП 63.13330.2012,  $10^{-6}$  [89].

При выполнении условия  $\xi_f \leq \xi_{Rf}$  в дальнейшем расчете исполь-  
зуется высота сжатой зоны, определяемая из условий равновесия,  
в противном случае  $x = \xi_f h_{0II}$ .

При определении высоты сжатой зоны  $x$  в предельном состоянии  
необходимо учитывать площадь сжатой арматуры  $A'_s$  в зависимости  
от расположения границы сжатой зоны (рисунок 2.2) [77], [89].

Прочность усиленных сечений, перпендикулярных к продоль-  
ной оси балочных элементов, на действие изгибающих моментов  
определяют по формуле

$$M^* = R_b x b (h_{0I} - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{0I} - a'_s) + \Delta\sigma_{fu} A_f a_f, \quad (2.7)$$

высота сжатой зоны  $x$  определяется по формуле

$$x = \frac{R_s A_s + \Delta\sigma_{fu} A_f - R_{sc} A'_s}{R_b b}, \quad (2.8)$$

где  $R_{sc}$ ,  $R_s$ ,  $R_b$  – предельные сопротивления арматуры сжатию и рас-  
тяжению, бетона сжатию соответственно, МПа;

$A'_s$ ,  $A_s$  – площадь сечения сжатой и растянутой рабочей армату-  
ры,  $m^2$ ;

$A_f$  – площадь сечения волокон композиционного материала,  $m^2$ ;

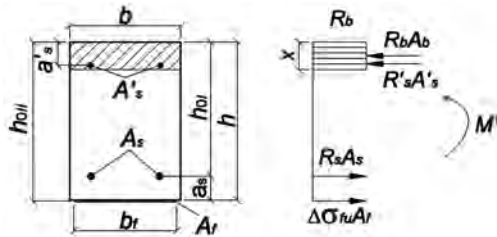


Рисунок 2.2 – Расположение внутренних усилий и форма эпюры  
напряжений в сжатой зоне бетона в предельном состоянии для  
прямоугольного сечения, перпендикулярного к продольной оси усиленного  
балочного железобетонного элемента композиционным материалом

$b$  – приведенная ширина сечения балочного элемента, м;  
 $a_s, a'_s$  и  $a_f$  – расстояние до центра тяжести растянутой и сжатой арматуры, волокон композиционного материала, м;  
 $h_{0I}$  – размер эффективной высоты неусиленного сечения, м, определяемой по формуле

$$h_{0I} = h - a_s, \quad (2.9)$$

в которой  $h$  – размер сечения балочного элемента по высоте (рисунок 2.2), м.

На рисунке 2.3 показано расположение внутренних усилий и форма эпюры напряжений в сжатой зоне бетона в предельном состоянии для сечения, перпендикулярного к продольной оси усиленного балочного железобетонного элемента композиционным материалом тавровой формы поперечного сечения для определения предельного несущего момента  $M^y$ .

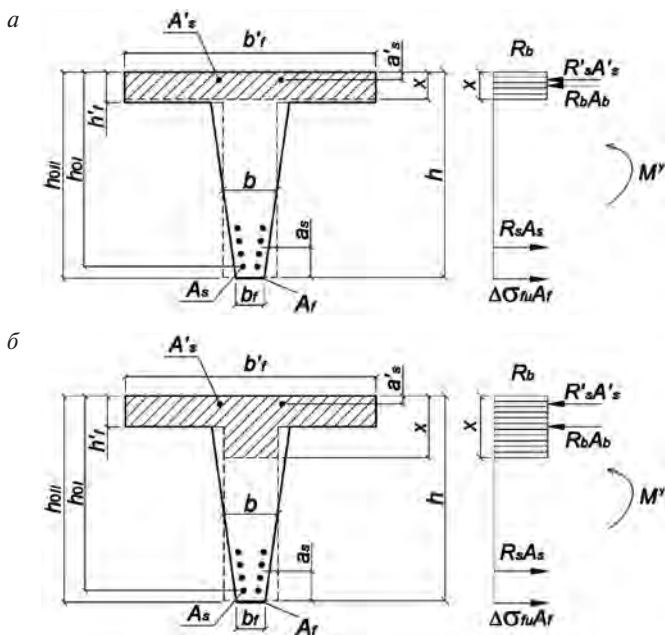


Рисунок 2.3 – Расположение внутренних усилий и форма эпюры напряжений в сжатой зоне бетона в предельном состоянии для таврового сечения, перпендикулярного к продольной оси усиленного балочного железобетонного элемента композиционным материалом:

$a$  – при попадании границы сжатой зоны в полку;  $b$  – в ребро

Прочность усиленных сечений, перпендикулярных к продольной оси балочных элементов, на действие изгибающих моментов при  $\xi_f \leq \xi_{Rf}$  определяют в зависимости от расположения границы сжатой зоны по высоте элемента по формулам [77], [88]:

а) при попадании границы сжатой зоны в полку балки (рисунок 2.3, а):

$$M^r = R_b x b'_f (h_{0I} - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{0I} - a'_s) + \Delta \sigma_{fu} A_f a_f, \quad (2.10)$$

высота сжатой зоны  $x$  определяется по формуле

$$x = \frac{R_s A_s + \Delta \sigma_{fu} A_f - R_{sc} A'_s}{R_b b'_f}, \quad (2.11)$$

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре балки (рисунок 2.3, б):

$$M^r = R_b b x (h_{0I} - 0,5x) + R_b A'_s (b'_f - b) h'_f (h_{0I} - 0,5 h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{0I} - a'_s) + \Delta \sigma_{fu} A_f a_f, \quad (2.12)$$

высота сжатой зоны  $x$  определяется по формуле

$$x = \frac{R_s A_s + \Delta \sigma_{fu} A_f - R_b h'_f (b'_f - b) - R_{sc} A'_s}{R_b b}, \quad (2.13)$$

где  $b'_f$  — ширина полки, м;

$h'_f$  — высота полки, м.

## Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил и изгибающих моментов

*Расчет на прочность бетонной полосы между наклонными сечениями*

В соответствии с нормами [89] для железобетонных балок с поперечным армированием прочность конструкции по бетонной полосе между наклонными сечениями определяется по формулам:

$$Q_b = 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} m_b R_b b h_{0I}, \quad (2.14)$$

$$\varphi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w, \quad (2.15)$$

где  $\varphi_{w1} \leq 1,3$  — с расположением поперечной арматуры перпендикулярно к продольной оси балок;

$m_b$  — коэффициент условий работы для бетона при сжатии;

$\eta = 5$  – с расположением поперечной арматуры перпендикулярно к продольной оси балок;

$\eta = 10$  – при наклоне к продольной оси с углом  $45^\circ$ ;

$n_1$  – соотношение модуля Юнга арматуры к бетону [78].

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS}, \quad (2.16)$$

где  $A_{sw}$  – значение площадей сечений поперечной арматуры в одном створе, перпендикулярном к продольной оси балки,  $\text{м}^2$ ;

$S$  – значение расстояния между стержнями поперечной арматуры в продольном направлении балок, м.

Значение коэффициента  $\varphi_{b1}$  определяют по формуле

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b, \quad (2.17)$$

где расчетное сопротивление бетона сжатию  $R_b$  принимается в МПа [78].

### Расчет по прочности по наклонным сечениям, воспринимающим поперечные силы

По результатам многочисленных экспериментальных исследований [3], [14–20, 22], [46], [56–58], [67], [78] установлено, что наклонные трещины в изгибаемых железобетонных элементах, усиленных композиционными материалами, могут развиваться под углом  $60^\circ$  от опорного сечения.

На рисунке 2.4 представлена расчетная схема к определению предельной поперечной силы в усиленном наклонном сечении изгибаемого железобетонного элемента.

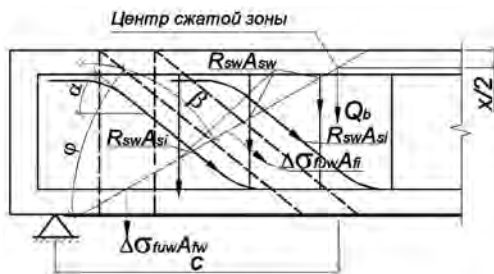


Рисунок 2.4 – Расчетная схема к определению несущей способности усиленного железобетонного элемента по поперечной силе

Значение прочности усиленных железобетонных конструкций по наклонным сечениям, воспринимающим поперечные силы, рассчитывается по формуле

$$Q^y = \sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_b + \sum \Delta \sigma_{fiw} A_{fi} \sin \varphi + \sum \Delta \sigma_{fiw} A_{fw}, \quad (2.18)$$

где  $\sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha$ ,  $\sum R_{sw} A_{sw}$ ,  $\sum \Delta \sigma_{fiw} A_{fi} \sin \varphi$  и  $\sum \Delta \sigma_{fiw} A_{fw}$  — суммарные предельные усилия, воспринимаемые отогнутой и поперечной арматурой, наклонными и поперечными холстами при действии поперечной силы в наклонном сечении соответственно, кН;

$R_{sw}$  — предельные растягивающие напряжения в поперечной арматуре с учетом понижающего коэффициента 0,8, МПа;

$\Delta \sigma_{fiw}$  — нормальные напряжения в композиционном материале, определяемые с учетом коэффициента условий работы  $m_{a4}$ , МПа.

Значение предельной поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении, рассчитывается по формуле

$$Q_b = \frac{2m_{bt}^T R_{bt} b h_{0I}^2}{c} \leq m_{bt}^T m R_{bt} b h_{0I}, \quad (2.19)$$

где  $c$  — величина проекции наклонного сечения на продольную ось балочного элемента, м (см. рисунок 2.4);

$m_{bt}^T$  — коэффициент условия работы для бетона, учитывающий влияние положительных температур на изменение его прочности при растяжении,  $m_{bt}^T < 1$ ;

$m$  — коэффициент, определяемый по формуле [78]

$$m = 1,3 + 0,4 \left( \frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right), \quad (2.20)$$

где  $R_{b,sh}$  — сопротивление бетона скалыванию при работе на изгиб, МПа;

$\tau_q$  — величина касательных напряжений, возникающих в бетоне балочных элементов от действия суммарных постоянных и временных нагрузок, МПа.



### Расчет по прочности по наклонным сечениям на действие изгибающего момента

На рисунке 2.5 представлена расчетная схема к определению предельного изгибающего момента в усиленном наклонном сечении.

Прочность усиленных железобетонных элементов по наклонным сечениям по изгибающему моменту определяется по формуле

$$M_q^y = R_s A_s z_s + \sum R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \sum R_s A_{si} z_{si} + \Delta\sigma_{fu} A_f z_f + \sum \Delta\sigma_{fuw} A_{fw} z_{fw} + \sum \Delta\sigma_{fuw} A_{fi} z_{fi}, \quad (2.21)$$

в которой  $z_s$ ,  $z_{sw}$ ,  $z_{sl}$ ,  $z_f$ ,  $z_{fi}$  и  $z_{fw}$  — расстояния от точки приложения равнодействующих усилий в центре сжатой зоны бетона до предельных усилий, возникающих в продольной, поперечной и наклонной металлической арматуре, продольных, поперечных и наклонных холстах композиционных материалов соответственно, м;

$A_s, A_{sw}, A_{sl}, A_f, A_{fw}$  и  $A_{fl}$  — площадь продольной, поперечной и наклонной арматуры, продольных, поперечных и наклонных холстов композиционного материала, попадающих в наклонное сечение соответственно,  $\text{м}^2$  (см. рисунок 2.5).

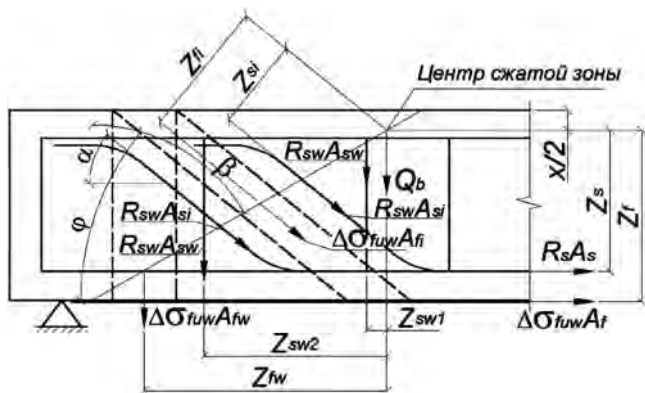


Рисунок 2.5 – Расчетная схема к определению несущей способности усиленного железобетонного элемента в наклонном сечении по изгибающему моменту

## **Расчет сечений, перпендикулярных к продольной оси изгибаемых железобетонных элементов таврового поперечного сечения, усиленных композиционными материалами, без разгрузки от собственного веса с использованием нелинейной деформационной модели материалов**

При усилении изгибаемых железобетонных элементов, на которые действует полная постоянная нагрузка, в расчетах требуется учесть, что элементы усиления будут работать только на восприятие временных и дополнительных нагрузок, а материалы усиливаемой конструкции, бетон и металлическая арматура, перед усилением испытывают определенные величины нормальных напряжений от действия первой части нагрузок — постоянных и прочих.

Прочность усиленных сечений, перпендикулярных к продольной оси балочных элементов, на действие изгибающих моментов, арматура и бетон которых воспринимают нормальные напряжения от действия первой части нагрузок, определяется по формуле

$$M^{yb} = M_I + M_{II}^y, \quad (2.22)$$

где  $M_I$  — изгибающий момент от действия первой части расчетных постоянных и прочих нагрузок, кНм;

$M_{II}^y$  — предельный допускаемый изгибающий момент в усиленном сечении с учетом наличия величин нормальных напряжений в бетоне и металлической арматуре от действия первой части расчетных постоянных и прочих нагрузок, кНм.

На рисунке 2.6 представлены расчетные схемы к определению  $M_{II}^y$ .

Предельный допускаемый изгибающий момент в усиленном сечении, с учетом наличия величин нормальных напряжений в бетоне и металлической арматуре от действия первой части расчетных постоянных и прочих нагрузок, определяют в зависимости от расположения границы сжатой зоны по высоте элемента по формулам (см. рисунок 2.6):

а) при попадании границы сжатой зоны в полку балки (рисунок 2.6, а):

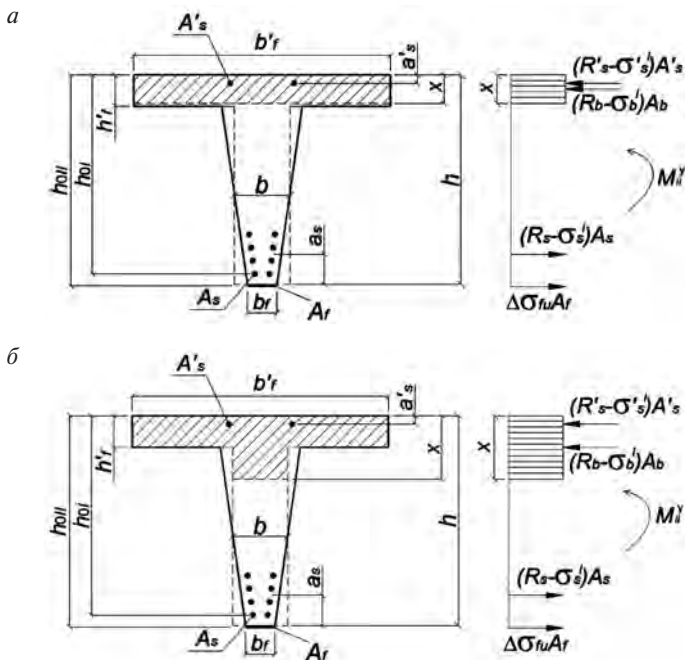


Рисунок 2.6 — Расположение внутренних усилий и форма эпюры напряжений в сжатой зоне бетона в предельном состоянии для таврового сечения, перпендикулярного к продольной оси усиленного балочного железобетонного элемента композиционным материалом, с учетом наличия величин нормальных напряжений в бетоне и металлической арматуре от действия первой части расчетных постоянных и прочих нагрузок:

$a$  — при попадании границы сжатой зоны в полку;  $b$  — в ребро

$$M_{II}^y = (R_b - \sigma_b^I) x_{II}^y b'_f (h_{0I} - 0,5x) + (R_{sc} - \sigma_s^I) A'_s (h_{0I} - a'_s) + \Delta\sigma_{fu} A_r a_f, \quad (2.23)$$

высоту сжатой зоны  $x$  определяют из уравнения:

$$x_{II}^y = \frac{(R_s - \sigma_s^I) A_s + \Delta\sigma_{fu} A_f - (R_{sc} - \sigma_s^I) A'_s}{(R_b - \sigma_b^I) b'_f}, \quad (2.24)$$

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре балки (см. рисунок 2.6, б):

$$\begin{aligned}
M_{II}^y = & (R_b - \sigma_b^I) b x_{II}^y (h_{0I} - 0,5x) + \\
& + (R_b - \sigma_b^I) (b'_f - b) h'_f (h_{0I} - 0,5h'_f) + \\
& + (R_{sc} - \sigma_s^{'I}) A'_s (h_{0I} - a'_s) + \Delta \sigma_{fu} A_f a_f,
\end{aligned} \quad (2.25)$$

высоту сжатой зоны  $x$  определяют из уравнения

$$x_{II}^y = \frac{(R_s - \sigma_s^I) A_s + \Delta \sigma_{fu} A_f - (R_b - \sigma_b^I) h'_f (b'_f - b) - (R_{sc} - \sigma_s^{'I}) A'_s}{(R_b - \sigma_b^I) b}, \quad (2.26)$$

где  $\sigma_b^I$ ,  $\sigma_s^I$ ,  $\sigma_s^{'I}$  — напряжения в сжатой зоне бетона элемента, растянутой и сжатой арматуре от действия первой части расчетных постоянных и прочих нагрузок, МПа.

Напряжения в сжатой зоне бетона изгибаемых элементов, сжатой и растянутой арматуре от действия первой части расчетных постоянных нагрузок определяются с использованием нелинейной деформационной модели [10–13], [23], [33], [39–43], [67], [78]. Учитываемая в расчетах деформационная модель деформирования бетона показана на рисунке 2.7.

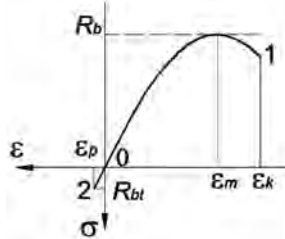


Рисунок 2.7 — Диаграмма зависимости напряжений в бетоне от деформаций

На интервале модели деформирования бетона 0–1 зависимость между напряжениями в бетоне от деформаций принята с использованием функции (см. рисунок 2.7) [78]:

$$\sigma_b(\varepsilon_b) = E_b \varepsilon_b (1 - \omega), \quad (2.27)$$

где  $E_b$  — значение модуля упругости бетона при его работе в упругой стадии, МПа;

$\omega$  — коэффициент пластичности, учитывающий нелинейное деформирование бетона [14], [49], [78].

На интервале модели деформирования бетона 0–2 зависимость между напряжениями в бетоне от деформаций принята с использованием линейной зависимости:

$$\sigma_b(\varepsilon_b) = E_b \varepsilon_b, \quad (2.28)$$

Коэффициент пластичности  $\omega$  рассчитывается по формуле

$$\omega = \frac{E_b \varepsilon_b}{4R_b}, \quad (2.29)$$

в которой  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа.

Диаграмма деформирования стальной арматуры принимается в виде графика с горизонтальной площадкой «текучести», которая представлена на рисунке 2.8. На интервале графика 0–1 напряжения в арматуре рассчитываются с использованием линейной зависимости по закону Гука, а участок 1–2 соответствует росту деформаций в арматуре при постоянных напряжениях, соответствующих пределу текучести  $\sigma_s = R_s$  соответствующего класса арматуры [78].

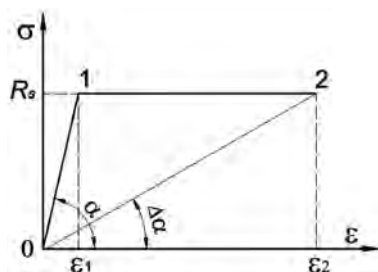


Рисунок 2.8 – Диаграмма зависимости напряжений в стальной арматуре от деформаций

Величины относительных деформаций по высоте сечений, перпендикулярных к продольной оси элемента, определяются с использованием гипотезы плоских сечений по формуле [14], [49], [78]

$$\varepsilon = \frac{M_o + M}{E_b I_{red}} Y_j, \quad (2.30)$$

где  $M_o$  – изгибающий момент, возникающий внутри сечения, перпендикулярного к продольной оси балочного элемента, при его нагружении, кНм;

$M$  – изгибающий момент от внешних нагрузок, кНм;

$I_{red}$  — значение приведенного момента инерции составного сечения,  $\text{м}^4$ ;

$Y_j$  — вертикальные координаты по высоте сечения, начало которых берется от уровня нулевых деформаций в нормальном сечении изгибаемого элемента,  $\text{м}$ .

Внутренний момент в сечении, перпендикулярном к продольной оси элемента, от действия внешних нагрузок определяется по формуле

$$M_{\omega} = \sum_{i=1}^n \int_A \sigma_i^b y_i^b dA + \sum_{k=1}^m \sigma_k^s y_k^s A_k^s, \quad (2.31)$$

где  $n$  — количество точек по высоте составного сечения, в которых определяются деформации и напряжения, «1»;

$m$  — число рядов металлической арматуры, «1»;

$A$  — поперечная площадь бетонного сечения,  $\text{м}^2$ ;

$A_k^s$  — площади поперечных сечений отдельно взятых стержней металлической арматуры в рядах,  $\text{м}^2$ .

Значение приведенного момента инерции составного сечения определяется из уравнения

$$I_{red} = \sum_{i=1}^n n_i^b \int_A y_i^b dA + \sum_{k=1}^m n_k^s (y_k^s)^2 A_k^s, \quad (2.32)$$

где  $n_i^b$ ,  $n_k^s$  — соотношение модуля упругости «эталонного» бетона к бетону и «эталонного» бетона к модулю Юнга металлической арматуры (за «эталонный» принимается бетон с наибольшим сопротивлением сжатию).

В первом приближении  $M_{\omega}$  принимается равным нулю, и по уравнению (2.32) определяется напряженно-деформированное состояние сечения первого приближения. Далее по формуле (2.31) находится значение  $M_{\omega}$ , которое подставляется в (2.30) для получения характеристик напряженно-деформированного состояния следующего последовательного приближения [14], [49], [78].

Итерации расчета продолжаются до достижения значения внешнего изгибающего момента, равного  $M_f$ . Процесс трещинообразования учитывается назначением коэффициента пластичности  $\omega$ , равного единице ( $\omega = 1$ ), в местах сечения, где величина нормальных растягивающих напряжений в бетоне превышает свою предельную растяжимость  $R_{bt}$ .

Значения напряжений  $\sigma_b$ ,  $\sigma_s$  и  $\sigma_{sc}$  от действия расчетных постоянных и прочих нагрузок определяются по указанной выше методике с помощью ЭВМ.

## Выводы

1. Разработана методика расчета сечений, нормальных и наклонных балочных железобетонных элементов прямоугольного и таврового поперечного сечения, усиленных композиционными материалами, с учетом действующих температур.

2. Впервые предложена методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композиционными материалами, учитывающая влияние положительных и отрицательных температур на их несущую способность и схему разрушения.

3. Учтена разница температуры, при которой происходит отверждение эпоксидной смолы композиционного материала на усиливаемой конструкции, с фактической температурой эксплуатации.

4. В методике расчета учтено напряженно-деформированное состояние конструкций до усиления от действия постоянных и прочих нагрузок с использованием нелинейной деформационной модели бетона и металлической арматуры.

## Глава 3

# ИССЛЕДОВАНИЯ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГОРНОТЕХНИЧЕСКИХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ, УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ

## **Оценка несущей способности полномасштабных натурных образцов железобетонных балок горнотехнических сооружений, усиленных композиционными материалами на основе углеродных волокон**

На экспериментальной площадке УрГУПС были проведены испытания натурных образцов непреднапряженных железобетонных балок двух типоразмеров, неусиленных и усиленных холстами на основе углеродных волокон FibARM Tape 530/300 и ламелями FibARM Lamel 14/100 производства ЗАО «ХК «Композит».

Цель испытаний – определение фактической несущей способности натурных конструкций железобетонных балок двух типоразмеров неусиленных и усиленных холстами на основе углеродных волокон FibARM Tape 530/300 и ламелями FibARM Lamel 14/100. Для достижения цели были поставлены следующие задачи:

1. Разработать схемы усиления натурных конструкций железобетонных балок.
2. Оценить эффективность усиления натурных конструкций железобетонных балок.
3. Определить характер изменения напряженно деформированного состояния усиленных конструкций железобетонных балок в процессе испытания.
4. Изучить характер трещинообразования усиленных конструкций железобетонных балок.
5. Проанализировать схемы разрушения конструкций железобетонных балок.



## Характеристика опытных образцов

В качестве опытных образцов использовались преднапряженные железобетонные балки полной длиной 12 и 18 м таврового поперечного сечения (рисунки 3.1 и 3.2). Классы бетона всех балок были приняты не ниже по прочности В30, морозостойкости F300, водонепроницаемости W6.

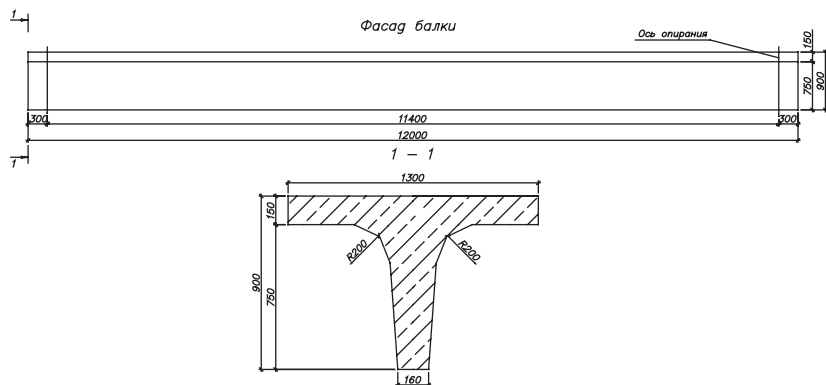


Рисунок 3.1 – Конструкция полномасштабных железобетонных балок длиной 1200 см

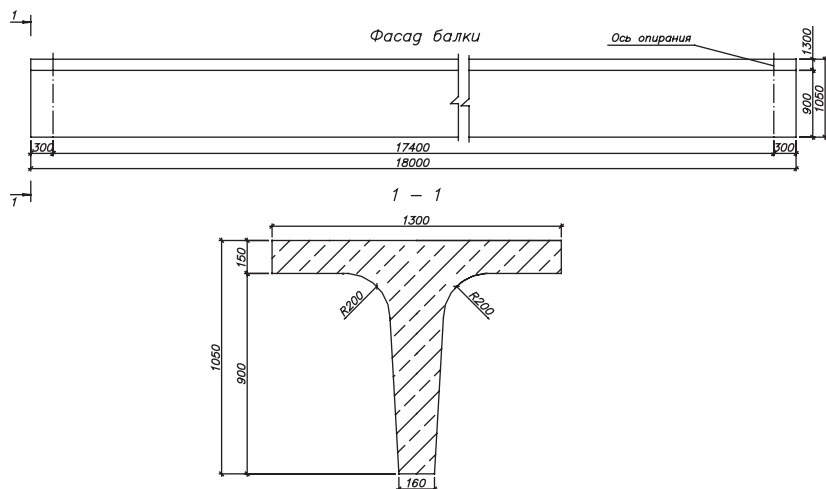


Рисунок 3.2 – Конструкция полномасштабных железобетонных балок длиной 18 м

В процессе планирования натурных исследований было подготовлено три группы образцов. К первой группе образцов относились неусиленные железобетонные балки серии «А» (рисунки 3.1 и 3.2). Ко второй группе относились железобетонные балки серии «Б», усиленные холстами FibARM Tape-530/300. В третью группу вошли железобетонные балки серии «В», усиленные ламелью FibARM Lamel 14/100. Железобетонные балки серий «Б» и «В» полной длиной 12 м усиливались холстами FibARM Tape 530/300 шириной 300 мм по нижней грани ребра балки в виде *U*-образной обоймы на длине 11,6 м и полосой ламели FibARM Lamel 14/100 шириной 100 мм по нижней грани ребра балки на длине 11,60 м соответственно, как показано на рисунке 3.3.

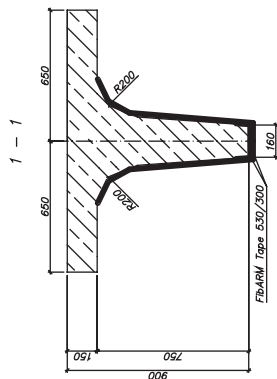
Железобетонные балки серий «Б» и «В» полной длиной 18 м усиливались холстом FibARM Tape-530/300 в два слоя шириной 300 мм по нижней грани ребра балки в виде *U*-образной обоймы на длине 17,60 м и полосой ламели FibARM Lamel 14/100 шириной 100 мм по нижней грани ребра балки на длине 17,60 м соответственно, как показано на рисунке 3.4. Приклейка холстов и ламелей на основе углеродных волокон к поверхности бетона балок осуществлялась с помощью двухкомпонентного эпоксидного клея FibARM Resin. В приопорных зонах всех усиленных балок для выполнения анкеровки материалов усиления приклеивалось по два хомута шириной 300 мм в виде *U*-образной обмотки из холстов на основе углеродных волокон FibARM Tape 530/300 (см. рисунки 3.3–3.4).

### **Описание схемы загрузки и процесса испытаний**

Загружение образцов до наступления предельного состояния при изгибе производилось по схеме однопролетной балки с расчетными пролетами 11,4 и 17,4 м. Для эффекта чистого изгиба в середине пролета нагрузка на балку передавалась через два гидравлических домкрата ДУ100П150, установленных с межосевым расстоянием 1480 мм.

Нагружение образцов производилось на специально изготовленном стенде, конструкция которого представлена на рисунке 3.5, в полевых условиях на подготовленной экспериментальной площадке при температуре окружающего воздуха от  $-15$  до  $-23$  °С. На каждом этапе нагружения балок фиксировались относительные деформации в нормальном сечении, расположенном в середине пролета, с помощью электронных индикаторов Tesa DISIGO-12,

Балка L = 12,0 м  
Балка, усиленная холстом FybARM Tape 530/300 (серия "Б")



Балка, усиленная ламелью FybARM Lamel 14/100 (серия "В")

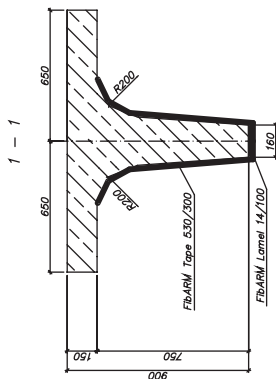
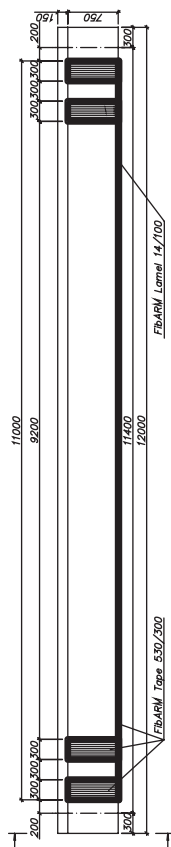
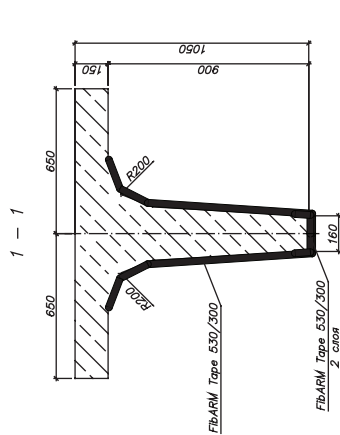


Рисунок 3.3 — Конструкция усиления железобетонных балок длиной 1200 см серии «Б» и «В», усиленных холстами FybARM Tape-530/300 и ламелями FybARM Lamel 14/100

Балка  $L = 18,0$  м  
Балка, усиленная холстом *FibARM Tape 530/300* (серия "Б")



Балка, усиленная ламелью *FibARM Lamel 14/100* (серия "В")

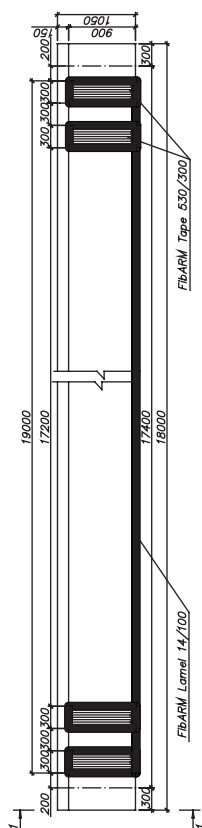
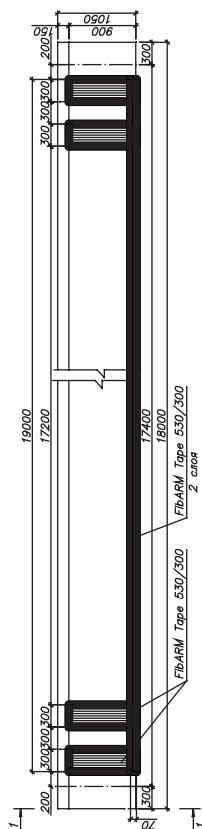
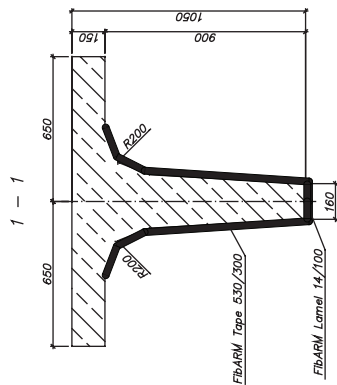


Рисунок 3.4 — Конструкция усиления железобетонных балок длиной 1800 см серии «Б» и «В», усиленных холстами *FibARM Tape-530/300* и ламелями *FibARM Lamel 14/100*

Спецификация			
№ п/п	Наименование	Кол-во, шт	Примечание
1	Ж/б балка $L = 12$ м (20 м)	1	
2	Блок ФБС 24.6.4	11	
3	Турникет с 2-мя прижимными пальцами	2	
4	Выравнивающая подсыпка из песка $h = 15$ мм	2	
5	Плиты ж/б $300 \times 2200 \times 150$ , $m = 2,5$ т	4	
6	Пакет из 2-х ростверков МИК-С	4	стянут болтами
7	Прокладка из фанеры $h = 10$ мм	16	м/у пакетами (п. 6)
8	Деревянные подкладки под балку $L = 12$ м, $h = 165$ мм	2	
9	Деревянная прокладка м/у балкой и стойкой турникета	4	
10	Распределительная балка $L = 1,3$ м	2	
11	Подкладка из фанеры $h = 20$ мм, $300 \times 300$ мм	4	под домкрат (п. 12)
12	Домкрат гидравлический 100 т	2	
13	Прокладка из фанеры $t = 10$ мм, $300 \times 300$ мм	2	
14	Лист стальной $t = 20$ мм, $300 \times 300$ мм	2	м/у п. 13
15	Плита ж/б $1480 \times 7600 \times 300$ , $m = 8,5$ т	5	
16	Ж/б пригруз, $M_{\text{пол}} = 100$ т	1	
17	Насосная станция с манометром	1	

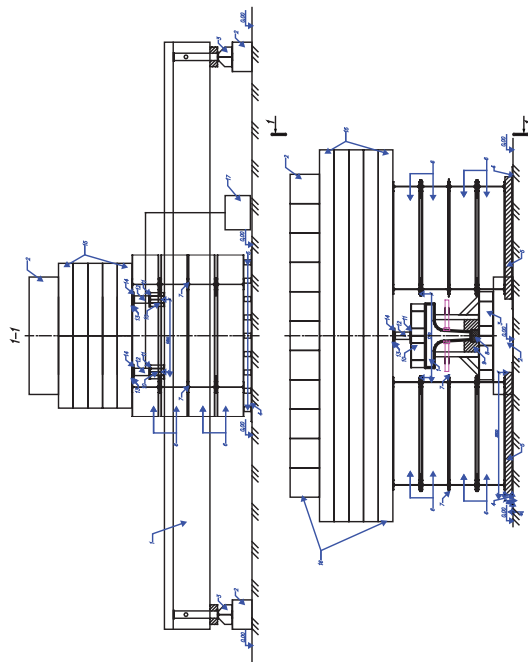


Рисунок 3.5 — Стенд для испытания неусиленных и усиленных балок

установленных на базе 500 мм (рисунок 3.5, *а* и *б*), а также прогиб балок в середине пролета фиксировался при помощи прогибомеров 6-ПАО. Значение испытательной нагрузки на балку фиксировалось манометром испытательной гидростанции (см. рисунок 3.4). Нагрузка прикладывалась поэтапно с шагом нагружения 2500 кг при средней скорости не более 500 кг/мин.

### **Результаты экспериментальной оценки несущей способности усиленных натуральных образцов**

На рисунках 3.6–3.8 представлен вид образцов серий «А», «Б» и «В» после испытания на прочность на изгиб. В таблице 3.1 приведены результаты экспериментальной оценки несущей способности усиленных натуральных образцов. На рисунке 3.9 показаны диаграммы прогибов балок при их нагружении до наступления предельного состояния.



Рисунок 3.6 – Общий натуральный вид балок серии «А» после испытания на прочность на изгиб длиной:

*а* – 12 м; *б* – 18 м



Рисунок 3.7 – Общий натуральный вид усиленных балок серии «Б» после испытания на прочность на изгиб длиной:  
*а* – 12 м; *б* – 10 м



Рисунок 3.8 – Общий натуральный вид усиленных балок серии «В» после испытания на прочность на изгиб длиной:  
*а* – 12 м; *б* – 20 м

Таблица 3.1 — Результаты экспериментальной оценки несущей способности усиленных натурных образцов

№	Тип серии	Номер образца	Материал усиления	$P$ , кН	Увеличение несущей способности, %
Балки длиной 12 м					
1	Серия «А»	1	—	385	—
2	Серия «Б»	2	FibARM Tape 530/300	621	62 %
3	Серия «В»	3	FibARM Lamel 14/100	600	56 %
Балки длиной 18 м					
4	Серия «А»	4	—	407	—
5	Серия «Б»	5	FibARM Tape 530/300	625	53 %
6	Серия «В»	6	FibARM Lamel 14/100	653	60 %

Примечание:  $P$  — несущая способность балок.

Разрушение всех неусиленных образцов серии «А» происходило в результате достижения в растянутой стальной арматуре нормальных напряжений, соответствующих пределу их текучести. При этом величина раскрытия нормальных трещин  $\Delta_{cr}$  в растянутой зоне бетона в зоне чистого изгиба превышала значение, равное 1 мм, и увеличивалась с последующим приложением нагрузки, что приводило к продергиванию растянутой арматуры и снижению жесткости балок (рисунки 3.6 и 3.7). Уровень нагружения неусиленных балок, при котором происходил переход от их упругого деформирования к упругопластическому (при  $\Delta_{cr} = 1$  мм и более), был принят за несущую способность.

Разрушение всех усиленных образцов серий «Б» и «В» происходило в результате отслоения композиционного материала между трещинами в месте чистого изгиба, при этом величины раскрытия нормальных трещин в растянутой зоне бетона вплоть до отслоения композита не превышали значение 1...1,3 мм.

С последующим приложением нагрузки происходило значительное увеличение раскрытия трещин и постепенное отслоение композиционного материала по всей длине балок до места его анкеровки. U-образные анкера в опорных зонах в момент разрушения усиленных образцов предотвратили мгновенное отслаивание композиционного материала.

Таким образом, установлено, что усиление непреднапряженных железобетонных балок полной длиной 12 и 18 м холстами FibARM Tape 530/300 и ламелью FibARM Lamel 14/100 на основе углеродных волокон привело к увеличению их несущей способности от 53 до 62 %.



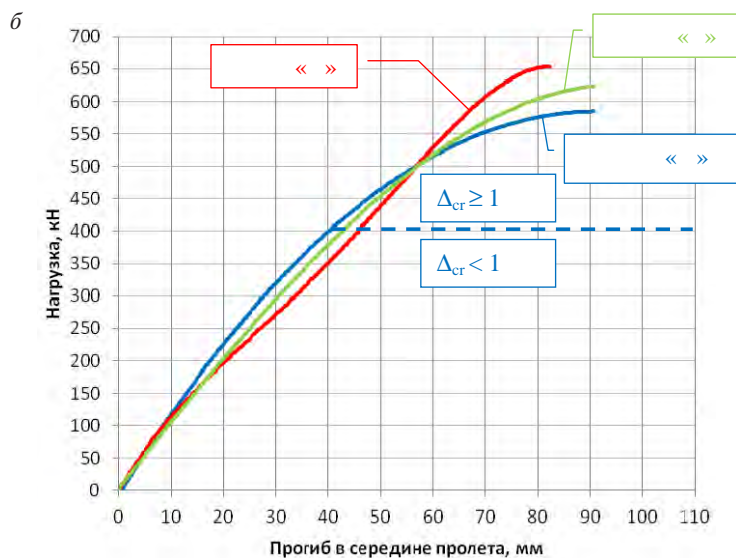
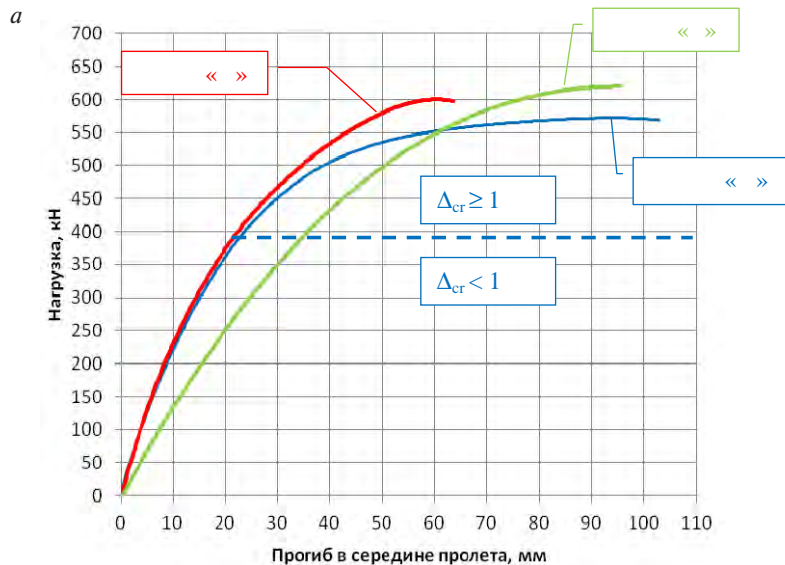


Рисунок 3.9 – Графические зависимости изменения прогиба балок под нагрузкой образцов серии «Б» и «В» совместно с неусиленными образцами серии «А» длиной:

*a* – 12 м; *б* – 18 м

Схемы разрушения натурных конструкций усиленных балок совпадает со схемами разрушения, полученными другими авторами в лабораторных условиях на меньших экспериментальных образцах [56], [78].

## **Оценка несущей способности полномасштабных моделей железобетонных колонн горнотехнических сооружений, усиленных композиционными материалами на основе углеродных волокон**

На базе Уральского отделения Всероссийского научно-исследовательского института железнодорожного транспорта (ВНИИЖТ) были проведены испытания железобетонных колонн-призм, усиленных холстами на основе углеродных волокон FibARM Tape 530/300 и ламелями FibARM Lamel 14/100.

Цель испытаний – определение фактической несущей способности натурных конструкций железобетонных колонн неусиленных и усиленных холстами на основе углеродных волокон FibARM Tape 530/300 и ламелями FibARM Lamel 14/100. Для достижения цели были поставлены следующие задачи:

1. Разработать схемы усиления натурных конструкций железобетонных колонн.
2. Оценить эффективность усиления натурных конструкций железобетонных колонн.
3. Определить характер изменения напряженно деформированного состояния усиленных натурных конструкций железобетонных колонн в процессе испытания.
4. Изучить характер наступления предельного состояния усиленных натурных конструкций железобетонных колонн.

### **Характеристика опытных образцов**

Опытными образцами являлись железобетонные колонны-призмы высотой 2500 мм, квадратного поперечного сечения с размером ребра 250 мм. Классы бетона всех колонн были приняты не ниже по прочности В20, морозостойкости F300, водонепроницаемости W6. В процессе планирования экспериментальных исследований было подготовлено три группы образцов. К первой группе образцов от-

носились неусиленные железобетонные колонны серии «А», конструкция армирования которых представлена на рисунке 3.10.

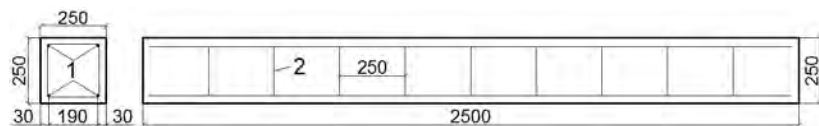


Рисунок 3.10 – Конструкция колонн:

- 1 – стержневая металлическая арматура класса А400  $\pm$  10 мм;
- 2 – поперечная металлическая арматура класса А240  $\pm$  6,5 мм

Ко второй группе образцов относились железобетонные колонны серии «Б», усиленные холстами в один слой FibARM Tape 530/300. К третьей группе образцов относились железобетонные колонны серии «В», усиленные ламелью FibARM Lamel 14/100. Железобетонные колонны серии «Б» усиливались холстом на основе углеродных волокон FibARM Tape 530/300 посредством ее обмотки по всей высоте и периметру (рисунок 3.11).

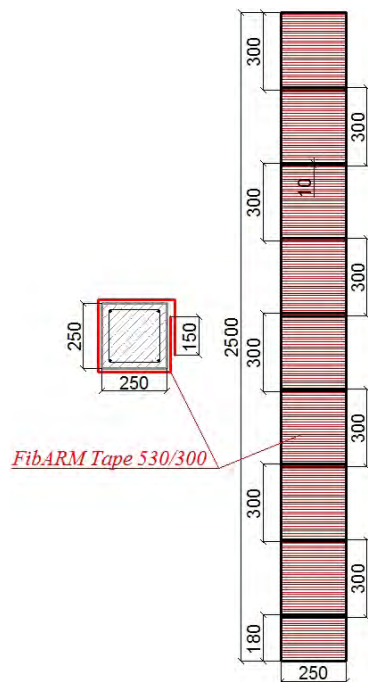


Рисунок 3.11 – Конструкция усиления образцов серии «Б»

Усиление колонн серии «В» производилось посредством наклейки полосы ламели FibARM Lamel 14/100 шириной 100 мм на каждую грань образца длиной 2500 мм с устройством по высоте хомутов из углеродных волокон FibARM Tape 530/300 (рисунок 3.12, а) и без устройства хомутов (рисунок 3.12, б).

Все группы образцов испытывались на прочность в лабораторных условиях при температуре +15–22 °С.

Испытание образцов на сжатие производилось на специализированной испытательной машине ЦД 20/400 ПУ, которая представлена на рисунке 3.13.

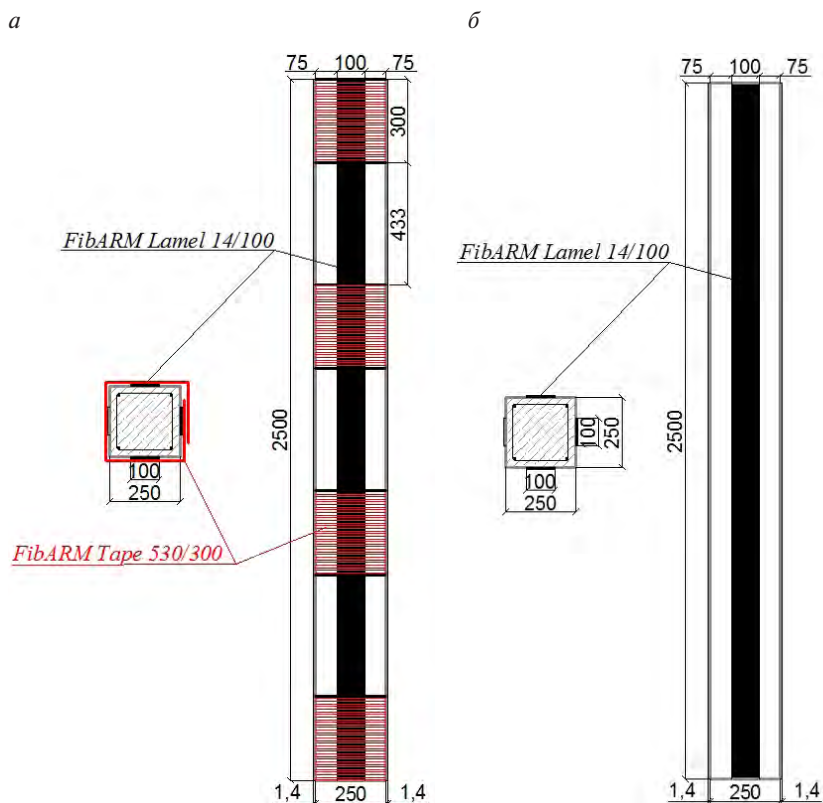


Рисунок 3.12 – Конструкция усиления образцов серии «В»:  
а – с устройством по высоте хомутов из углеродных волокон;  
б – без устройства по высоте хомутов из углеродных волокон



Рисунок 3.13 – Испытательная машина ЦД 20/400 ПУ

### Схема нагружения и проведение испытаний

Испытания образцов на прочность производились по схеме осевого сжатия колонн (рисунок 3.14).

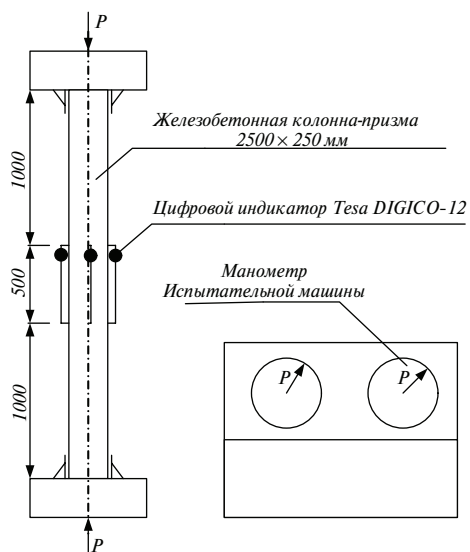


Рисунок 3.14 – Схема приложения испытательной нагрузки на колонны и расположения точек установки измерительных приборов

В процессе нагружения колонн на каждом этапе фиксировались абсолютные деформации образцов с помощью электронных индикаторов Tesa DISIGO-12, которые позволяли определять их величину с точностью до 0,001 мм. Измерение абсолютных деформаций образцов при сжатии осуществлялось на базовой длине 50 см (рисунок 3.14). Нагрузка прикладывалась поэтапно с шагом нагружения 5000 кг при средней скорости не более 500 кг/мин. Величина испытательной нагрузки при загрузке колонн контролировалась по шкале испытательной машины ЦД 20/400 ПУ (рисунок 3.14).

### Результаты экспериментальных исследований

На рисунках 3.15–3.19 представлен вид образцов, подвергшихся испытаниям на прочность на сжатие. В таблице 3.2 приведены результаты экспериментальной оценки несущей способности усиленных натуральных образцов. На рисунке 3.20 показаны графики зависимости изменения относительных деформаций образцов при сжатии от уровня их нагружения.



Рисунок 3.15 – Общий вид с фасада неусиленных образцов серии «А», подвергшихся испытаниям на прочность на сжатие



Рисунок 3.16 – Вид неусиленных колонн серии «А», подвергшихся испытаниям на прочность на сжатие в месте локального разрушения



Рисунок 3.17 – Натурный вид колонн серии «Б», усиленных холстами на основании углеродных волокон, подвергшихся испытаниям на сжатие





Рисунок 3.18 – Общий вид колонн серии «В», усиленных ламелями (без хомутов), подвергшихся испытаниям на сжатие

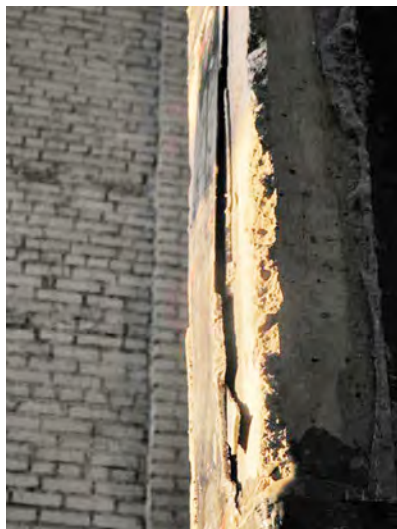


Рисунок 3.19 – Общий вид колонн серии «В», усиленных ламелями (с хомутами), подвергшихся испытаниям на сжатие



Таблица 3.2 – Экспериментальные значения несущей способности колонн

№	Серия	Номер образца	Материал усиления	Разрушающая нагрузка, кН	Сопротивление сжатию, МПа	Среднее значение сопротивления сжатию, МПа	Увеличение несущей способности, %
1	2	3	4	5	6	7	8
1	А	1	—	1274	20	19	—
		2		1078	17		
2	Б	3	FibARM Tape 530/300	1666	27	28	50 %
		4		1862	30		
3	В	5	FibARM Lamel 14/100 без хомутов	1274	20	20	8 %
		6	FibARM Lamel 14/100 с хомутами	1568	25	25	33 %

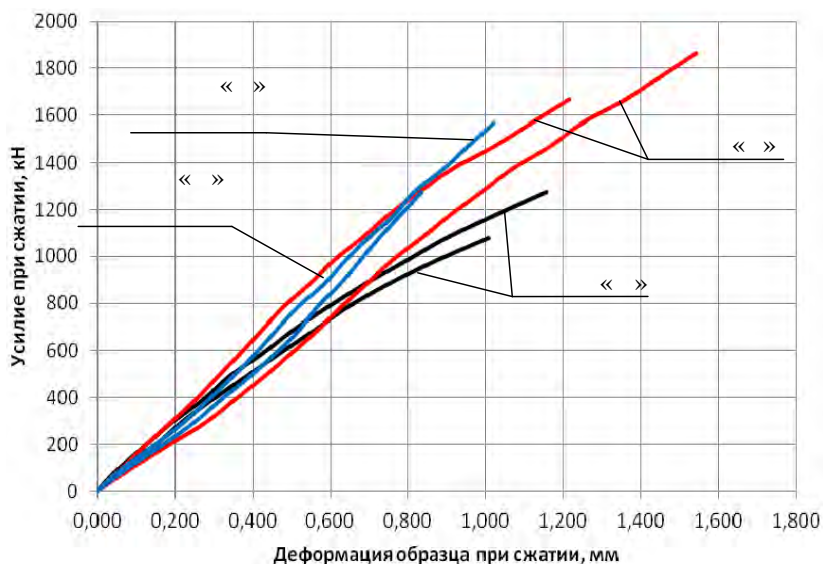


Рисунок 3.20 – Графические зависимости изменения относительных деформаций образцов при сжатии от уровня их нагружения

Таким образом, в результате проведенных испытаний полномасштабных моделей усиленных железобетонных колонн установлено, что усиление сжимаемых железобетонных конструкций — колонн холстами на основе углеродных волокон FibARM Tape 530/300 приводит к существенному увеличению их несущей способности в среднем на 50 %.

Испытание образцов, усиленных ламелями FibARM Lamel 14/100, показало, что эффективной является конструкция усиления железобетонных колонн ламелями с устройством по высоте хомутов из углеродных волокон FibARM Tape 530/300. Увеличение несущей способности составило 33 % (таблица 3.2).

Испытания показали, что усиление железобетонных колонн ламелями без специального устройства хомутов по их высоте менее эффективно. При таком конструктивном решении увеличение несущей способности не превысило 9 % (таблица 3.2).

## Выводы

1. В процессе проведения экспериментальных исследований была выполнена оценка несущей способности полномасштабных моделей непреднапряженных железобетонных колонн и балок, усиленных углеродными холстами FibARM Tape 530/300 и ламелями FibARM Lamel 14/100.

2. Произведена экспериментальная оценка несущей способности натурных железобетонных балок двух типоразмеров полной длиной 12 и 18 м таврового поперечного сечения неусиленных и усиленных холстами на основе углеродных волокон FibARM Tape 530/300 и ламелями FibARM Lamel 14/100. По результатам испытаний установлено, что усиление непреднапряженных железобетонных балок полной длиной 12 и 20 м холстами FibARM Tape 530/300 и ламелью FibARM Lamel 14/100 на основе углеродных волокон привело к увеличению их несущей способности от 53 до 62 %.

3. Оценка несущей способности железобетонных колонн высотой 250 см квадратного поперечного сечения с шириной ребра 25 см неусиленных и усиленных холстами на основе углеродных волокон FibARM Tape 530/300 и ламелями FibARM Lamel 14/100. По результатам испытаний установлено, что усиление сжимаемых железобетонных конструкций — колонн холстами FibARM Tape 530/300

и ламелями FibARM Lamel 14/100 на основе углеродных волокон привело к увеличению их несущей способности в среднем до 50 %.

4. Проведенный комплекс экспериментальных исследований несущей способности позволил изучить особенности работы композиционных материалов в качестве систем внешнего армирования на полномасштабных натурных конструкциях изгибаемых и сжимаемых железобетонных элементов, усиленных композиционными материалами на основе углеродного волокна.

## Глава 4

# ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ УСТОЙЧИВОСТИ КОМПОЗИЦИОННЫХ МАТЕРИАЛОВ НА ОСНОВЕ УГЛЕРОДНЫХ ВОЛОКОН К ВОЗДЕЙСТВИЮ ПОНИЖЕННЫХ И ПОВЫШЕННЫХ ТЕМПЕРАТУР В УСИЛЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

## Исследование несущей способности железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами, при пониженных и повышенных температурах

### Характеристика опытных образцов

Испытаниям подвергались балочные железобетонные элементы длиной 1,55 м, с поперечным сечением 12×22 см. Классы бетона всех балок были приняты не ниже по прочности В30, морозостойкости F300 и водонепроницаемости W6. Балки усиливались холстами из углеродных волокон FibARM Tape – 230/300, приклейка которого на поверхность бетона осуществлялась с помощью двухкомпонентного эпоксидного клея FibARM Resin 230. На рисунке 4.1 представлена конструкция армирования железобетонных балок и схема их усиления. Поперечное армирование хомутами выполнено таким образом, чтобы разрушение неусиленных и усиленных образцов происходило в середине пролета по изгибающему моменту [81].

Всего было использовано две группы образцов. К первой группе образцов относились железобетонные балки серии «А» (рисунок 4.1, а). Ко второй группе – железобетонные балки, усиленные на действие изгибающих моментов серии «Б» – одним слоем холста шириной 12 см (рисунок 4.1, б, 4.2) [81].

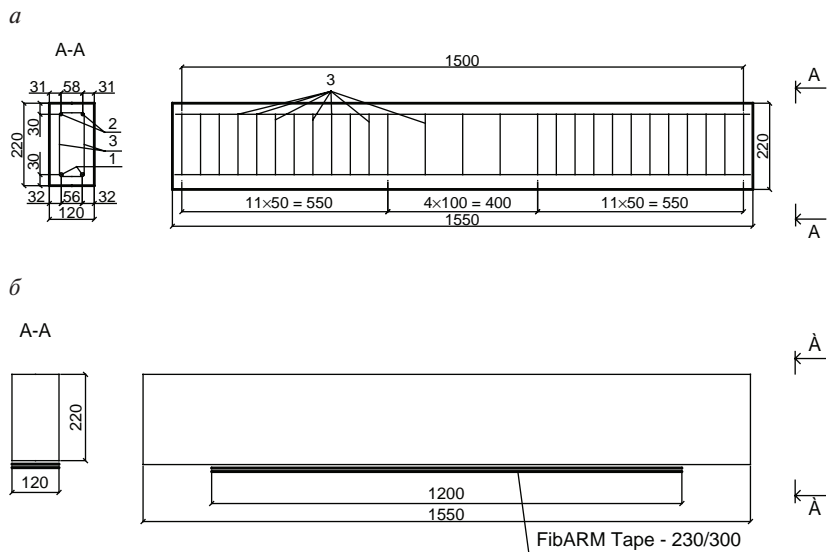


Рисунок 4.1 – Конструкция экспериментальных балок:  
*a* – серий «А»; *б* – серий «Б»; 1 – стержневая металлическая арматура класса A400  $\varnothing$  10 мм; 2 – стержневая металлическая арматура класса A400  $\varnothing$  8 мм; 3 – поперечная металлическая арматура класса A240  $\varnothing$  6,5 мм



Рисунок 4.2 – Усиленные железобетонные балки

## Схема нагружения и проведение климатических испытаний

Железобетонные балки серии «А» испытывались на прочность на изгиб в лабораторных условиях при температуре  $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Железобетонные балки серий «Б» были разделены на три подгруппы – контрольные, «охлаждение» и «нагрев». Контрольные балки испытывались на прочность на изгиб в лабораторных условиях при температуре  $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Образцы подгруппы «охлаждение» и «нагрев» подвергались охлаждению до  $0$ ,  $-30$ ,  $-60$ , и нагреву до  $+60$ ,  $+90\text{ }^{\circ}\text{C}$  в температурной камере Techno 7010Wi с объемным содержанием воздуха внутри камеры  $10\text{ м}^3$  в период определенного времени до установления требуемой температуры и выдержки по времени. Далее при требуемой температуре охлаждения или нагрева материалов конструкций испытывались на прочность, как показано на рисунке 4.3. Испытание балок на прочность производили на специально изготовленном стенде, установленном непосредственно в климатическую камеру.



Рисунок 4.3 – Испытательный стенд с железобетонной балкой, установленный в климатическую камеру Techno 7010Wi

Испытание балок осуществлялось по балочной схеме с расчетным пролетом 1,265 м. Для создания зоны чистого изгиба нагрузка на балки прикладывалась двумя сосредоточенными силами, расставленными друг от друга на расстояние 36,5 см симметрично относительно середины пролета балок. На каждом этапе нагружения балок фиксировались прогибы с помощью тензометрического датчика перемещения. Нагрузка прикладывалась поэтапно с шагом нагружения 500 кг при средней скорости не более 100 кг/мин. Величина испытательной нагрузки на балку определялась с помощью тензометрического динамометра. Примененные тензометрические датчики были подключены к измерительному комплексу «Тензор-МС» [59], [71], [76].

На рисунке 4.4 представлен экспериментальный стенд, специально изготовленный для проведения климатических испытаний усиленных балок.

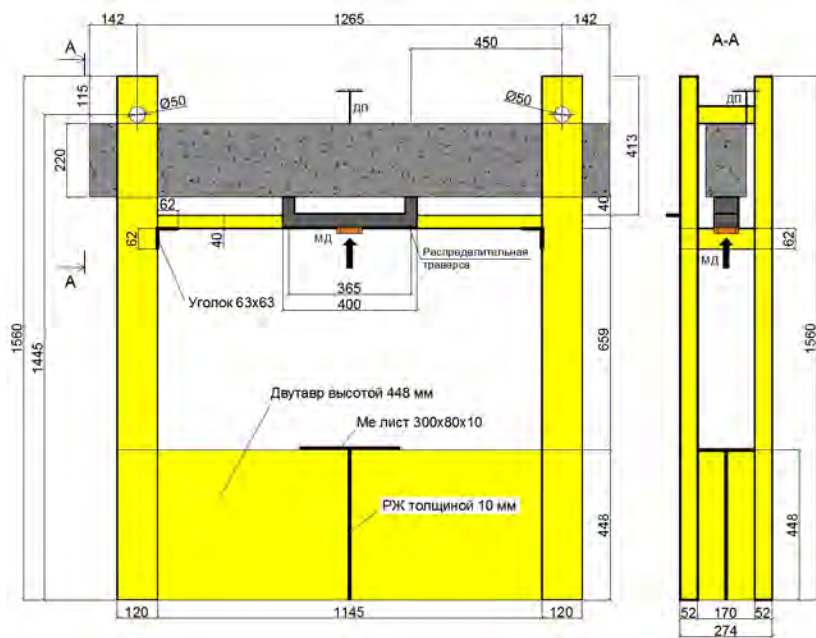


Рисунок 4.4 – Специализированный экспериментальный стенд для проведения климатических испытаний усиленных балок:

МД – мессдоза; ДП – датчик перемещения

Количество балок ( $n$ ) для каждой серии испытаний было определено из предположения нормального закона распределения измеряемых физических величин по формуле [25-29], [31], [48], [52], [74], [112]:

$$n = \frac{t^2 v^2}{\beta^2}, \quad (4.1)$$

где  $t$  — численная величина, соответствующая заданному уровню достоверности экспериментальных данных при числе степеней свободы  $N = \infty$ ;

$\beta$  — заданная погрешность результатов испытаний, %;

$v$  — коэффициенты вариаций результатов экспериментальных исследований.

Отечественный опыт экспериментальных исследований несущей способности конструкций показывает, что достоверность результатов экспериментальных исследований должна быть не ниже 0,95, что соответствует параметру  $t$ , равному 1,96. Заданная погрешность результатов испытаний зависит от цели экспериментальных исследований и точности средств измерения. Государственные стандарты рекомендуют принимать погрешность при проведении испытаний не более 5–7 %. Коэффициент рассеивания результатов экспериментальных исследований определялся после проведения испытаний каждой серии образцов, значение которого лежало в интервале от 4,5 до 5,3 %. Соответственно количество образцов в каждой серии испытаний было принято не менее 3 шт.

### **Результаты экспериментальной оценки несущей способности усиленных балок при повышенных и пониженных температурах**

Предельное состояние всех неусиленных балок (серия «А») наступало при достижении напряжений в сжатой зоне бетона и растянутой арматуры предельных значений. Схема разрушения усиленных образцов контрольных и подгруппы «охлаждение» соответствовала отслоению композитного материала по контакту «клей-бетон» в местах раскрытия наклонных и вертикальных трещин при действии поперечных сил и изгибающих моментов со сколом бетона защитного слоя стержневой арматуры. На рисунках 4.5–4.8 представлен вид контрольных образцов и подгруппы «охлаждение» до и после проведения испытаний на прочность.





Рисунок 4.5 – Вид балок серии «Б» подгруппы «охлаждение» до и после испытания на прочность на изгиб при температуре  $-60^{\circ}\text{C}$



Рисунок 4.6 – Вид балок серии «Б» подгруппы «охлаждение» до и после испытания на прочность на изгиб при температуре  $-30^{\circ}\text{C}$



Рисунок 4.7 – Вид балок серии «Б» подгруппы «охлаждение» до и после испытания на прочность на изгиб при температуре 0 °С



Рисунок 4.8 – Вид контрольных балок до и после испытания на прочность на изгиб при температуре  $+30^{\circ}\text{C}$

Разрушение экспериментальных балок подгруппы «нагрев» происходило в результате разрыва композиционного материала в месте действия максимальных нормальных напряжений от изгибающего момента. На рисунках 4.9–4.10 представлен вид образцов подгруппы «нагрев» после испытаний на прочность.





Рисунок 4.9 – Вид балок серии «Б» подгруппы «нагрев» после испытаний на прочность при температуре +60 °С

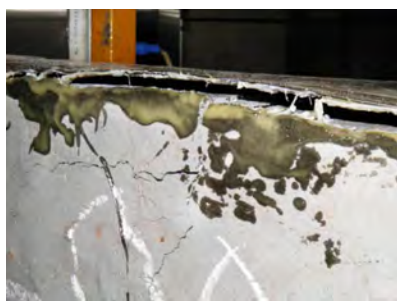
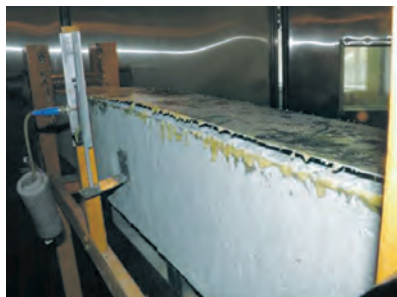


Рисунок 4.10 – Вид балок серии «Б» подгруппы «нагрев» после испытаний на прочность при температуре  $+90^{\circ}\text{C}$

На рисунках 4.11–4.15 показаны графики изменения прогиба балок серии «Б» подгрупп «охлаждение» и «нагрев» под нагрузкой совместно с контрольными балками серии «А».

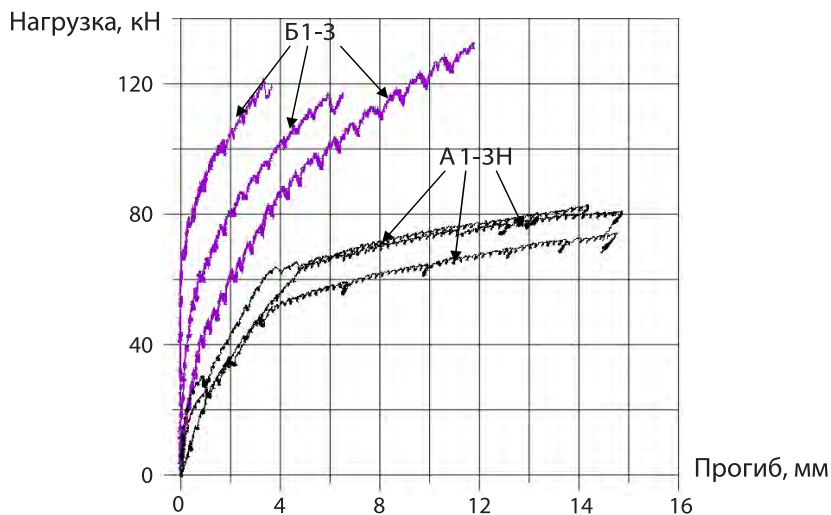


Рисунок 4.11 – Диаграммы деформирования балок серии «Б» при их нагружении до предельного состояния предварительно охлажденных до температуры  $-60^{\circ}\text{C}$

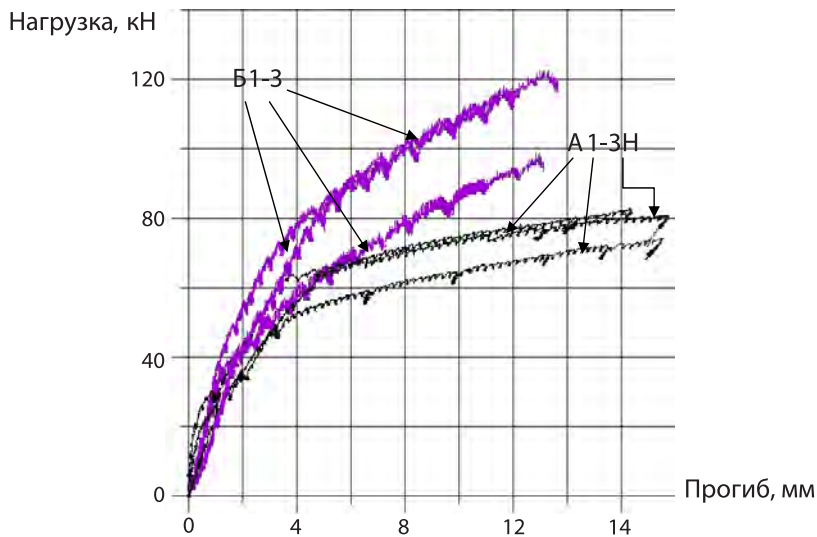


Рисунок 4.12 – Диаграммы деформирования балок серии «Б» при их нагружении до предельного состояния предварительно охлажденных до температуры  $-30^{\circ}\text{C}$

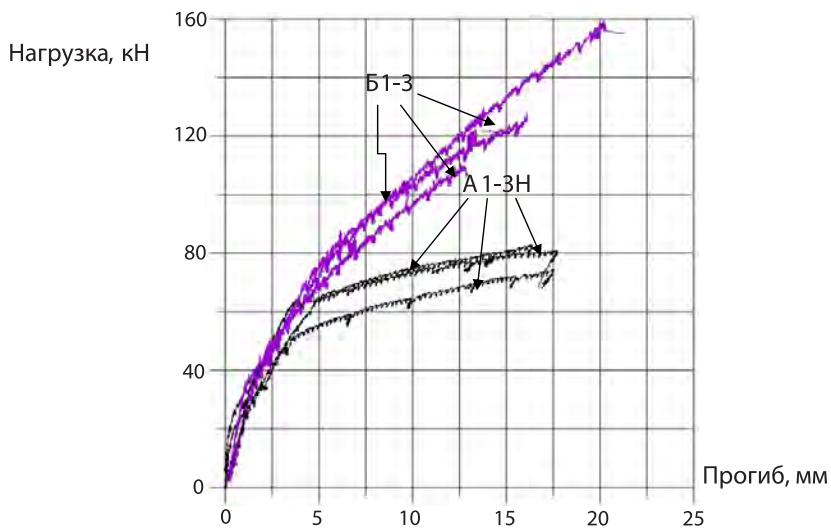


Рисунок 4.13 – Диаграммы деформирования балок серии «Б» при их нагружении до предельного состояния предварительно охлажденных до температуры 0 °С

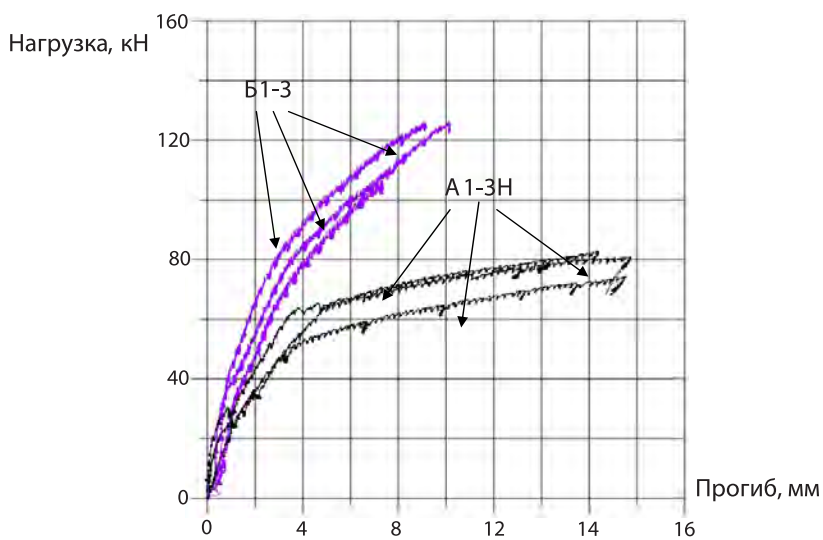


Рисунок 4.14 – Диаграммы деформирования балок серии «Б» при их нагружении до предельного состояния в лабораторных условиях при температуре +30 °С



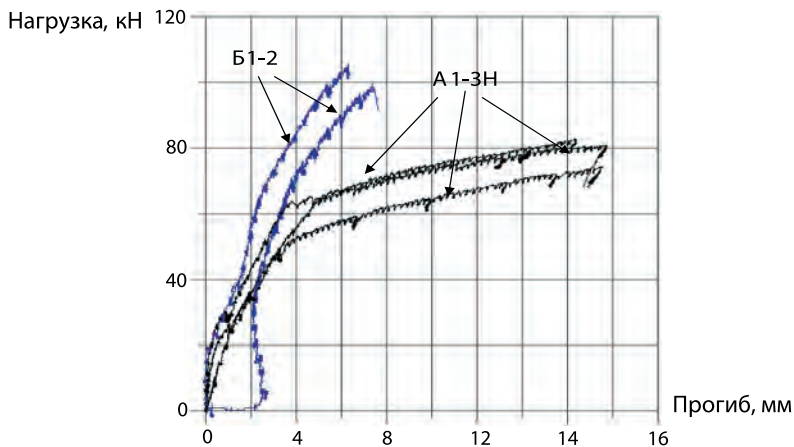


Рисунок 4.15 – Диаграммы деформирования балок серии «Б» при их нагружении до предельного состояния предварительно нагретых до температуры  $+60^{\circ}\text{C}$

На рисунке 4.16 показана зависимость величины разрушающей нагрузки от температуры испытаний железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами. В таблице 4.1 представлены результаты экспериментальной оценки несущей способности усиленных балок при повышенных и пониженных температурах.

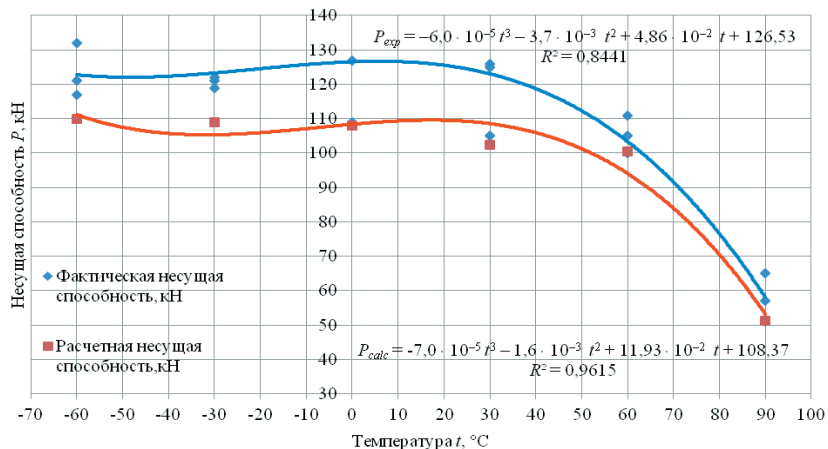


Рисунок 4.16 – Зависимость величины несущей способности от температуры испытаний железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами FibARM Tape-230/300

Таблица 4.1 – Экспериментальные значения несущей способности балок [80]

№	Серия	Номер образца	Материал усиления	Темпера- тура, °С	$P_{\text{exp}}$ , кН	$P_{\text{mean}}$ , кН	Приращение проч- ности балок, %	
1	2	3	4	5	6	7	8	
1	А	1	—	+30	55	61	100	
		2			64			
		3			63			
2	Б	4	FibARM Tape - 230/300	+30	126	118	195	
		5			125			
		6			105			
3		7		+60	111	105	174	
					8			105
					9			100
4		10		+90	57	58	95	
					11			51
					12			65
5		13		0	109	131	216	
					14			127
					15			158
6		16		−30	121	121	199	
					17			122
					18			119
7		19		−60	117	123	203	
					20			121
					21			132

Примечание:  $P_{\text{exp}}$  – прочность балок при изгибе;  $P_{\text{mean}}$  – среднее арифметическое значение прочности балок при изгибе.

Экспериментальными исследованиями выявлено, что схема разрушения железобетонных балок, усиленных композиционными материалами с углеродными волокнами, в предельном состоянии зависит от температуры эксплуатации конструкций. При температурах ниже нуля градусов Цельсия усиленные балки могут разрушаться в результате отслоения композиционного материала по контактной поверхности клея и бетона со скалыванием защитного слоя бетона металлической арматуры (рисунки 4.5–4.6). При температурах выше +30 °С разрушение усиленных образцов может происходить вследствие разрушения волокон композиционного материала от действия нормальных напряжений при восприятии балками внешних изгибающих моментов (рисунок 4.9).

Как видно из таблицы 4.1, усиление изгибаемых железобетонных конструкций композитными материалами FibARM Таре-230/300 на основе углеродного волокна приводит к увеличению их несущей способности от 174 до 215 %.

Из рисунков 4.10, 4.16 и таблицы 4.1 видно, что при температуре +90 °С происходит снижение несущей способности железобетонных конструкций, усиленных холстами из углеродных волокон FibARM Таре-230/300 (до 95 %), что связано с появлением сегментальной подвижности/размягчением эпоксидного клея FibARM Resin 230 и тем самым снижением физико-механических характеристик и адгезии клея к поверхности бетона [81].

Для неусиленных и усиленных образцов, испытанных при разных диапазонах температур с учетом предложенных формул (2.1–2.5), были определены расчетные значения несущей способности испытанных образцов, которые представлены в таблице 4.2.

Таблица 4.2 – Расчетные значения несущей способности образцов, испытанных при повышенных и пониженных температурах

№	Серия	Номер образца	Температура, °С	Фактическая несущая способность $P_{exp}$ , кН	Расчетная несущая способность $P_{calc}$ , кН	Отклонение экспериментального значения от расчетного, %	
1	2	3	5	6	7	8	9
1	А	1	+30	55	51,23	6,85	15,16
		2		64	51,23	19,95	
		3		63	51,23	18,68	
2	Б	4	+30	126	102,34	18,78	13,15
		5		125	102,34	18,13	
		6		105	102,34	2,53	
3		7	+60	111	100,52	9,44	4,40
		8		105	100,52	4,27	
		9		100	100,52	-0,52	
4	10	+90	57	51,23	10,12	10,29	
	11		51	51,23	-0,45		
	12		65	51,23	21,18		
5	13	0	109	107,93	0,98	15,90	
	14		127	107,93	15,02		
	15		158	107,93	31,69		
6	16	-30	121	108,87	10,02	9,76	
	17		122	108,87	10,76		
	18		119	108,87	8,51		
7	19	-60	117	109,82	6,14	10,73	
	20		121	109,82	9,24		
	21		132	109,82	16,80		

Как видно из таблицы 4.2 и графика рисунка 4.15, среднее отклонение экспериментальных значений от расчетных при температуре  $+60^{\circ}\text{C}$  варьируется в пределах от  $-0,52$  до  $9,44\%$ , что говорит о хорошей сходимости результатов расчета с экспериментом. При температурах от  $+30^{\circ}\text{C}$  и ниже среднее отклонение экспериментальных значений от расчетных в некоторых случаях превышает значение  $10\%$ , но не более  $16\%$ , которые являются приемлемыми для инженерных методов расчетов. Кроме того, это отклонение идет в запас прочности (см. рисунок 4.15). Также необходимо отметить, что предполагаемая по результатам расчета схема разрушения образцов при температуре  $+60^{\circ}\text{C}$  с разрывом волокон полимерного композиционного материала соответствует действительной.

На основании полученных результатов можно сделать вывод, что предложенный способ учета температуры эксплуатации балочных железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами, в методике расчета достаточно точно отражает реальную работу усиленных конструкций при температурах свыше  $+30^{\circ}\text{C}$ . Указанный способ может быть применен для расчета усиленных железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений композиционными материалами.

## **Исследование влияния пониженных и повышенных температур на прочностные характеристики бетона**

Целью исследований является изучение влияния отрицательных и положительных температур на изменение прочностных характеристик бетона и учета этого влияния в методике расчета железобетонных образцов, усиленных материалами.

### **Приготовление бетонной смеси и изготовление опытных образцов**

Опытными образцами являлись цементобетонные образцы — призмы  $300 \times 100 \times 100$  мм (рисунок 4.17).

Приготовление бетонной смеси осуществлялось на территории бетонного завода треста «Уралтрансспецстрой», имеющей собственную лабораторию.

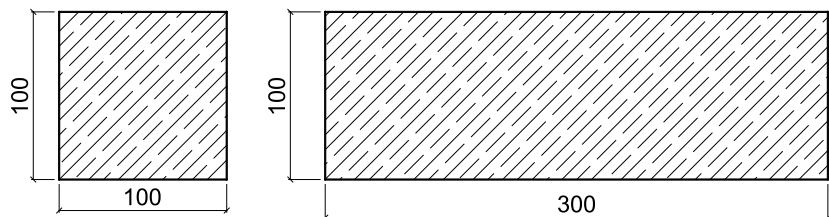


Рисунок 4.17 – Конструкция призм 300×100×100 мм

Для получения однородной бетонной смеси исходные компоненты после дозатора смешивались в циклическом бетоносмесителе периодического действия. Затем смесь распределяли и уплотняли в специальных формах и емкостях на виброплощадке, как показано на примере рисунка 4.18, *а*.



Рисунок 4.18 – Бетонирование образцов в специальных формах и емкостях:  
*а* – формы для бетонных образцов; *б* – образцы на вибростоле

Вибрирование бетонной смеси осуществлялось с помощью вибростола (рисунок 4.18, *б*). Параметры уплотнения составляли: амплитуда колебаний – 0,3–0,5 мм, частота колебаний – 55–75 Гц. Перед бетонированием следующей партии образцов формы очищались и смазывались, как показано на рисунке 4.19.

Заформованные образцы бетона твердели в нормальных условиях. До распалубливания образцы хранились в формах, покрытых влажной тканью (рисунок 4.20) в условиях, исключающих возможность испарения из них влаги, в помещении с температурой воздуха  $(20 \pm 5) ^\circ\text{C}$ .



Рисунок 4.19 — Очистка и смазка форм перед бетонированием очередной партии образцов



Рисунок 4.20 — Хранение образцов в нормальных условиях до распалубки

После распалубки образцы были помещены в камеру, обеспечивающую нормальные условия твердения, температуру  $(20 \pm 3) ^\circ\text{C}$  и относительную влажность воздуха  $(95 \pm 5) \%$ , в которой выдерживались 28 суток, после чего подвергались испытаниям.

Для сравнения образцы-цилиндры изготавливались из бетонной смеси трех составов. За основу был взят состав бетонной смеси базового типа, который используется при изготовлении железобетонных конструкций на заводах ЖБИ. Состав бетонной смеси базового типа представлен в приложении А.

В первый состав бетона добавлялись активные пластифицирующие и воздухововлекающие добавки. В качестве комплексной добавки была использована добавка к бетону марки ПФМ-НЛК производства ООО «Полипласт-УралСиб». Второй состав бетона был использован без активных добавок. В третий состав бетона были дополнительно включены армирующие компоненты – полимерная фибра.

### Схема нагружения и проведение испытаний

Испытание бетонных призм  $300 \times 100 \times 100$  мм на изгиб осуществлялось на испытательной машине Testometric в испытательном центре УрГУПС, которые устанавливались на специализированную металлическую балку с межосевым расстоянием 290 мм. Усилие передавалось на среднюю часть образца через плиту, установленную на перемещающуюся траверсу пресса, как показано на рисунке 4.21.

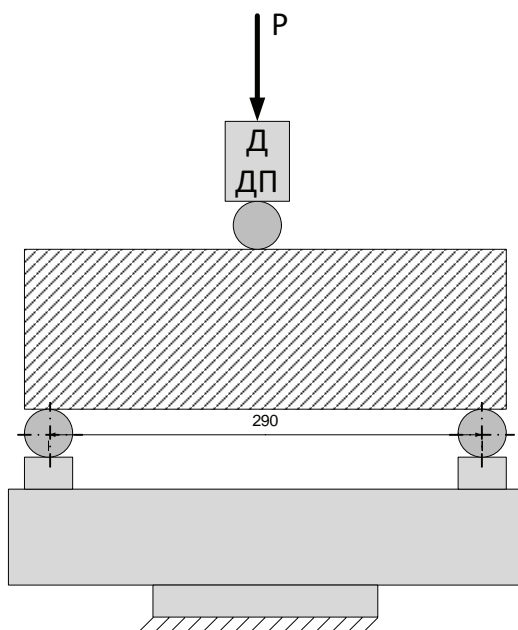


Рисунок 4.21 – Схема нагружения образцов при испытании бетонных призм  $300 \times 100 \times 100$  мм на изгиб:  
Д – динамометр; ДП – датчик перемещения

Испытание осуществлялось со скоростью перемещения траверсы 5–20 мм/мин, согласно ГОСТ 25.601-80 [30]. В процессе испытаний измерялось перемещение траверсы с помощью тензометрического датчика деформаций и усилие, передаваемое от захвата на призмы с помощью тензометрического динамометра, которые показаны на рисунке 4.22.

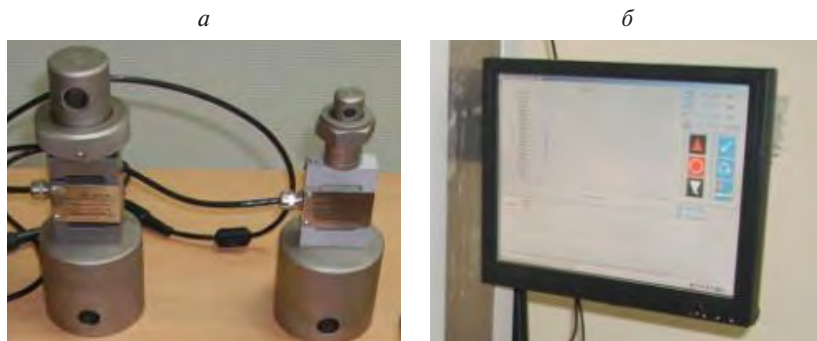


Рисунок 4.22 – Силоизмерительные датчики и устройства мониторинга:  
*а* – силоизмерительные датчики; *б* – устройство мониторинга  
и обработки данных

Бетонные образцы были распределены на три группы – контрольные, «холод» и «тепло». Группа контрольных бетонных образцов не подвергалась температурному воздействию. Образцы группы «холод» – подвергались замораживанию до  $-60,0\text{ }^{\circ}\text{C}$  и выдерживались в таких условиях в течение 2 часов. Образцы группы «тепло» подвергались нагреву до  $+30$  и  $+90\text{ }^{\circ}\text{C}$  соответственно и выдерживались в таких условиях в течение 2 часов. Замораживание и нагрев образцов осуществлялись в климатической камере объемом  $1\text{ м}^3$  THV710 испытательного центра УрГУПС, как показано на рисунке 4.23.



Рисунок 4.23 – Пример выдержки бетонных образцов в определенных температурных условиях



Испытание образцов подгруппы «холод» и «тепло» на прочность осуществлялось в течение 3 мин на прессе после их извлечения из климатической камеры. В рамках частоты эксперимента температура образцов в процессе испытаний контролировалась пирометром RaytekRAYMX2, как показано на рисунке 4.24. Образцы контрольной группы подвергались испытаниям на изгиб в лабораторных условиях при температуре  $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$  по такой же схеме и параметрах загрузки, что и образцы основных подгрупп «тепло» и «холод». Количество испытуемых в группах образцов-близнецов принималось не менее пяти.



Рисунок 4.24 – Пример тепловизионной съемки образцов, предварительно нагретых до  $+90\text{ }^{\circ}\text{C}$

По результатам испытаний строились графики изменения несущей способности образцов в зависимости от температуры наружного воздуха, на основании которых оценивалось влияние температуры на изменение прочностных и деформативных характеристик бетона.

### Результаты экспериментальных исследований

В качестве примера на рисунке 4.25 показан вид контрольных образцов из второго состава бетонной смеси после испытаний на прочность на растяжение при изгибе после 28 суток твердения.

Результаты испытаний образцов-призм всех подгрупп на прочность на изгиб приведены в таблице 4.3.



Рисунок 4.25 — Вид образцов-призм из второго состава бетонной смеси после испытания на прочность на изгиб

Таблица 4.3 – Результаты испытаний образцов-призм на прочность на изгиб при действии температур

№	№ образца	Разрушающая нагрузка, Н	Фактическая прочность бетона, МПа	Средняя прочность бетона, МПа
1	2	3	4	5
Прочность образцов 1 состава с добавкой ПФМ-НЛК при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура –60 °С)				
1	1	38350	16,68	14,48
	2	34730	15,11	
	3	33180	14,43	
	4	29710	12,92	
	5	30500	13,27	
Прочность образцов 1 состава с добавкой ПФМ-НЛК при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 0 °С)				
2	1	21090	9,17	8,45
	2	19770	8,60	
	3	17260	7,51	
	4	20340	8,85	
	5	18660	8,12	
Прочность образцов 1 состава с добавкой ПФМ-НЛК при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 30 °С)				
3	1	17710	7,70	7,99
	2	18590	8,09	
	3	20250	8,81	
	4	19020	8,27	
	5	16240	7,06	
Прочность образцов 1 состава с добавкой ПФМ-НЛК при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 90 °С)				
4	1	11810	5,14	5,09
	2	11950	5,20	
	3	10710	4,66	
	4	12890	5,61	
	5	11130	4,84	

Продолжение таблицы 4.3

№	№ образца	Разрушающая нагрузка, Н	Фактическая прочность бетона, МПа	Средняя прочность бетона, МПа
1	2	3	4	5
Прочность образцов 2 состава с добавкой без химических добавок при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура –60 °С)				
5	1	223	0,10	12,24
	2	37290	16,22	
	3	31290	13,61	
	4	34240	14,89	
	5	37620	16,36	
Прочность образцов 2 состава с добавкой без химических добавок при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 0 °С)				
6	1	16180	7,04	7,05
	2	18610	8,10	
	3	17390	7,56	
	4	13710	5,96	
	5	15100	6,57	
Прочность образцов 2 состава с добавкой без химических добавок при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 30 °С)				
7	1	16350	7,11	6,44
	2	16470	7,16	
	3	15160	6,59	
	4	13000	5,66	
	5	13040	5,67	
Прочность образцов 2 состава с добавкой без химических добавок при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 90 °С)				
8	1	12280	5,34	4,78
	2	9126	3,97	
	3	9569	4,16	
	4	11880	5,17	
	5	12090	5,26	

Продолжение таблицы 4.3

№	№ образца	Разрушающая нагрузка, Н	Фактическая прочность бетона, МПа	Средняя прочность бетона, МПа
1	2	3	4	5
Прочность образцов 3 состава с расходом фибры 4 кг/м³ при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура –60 °С)				
9	1	27580	12,00	14,15
	2	35210	15,32	
	3	34790	15,13	
Прочность образцов 3 состава с расходом фибры 4 кг/м³ при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 0 °С)				
10	1	16870	7,34	6,21
	2	10830	4,71	
	3	15130	6,58	
Прочность образцов 3 состава с расходом фибры 4 кг/м³ при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 30 °С)				
11	1	17920	7,80	6,61
	2	13000	5,66	
	3	14700	6,39	
Прочность образцов 3 состава с расходом фибры 4 кг/м³ при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 90)				
12	1	11480	4,99	3,86
	2	4770	2,07	
	3	10370	4,51	
Прочность образцов 3 состава с плотной смесью при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура –60 °С)				
13	1	34110	14,84	13,71
	2	35340	15,37	
	3	25090	10,91	
Прочность образцов 3 состава с плотной смесью при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 0 °С)				
14	1	15210	6,62	6,53
	2	13600	5,92	
	3	16190	7,04	

Окончание таблицы 4.3

№	№ образца	Разрушающая нагрузка, Н	Фактическая прочность бетона, МПа	Средняя прочность бетона, МПа
1	2	3	4	5
Прочность образцов 3 состава с плотной смесью при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 30 °С)				
15	1	10570	4,60	5,22
	2	12510	5,44	
	3	12920	5,62	
Прочность образцов 3 состава с плотной смесью при испытании на растяжение бетона при изгибе под воздействием климатического фактора (температура 90 °С)				
16	1	8709	3,79	3,83
	2	8382	3,65	
	3	9299	4,05	

По результатам испытаний были построены графики зависимости изменения сопротивления бетонных образцов растяжению при изгибе, которые представлены на рисунке 4.26.

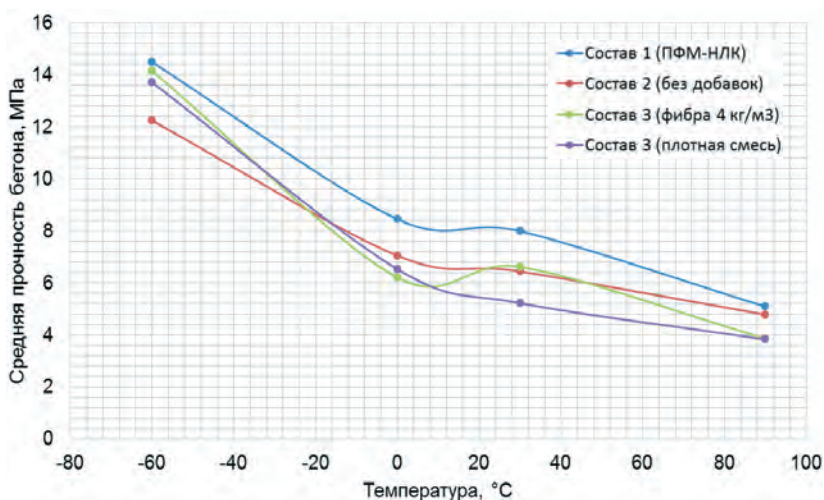


Рисунок 4.26 – График изменения сопротивления бетонных образцов растяжению при изгибе

По результатам испытаний установлено, что температура, как внешний воздействующий фактор, оказывает влияние на прочностные характеристики бетона. Максимальная средняя прочность бетона на растяжение при изгибе оказалась у образцов, изготовленных из бетонной смеси первого состава с пластифицирующими и воздухововлекающими добавками, который используется в практике заводов ЖБИ при изготовлении железобетонных конструкций.

При отрицательных температурах бетон имеет большие прочностные свойства, по сравнению с положительными температурами. При переходе от  $+30$  до  $+90$  °С наблюдается существенное снижение сопротивления бетона растяжению при изгибе в среднем на 36 % (таблица 4.2 и рисунок 4.25). Данный факт необходимо учитывать в методике расчета железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами, эксплуатация которых возможна при температурах окружающего воздуха свыше  $+30$  °С.

### **Оценка технико-экономической эффективности применения композиционных материалов при усилении несущих железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений по сравнению с металлом**

Для оценки экономической эффективности применения метода восстановления несущей способности железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений композиционными материалами был рассмотрен традиционный вариант усиления стропильных железобетонных балок и плит покрытия, часто применяемых в зданиях, посредством наклейки металлических листов с помощью наклонных и вертикальных тяг. По результатам локального сметного расчета вариантов усиления стропильных балок была выполнена оценка изменения стоимости строительно-монтажных работ на одном из объектов горно-обогатительного комплекса.

Результаты определения стоимости строительно-монтажных работ по каждому варианту усиления стропильных балок покрытия приведены в таблице 4.4 и на круговой диаграмме (рисунок 4.27).

Таблица 4.4 — Результаты определения стоимости вариантов усиления

Способ усиления	Сметная стоимость СМР с учетом НДС 18 %, тыс. руб.
Приклейка углеродных холстов	8736,998
Приклейка стальных листов	11727,576



Рисунок 4.27 — Диаграмма стоимости вариантов усиления железобетонных стропильных балок покрытия

Как видно из таблицы 4.4 и диаграммы рисунка 4.26, использование способа усиления железобетонных конструкций горно-обогатительного комплекса с помощью композиционных материалов вместо стандартных металлических листов может приводить к значительной экономии стоимости усиления за счет относительно небольшой стоимости композиционных материалов и невысокой трудоемкости работ. При этом экономический эффект только на одном горно-обогатительном предприятии может составить 26 %, приведенный к 1 м<sup>3</sup> усиливаемой строительной конструкции горно-технического сооружения.

## Выводы

1. Исследования несущей способности железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений, усиленных композиционными материалами, при повышенных и пониженных температурах показали, что схема разрушения железобетонных балок, усиленных композиционными материалами с углеродными волок-



нами, в предельном состоянии зависит от температуры эксплуатации конструкций.

2. При температурах ниже 0 °С усиленные балки могут разрушаться в результате отслоения композиционного материала по контактной поверхности клея и бетона со скалыванием защитного слоя бетона металлической арматуры. При температурах выше +30 °С разрушение усиленных образцов может происходить вследствие разрушения волокон композиционного материала от действия нормальных напряжений при восприятии балками внешних изгибающих моментов.

3. При температуре +90 °С происходит снижение несущей способности железобетонных конструкций, усиленных холстами из углеродных волокон FibARM Tape-230/300 (до 95 %), что связано с появлением сегментальной подвижности/размягчением эпоксидного клея FibARM Resin 230 и тем самым снижением физико-механических характеристик и адгезии клея к поверхности бетона.

4. Изучением влияния отрицательных и положительных температур на изменение прочностных характеристик бетона установлено, что температура, как внешний воздействующий фактор, оказывает влияние на прочностные характеристики бетона. Максимальная средняя прочность бетона на растяжение при изгибе оказалась у образцов, изготовленных из бетонной смеси первого состава с пластифицирующими и воздухововлекающими добавками, который используется в практике заводов ЖБИ при изготовлении железобетонных конструкций.

5. При отрицательных температурах бетон работает лучше по сравнению с положительными температурами. При переходе от +30 до +90 °С наблюдается существенное снижение сопротивления бетона растяжению при изгибе в среднем на 36 %. Данный факт необходимо учитывать в методике расчета железобетонных конструкций, усиленных композиционными материалами, эксплуатация которых возможна при температурах окружающего воздуха свыше +30 °С.

## Глава 5

# ХАРАКТЕРИСТИКА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ, ЭКСПЛУАТИРУЕМЫХ НА СЕТИ ЖЕЛЕЗНЫХ ДОРОГ ОАО «РЖД»

## Конструкции железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов

По данным АСУ ИССО [21], на сети железных дорог ОАО «РЖД» эксплуатируется около 37000 железобетонных пролетных строений, запроектированных под нагрузки 1907, 1925, 1931 (Н7 и Н8), 1962 (С14) гг. На первом месте по распространенности стоят пролетные строения, запроектированные под нагрузку С14 1962 г. (45 %), далее расположились пролетные строения под нагрузки Н8 (39 %), Н7 (7 %), 1907 г. (4 %) и 1925 г. (2 %) (рисунок 5.1).

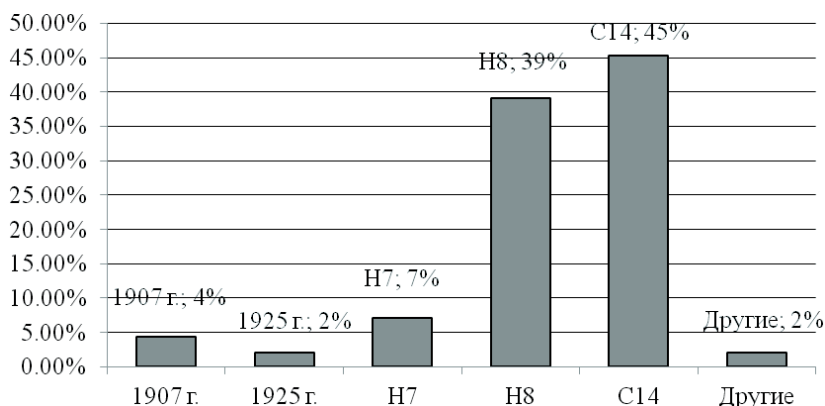


Рисунок 5.1 – Пролетные строения по расчетным нормам проектирования

На рисунке 5.2 изображены характерные формы поперечных сечений пролетных строений, запроектированных под различные нагрузки. Самый большой срок эксплуатации имеют пролет-

ные строения, запроектированные под нагрузку 1907 г. Данные пролетные строения имеют постоянную высоту по длине пролета, большую высоту продольных бортов балластного корыта 75 см (рисунок 5.2, а, б). Срок службы некоторых из них приближается к 100 годам.

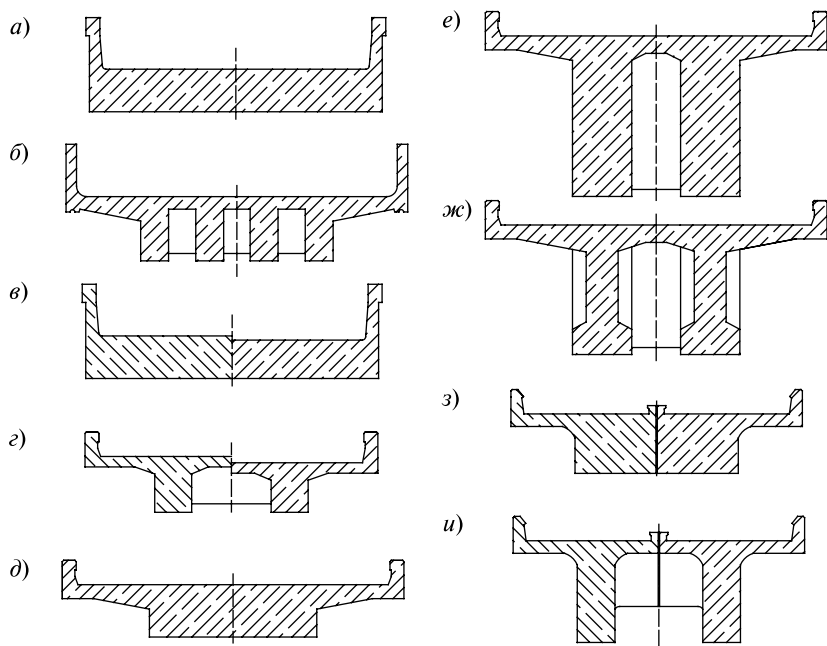


Рисунок 5.2 — Конструктивные формы поперечных сечений пролетных строений, запроектированных под различные нагрузки

Небольшое количество пролетных строений эксплуатируется, запроектированных под нагрузку Н по схеме 1925 г. Это плитные и ребристые пролетные строения, имеющие переменную по длине пролета высоту плит и ребер (рисунок 5.2, в, г). На втором месте по распространенности стоят пролетные строения, запроектированные под нагрузку 1931 г. (Н7 и Н8). Плитные и ребристые пролетные строения имеют вид, изображенный на рисунке 5.2, д, е, ж. Особенностью этих конструкций является то, что для некоторых пролетных строений предусмотрено изменение по длине пролета толщин вертикальных ребер (рисунок 5.2, ж). В настоящее время



срок эксплуатации пролетных строений, запроектированных по нормам 1931 г., составляет от 35 до 80 лет.

Самыми распространенными по численности эксплуатируемыми пролетными строениями являются пролетные строения, запроектированные под нагрузку С14 (1962 г.). С конца 60-х гг. применяются двухблочные плитные и двухблочные ребристые пролетные строения (рисунок 5.2, з, и).

В зависимости от расчетных норм проектирования железобетонные пролетные строения армировались гладкой или периодического профиля рабочей арматурой. На рисунке 5.3 представлен пример армирования гладкой арматурой железобетонного пролетного строения железнодорожного моста полной длиной 8,95 м, запроектированного под нагрузку 1931 г.

## **Конструкции промежуточных опор железнодорожных мостов**

В зависимости от назначения, конструкции промежуточных опор железнодорожных мостов различают по форме и материалу. Начало отечественного мостостроения связано только с массивными конструкциями опор, которые выполнялись из каменной кладки или бутобетона. К концу 60-х гг. начали применять сборные и сборно-монолитные конструкции опор. В данный период наибольшее распространение получили сборно-монолитные опоры с контурными блоками, которые выполнялись из бетона повышенной прочности и морозостойкости. На рисунке 5.4 показан пример конструкции сборно-монолитной опоры, применяемой на суходолах на кривых  $R = 600$  м по типовому проекту серии 3.501-17, инв. № 519 ГИПРОТРАНСМОСТ, 1965 г.

Сборно-монолитные и монолитные опоры применяют в районах как с умеренным, так и с суровым климатом. На суходоле опоры имеют простейшее прямоугольное сечение (см. рисунок 5.4). Если опора сооружается в русле реки, ей придают обтекающую форму, чтобы уменьшить завихрения водного потока, которые могут привести к местному размыву.

При интенсивном ледоходе применяются опоры с заостренной носовой и закругленной кормовой частями. По данным АСУ ИССО на сети железных дорог ОАО «РЖД» эксплуатируют около

Бетонная промежуточная опора высотой 30 м на сходах на кривых  $R=600$  м по типовому проекту Гипротрансмост, серия 3.501-17, инв. №519, 1965г.

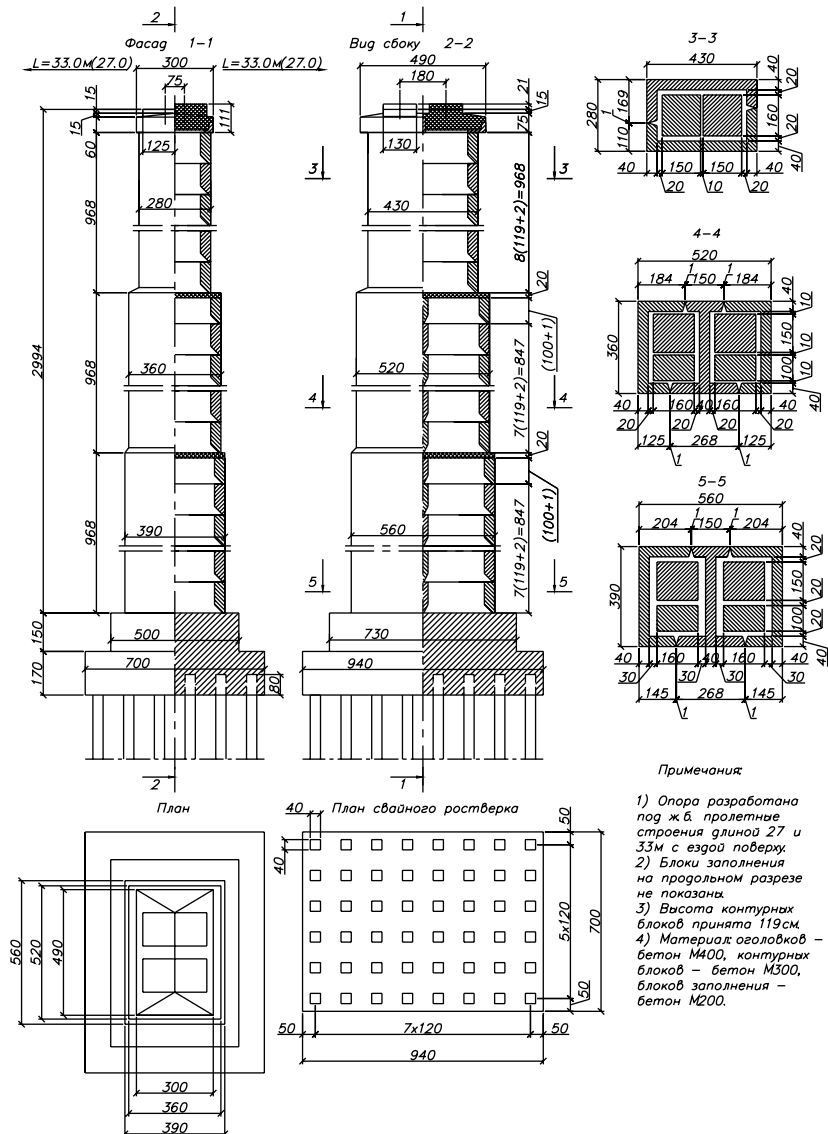
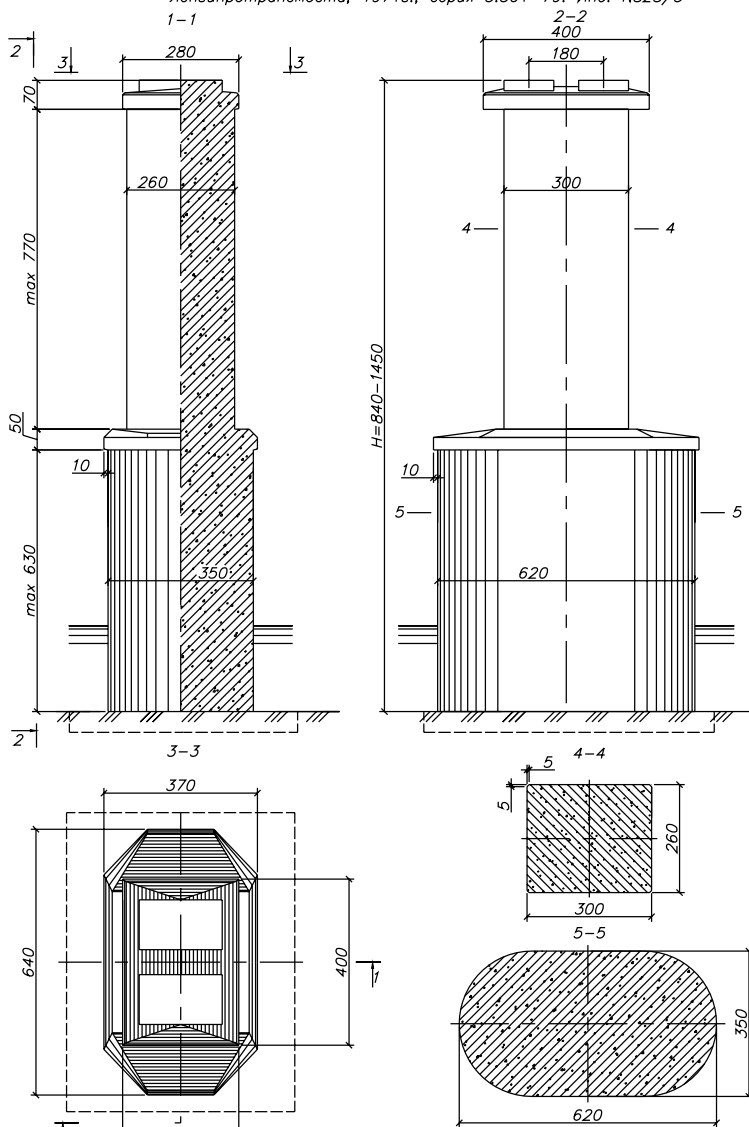


Рисунок 5.4 – Конструкция массивной сборно-монолитной опоры

Промежуточная монолитная опора на водотоке по типовому проекту  
Ленгипротрансмоста, 1971г., серия 3.501-79. Инв. №828/3



Примечание:

На чертеже изображена конструкция монолитной опоры высотой 8,4-14,5м под пролетные строения длиной 16,5-34,2м.

Рисунок 5.5 – Конструкция массивной монолитной опоры

80000 промежуточных опор мостов. На сегодняшний день самым распространенным типом конструкций промежуточных опор являются массивные монолитные опоры (79 % от общего их количества), далее расположились свайные (10 %), стоечные (4 %), столбчатые (4 %), рамные (2 %) и массивные сборно-монолитные опоры (1 %). На рисунке 5.5 приведен пример конструкции монолитной опоры на водотоке, изготовленной по типовому проекту Ленгипротрансмоста 1971 г., серия 3.501-79 инв. № 828/3.

## **Техническое состояние элементов железобетонных конструкций искусственных сооружений**

Техническое состояние железобетонных конструкций во многом определяется их сроком и условиями эксплуатации. Среди показателей условий эксплуатации можно отметить грузонапряженность линии, климатический регион расположения сооружения, возвышение пролета над уровнем земли или межени воды, а также прочие факторы, такие как сейсмичность района, наличие агрессивных сред и др. Эксплуатация мостов включает в себя следующие основные элементы: постоянный надзор и уход; систему осмотров; технический учет; содержание; планово-предупредительный ремонт (текущий ремонт); капитальный ремонт; реконструкцию; замену мостов; планирование мостовых работ; проектирование ремонтных и строительных работ; систему контроля всех видов проводимых работ.

Железобетонные конструкции имеют дефекты и повреждения, образование и развитие которых обусловлено их конструктивными и технологическими особенностями и условиями эксплуатации. В таблице 5.1 приведены данные об основных дефектах и повреждениях несущих конструкций железобетонных пролетных строений. Как видно из таблицы, наибольшее количество неисправностей имеют пролетные строения, запроектированные под нагрузку 1907, 1925 и 1931 гг. (52 % пролетных строений от общего количества), что может быть связано в первую очередь с большим сроком их эксплуатации. Самыми распространенными неисправностями железобетонных пролетных строений являются: выщелачивание цемент-



ного камня (8 %); трещины, не изменяющие величину раскрытия под нагрузкой (5 %); раковины в бетоне (2 %); недостаточный или отсутствующий защитный слой рабочей арматуры (2 %). Такие неисправности, как раковины в сжатой зоне бетона, сколы и морозное разрушение бетона, уменьшают высоту сжатой зоны бетона главных балок и тем самым снижают несущую способность пролетных строений.

Таблица 5.1 – Неисправности железобетонных пролетных строений

Дефекты и повреждения	Число пролетных строений (%) от общего количества каждого их типа под различную нагрузку			
	1907 г.	1925 г.	1931 г.	1962 г.
Бетон низкой прочности (менее 10 МПа)	0,07	0,27	0,24	0,04
Раковины в бетоне	2,04	2,79	2,64	0,71
Отсутствует или недостаточный защитный слой арматуры	3,49	4,51	2,36	0,53
Выщелачивание цементного камня	10,47	13,13	10,61	4,41
Морозное разрушение бетона	0,79	1,19	1,34	0,37
Коррозия рабочей арматуры	0,72	1,19	0,27	0,10
Трещины, изменяющие раскрытие под нагрузкой	0,26	0,13	0,23	0,07
Трещины, не изменяющие раскрытие под нагрузкой	9,03	10,34	5,94	2,84
Нарушение гидроизоляции (промокания)	1,38	3,05	0,72	0,65

Натурные обследования и испытания мостовых сооружений показывают, что промежуточные опоры, по сравнению с пролетными строениями, в наибольшей степени подвергнуты неблагоприятному воздействию внешней среды. К часто встречающимся видам неисправностей опор, связанных с таким влиянием, относятся: разрушение раствора в швах; размораживание бетона, как правило, в уровне переменного горизонта воды; уменьшение сечения тела опоры в результате истирающего воздействия льда.

В таблице 5.2 приведены данные об основных дефектах и повреждениях опор железнодорожных мостов.

Таблица 5.2 – Неисправности опор железнодорожных мостов

Дефекты и повреждения	Число опор (%) от общего количества каждого их типа					
	Массивная монолитная	Массивная сборно-монолитная	Столбчатая	Стойчатая	Свайная	Рамная
Бетон низкой прочности (менее 10 МПа)	0,70	0,26	0,06	0,53	0,39	0,24
Раковины в бетоне	4,39	3,84	3,99	1,96	4,83	2,97
Сколы бетона	12,39	6,61	9,61	11,82	17,09	12,94
Отсутствует или недостаточный защитный слой арматуры	7,90	2,51	2,06	9,10	7,28	4,27
Выщелачивание цементного камня	34,91	50,93	68,89	47,11	56,11	38,40
Морозное разрушение бетона	9,21	13,62	3,14	12,89	20,74	7,83
Выщелачивание по швам	0,00	8,20	0,00	0,00	0,00	0,00
Недостаточное сечение (грузоподъемность) стойки	0,00	0,00	0,00	0,00	0,51	0,00
Пустоты в теле опоры	0,72	0,53	0,00	0,00	0,00	0,00
Сквозные трещины, расчленяющие опору	0,06	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Глубокие раковины, сколы, ниши, стеска поверхности ледоходом	0,84	0,66	0,00	0,44	0,32	0,24
Трещины продольные силовые в ригеле	0,00	0,00	0,27	0,74	0,87	0,59
Трещины многочисленные (хаотические) в теле опоры	3,08	0,53	0,21	1,07	0,95	0,24

Как видно из таблицы 5.2, наибольшее количество неисправностей имеют свайные, столбчатые и монолитные опоры. Самыми распространенными неисправностями опор являются: выщелачивание цементного камня (39 % от общего количества), сколы бетона (12 %), морозное разрушение бетона (10 %), недостаточный защитный слой арматуры (8 %), раковины в бетоне (4 %).

Перечисленные в таблицах 5.1 и 5.2 дефекты и повреждения могут приводить к снижению грузоподъемности железнодорожных мостов. В связи с этим для обеспечения безопасности движения поездов необходимо своевременно применять эффективные мероприятия по усилению или реконструкции искусственных сооружений.

## **Выводы**

1. На сети железных дорог ОАО «РЖД» эксплуатируется большое количество искусственных сооружений, запроектированных под нагрузки различных лет. Большинство из них построено с применением железобетона.

2. Железобетонные пролетные строения и опоры мостов имеют различного рода дефекты и повреждения, которые либо затрудняют их эксплуатацию, либо вовсе снижают несущую способность. В связи с этим для обеспечения безопасности движения поездов необходимо своевременно применять эффективные мероприятия по усилению или реконструкции искусственных сооружений.

## Глава 6

# ОСОБЕННОСТИ РАБОТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

## Нагрузки и воздействия

В соответствии с действующими нормативными документами [91] несущие конструкции железобетонных пролетных строений и опор железнодорожных мостов рассчитывают на действие постоянных и временных нагрузок с соответствующими коэффициентами надежности. Постоянные нагрузки: вес пролетных строений, опор, вес балласта с частями пути и прочие дополнительные нагрузки.

В качестве временной нагрузки принимается (с учетом развития) временная вертикальная нагрузка от подвижного состава железных дорог (СК) в виде объемлющих максимальных эквивалентных нагрузок  $v$ , кН/м пути, полученных от отдельных групп сосредоточенных грузов весом до 24,5К кН и равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 9,81 К кН/м пути. Показатель К обозначает класс устанавливаемой нагрузки, который принимается равным 14 для капитальных сооружений.

## Восприятие усилий и характер работы

В основе расчета мостовых конструкций положен метод предельных состояний. Предельным считается такое состояние конструкции, при наступлении которого она перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям. Предельные состояния могут быть вызваны различными причинами и соответствовать разной степени повреждения конструкции. Все возможные предельные состояния принято разделять на две группы. К первой группе относятся такие предельные состояния, при наступлении которых конструкция становится непригодной для эксплуатации.

Наступление предельного состояния конструкции первой группы соответствует аварийной ситуации, потери конструкции несущей способности. Наступление предельного состояния второй

группы не требует прекращения эксплуатации. Но при этом возникают затруднения для нормальной эксплуатации конструкции. Нормальной считается такая эксплуатация конструкций моста, при которой осуществляется бесперебойное движение нормативной временной нагрузки без ограничения ее проектных скоростей, при этом не требуются каких-либо повышенных эксплуатационных расходов. При определении грузоподъемности все эксплуатируемые конструкции рассчитывают только по первой группе предельных состояний.

### Железобетонные пролетные строения

На железобетонные пролетные строения мостов нагрузка от подвижного состава передается через балласт с элементами верхнего строения пути. При этом постоянная и временная нагрузки вызывают усилия с одинаковыми знаками. Основные усилия, на которые рассчитывают пролетные строения, — это изгибающий момент и поперечная сила. В СП 35.13330.2011 [91] при определении несущей способности главных балок железобетонных пролетных строений предусмотрены расчеты по прочности следующих сечений:

1. Нормальных к продольной оси элемента на действие изгибающего момента.
2. Между наклонными трещинами сжатого бетона по прочности.
3. Наклонных к продольной оси элемента на действие поперечной силы.
4. Наклонных к продольной оси элемента на действие изгибающего момента.

Расчетная модель предельного состояния изгибаемых железобетонных конструкций по нормальным сечениям включает предельные усилия в бетоне сжатой зоны и предельные усилия в продольной сжатой и растянутой арматуре. Предельные усилия в бетоне сжатой зоны характеризуются прямоугольной эпюрой напряжений с расчетным сопротивлением бетона сжатию, а предельные усилия в сжатой и растянутой арматуре — расчетным сопротивлением арматуры растяжению.

В качестве примера на рисунке 6.1 приведена схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента при определении внутреннего предельного момента  $M$ .

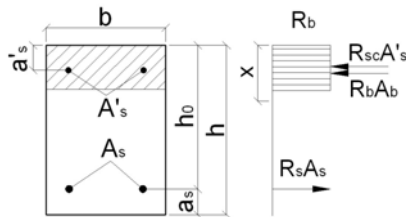


Рисунок 6.1 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента

Несущую способность железобетонных элементов прямоугольного поперечного сечения по изгибающему моменту определяют по формуле

$$M = R_b x b (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s), \quad (6.1)$$

где высоту сжатой зоны  $x$  определяют из уравнения

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}, \quad (6.2)$$

где  $R_b$ ,  $R_{sc}$ ,  $R_s$  – расчетные сопротивления бетона сжатию, арматурной стали сжатию и растяжению соответственно, МПа;

$A'_s$ ,  $A_s$  – площади поперечного сечения сжатой и растянутой арматуры,  $\text{м}^2$ ;

$b$  – ширина поперечного сечения элемента, м;

$a'_s$  и  $a_s$  – расстояния от верхней грани элемента до центра тяжести сжатой арматуры, от нижней грани элемента до центра тяжести растянутой арматуры соответственно, м;

$h_0$  – рабочая высота сечения, м.

## Опоры мостов

Работа опор мостов существенно отличается от работы элементов пролетных строений. На первом этапе, включающем в себя сооружение опоры и установку пролетных строений, опора воспринимает постоянно возрастающую сжимающую нагрузку с приложением, близким к центральному. При этом проявляется такое свойство бетона, характерное для длительного нагружения, как ползучесть.

На втором этапе после сдачи моста в эксплуатацию, на опору, наряду с постоянными нагрузками действуют и временные. Также как

и на пролетное строение, временная нагрузка на опору действует циклически. В зависимости от вида пролетного строения она может быть приложена центрально или с эксцентриситетом со знакопеременным моментом относительно оси опоры и без изменения знака момента. Другие временные нагрузки — тормозная сила, давление ветра, навал судов, давление льда и пр. — являются эпизодическими.

Предельное состояние опоры может наступить как на первом этапе (например, при установке пролетного строения), так и на втором — от воздействия какого-либо сочетания постоянных и временных нагрузок. При наступлении предельного состояния от воздействия монтажных нагрузок работа опоры может рассматриваться как работа при простом нагружении. В остальных случаях необходимо решать вопрос о степени влияния «истории» нагружения на несущую способность, так как сложное нагружение оказывает эффект, существенно отличный от простого, если с приближением к разрушению структура бетона сильно отличается от той, которая имела бы место в случае простого нагружения.

Необходимо отметить, что имеющиеся в конструкциях дефекты и повреждения, влияющие на грузоподъемность, могут спровоцировать преждевременное наступление предельного состояния на любом из этапов «истории» нагружения. Для предотвращения такого рода событий необходимо иметь в наличии эффективные мероприятия по усилению конструкций.

## Выводы

1. Существующие методики расчета бетонных и железобетонных элементов мостов предполагают использование метода предельных состояний. При этом расчет выполняют по первой и второй группам предельных состояний.

2. При расчетах грузоподъемности эксплуатируемых мостов проверку несущей способности выполняют только по первой группе предельных состояний на прочность, устойчивость и выносливость. Существующие методики расчета пролетных строений и опор мостов позволяют моделировать в них дефекты и повреждения, влияющие на их грузоподъемность.

## Глава 7

# СПОСОБЫ ПОВЫШЕНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

### Усиление железобетонных пролетных строений

#### Усиление главных балок металлом

Способы повышения несущей способности изгибаемых железобетонных конструкций известны. Это геометрическое развитие поперечных сечений с добавлением бетона и арматуры либо только дополнительное внешнее армирование. При этом традиционным способом внешнего армирования является включение дополнительного металла в совместную работу с усиливаемой конструкцией. На рисунках 7.1–7.2 приведены примеры конструкций усиления железобетонных балок металлом.

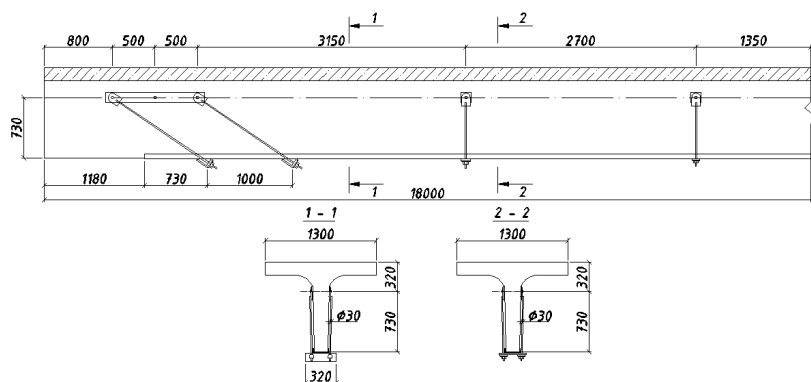


Рисунок 7.1 – Конструкция усиления главных балок пролетных строений металлом путем наклейки швеллера

Основными недостатками технологии усиления главных балок металлом являются:



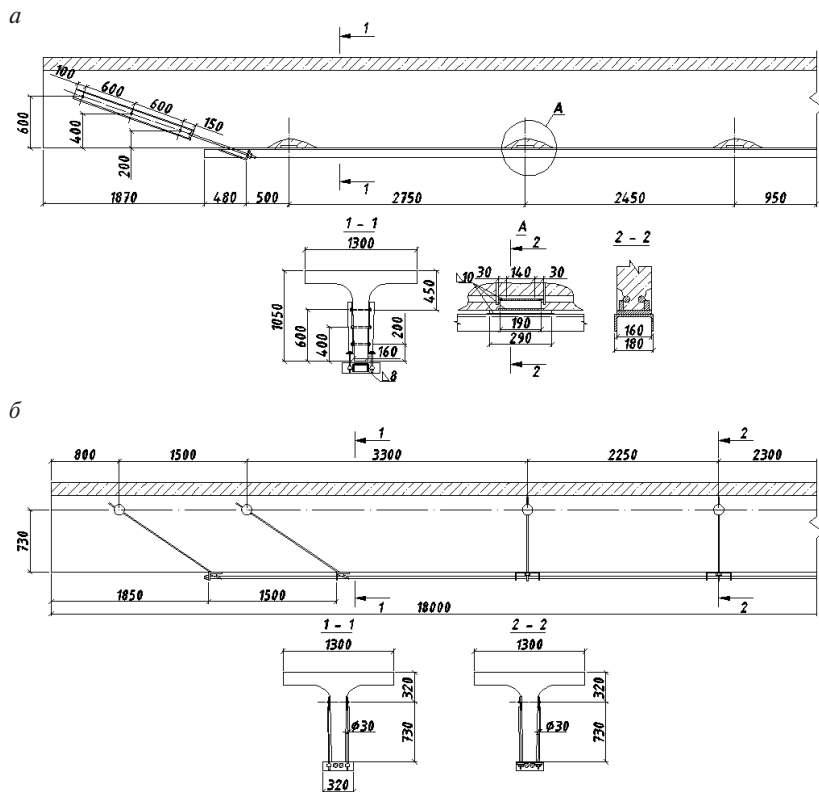


Рисунок 7.2 — Конструкция усиления главных балок пролетных строений металлом: *a* — приварка швеллера; *б* — постановка дополнительных стержней рабочей арматуры

– увеличение собственного веса усиливаемой конструкции, что либо снижает эффективность самого усиления, либо может оказаться вовсе недопустимым из-за недостаточной грузоподъемности прочих элементов, воспринимающих нагрузку от собственного веса усиливаемой конструкции;

- техническая невозможность размещения конструкции усиления в ограниченном пространстве (например, при обеспечении подмостового габарита);

– технологические проблемы в обеспечении связи элементов арматурных каркасов, шпренгельных конструкций и металлических профилей с усиливаемыми элементами;

— необходимость обеспечения дополнительной защиты конструкций усиления от агрессивного воздействия внешней среды, что приводит к возрастанию как ремонтных, так и эксплуатационных затрат;

— возможная потеря архитектурных показателей усиленной конструкции и сооружения в целом.

Альтернативным способом усиления железобетонных конструкций является использование современных композитных материалов.

### **Усиление главных балок композитными материалами**

Композитные материалы на строительном рынке России появились сравнительно недавно, в конце 90-х гг. XX в., за рубежом их применение известно с начала 70-х гг. XX в. Композитными материалами, или фиброармированными пластиками, называют стеклянные, арамидные, углеродные и другие волокна, объединенные полимерной матрицей.

При усилении железобетонных конструкций композитные материалы применяют в виде ламинатов (пластин) или тканых полотен (холстов) различного плетения [103, 111]. Подробно о применении композиционных материалов для усиления железобетонных конструкций было рассказано в главах 1–4.

Дополнительно отметим, что при воздействии огня, стекловолокон сохраняют свою прочность до точки плавления (более 1000 °С), углеродные волокна окисляются на воздухе при температуре около 350 °С. Арамидные волокна не могут использоваться при температуре свыше 200 °С. Все типы волокон не поддерживают горение. В системах усиления из композитных материалов при воздействии высоких температур определяющим является поведение полимерной матрицы и полимерного клея, с помощью которых осуществляется объединение волокон и монтаж композита на поверхность усиливаемой конструкции. Полимерные клеи обеспечивают включение в совместную работу волокон композитных материалов с усиливаемой конструкцией на восприятие нагрузок. Работоспособность большинства клеящих составов сохраняется от –50 до +100 °С.

Наиболее прочными и менее деформативными являются углеродные волокна. Поэтому при усилении железобетонных конструкций наиболее эффективным является применение композитных материалов на основе углеродного волокна (углепластики). На рисунке 7.3 в качестве примера проиллюстрировано применение



Рисунок 7.3 — Технология ремонта и усиления композитными материалами однопролетного железобетонного моста, расположенного на пути общего пользования в г. Соликамске

технологии усиления композитными материалами на основе углеродного волокна железобетонного пролетного строения железнодорожного моста, расположенного на пути необщего пользования в г. Соликамске.

К достоинствам технологии усиления композитными материалами по сравнению с металлом следует отнести:

- малый собственный вес композитов;
- лучшие прочностные и деформативные характеристики композитов по сравнению со сталью;
- композиты не подвержены коррозии и не нуждаются в дополнительной возобновляемой защите;
- высокая адгезия клеящих составов, с помощью которых осуществляется приклейка композитов к бетону, обеспечивает включение композита в совместную работу с усиливаемой конструкцией без необходимости обеспечения дополнительной анкеровки;
- достаточно простые технологические процедуры при производстве работ по усилению;
- возможность использования при усилении элементов со сложными геометрическими конфигурациями;
- усиление конструкции композитом практически не изменяет ее геометрические размеры и визуально воспринимаемые очертания, что важно при использовании в стесненных условиях и при необходимости сохранения архитектурных показателей сооружения.

## **Усиление промежуточных опор мостов**

### **Традиционные способы усиления**

Тело массивных опор традиционно усиливают железобетонными оболочками («рубашками»), включенными в совместную работу с существующей кладкой и разгружающими ее от внешних нагрузок. Связь железобетонной оболочки с кладкой опоры обеспечивается за счет постановки внутренних анкеров (штырей) и штраблением ее поверхности. На рисунке 7.4 представлена схема усиления сборно-монолитной опоры железобетонной оболочкой.

Для активного включения оболочки в совместную работу оголовка опоры перестраивается, заменяя старую опорную площадку на новый мощный железобетонный подферменник, опертый на верх

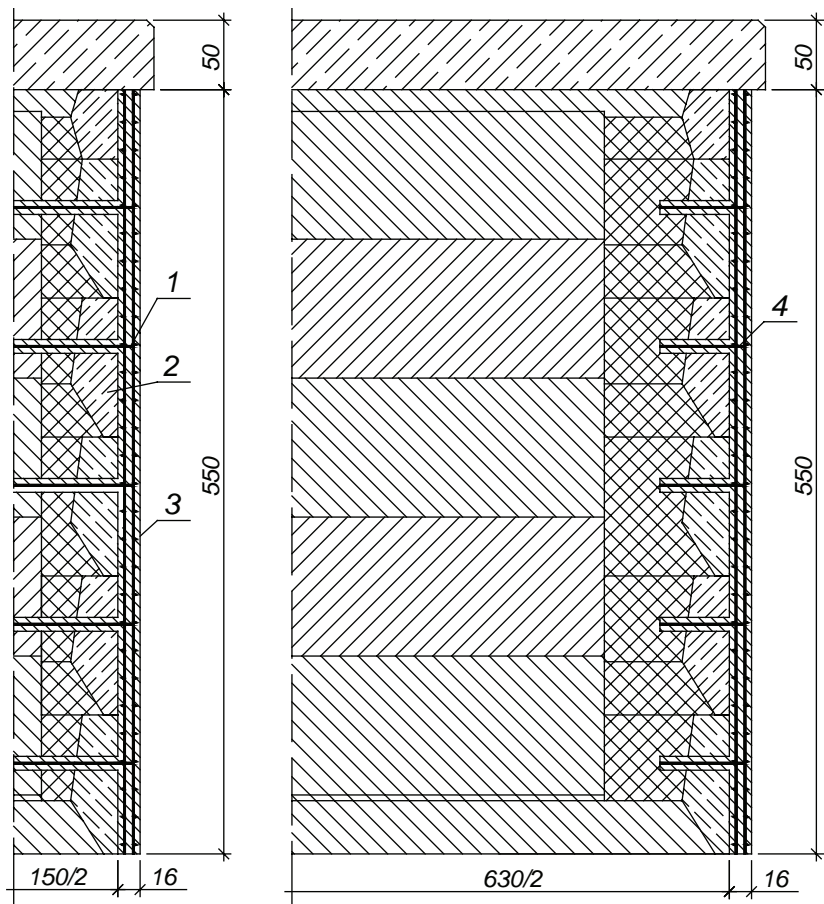


Рисунок 7.4 – Схема усиления сборно-монолитной промежуточной опоры:

- 1 – связи между стенками оболочки; 2 – старая кладка опоры;
- 3 – несущая железобетонная оболочка; 4 – внутренний анкер

оболочки. Низ оболочки опирается на обрез фундамента. По условию трещиностойкости толщину усиливающих железобетонных оболочек принимают равной 0,10–0,15 от полной ширины опоры, но не менее 16 см. Арматуру оболочки выполняют в виде двух сеток из стержней диаметром 12–25 мм с ячейкой 10–20 см.

Так же усиление опор может производиться с использованием железобетонных каркасов. На промежуточных опорах каркасы

выполняют обычно в виде одного или нескольких горизонтальных поясов высотой 1–1,5 м и толщиной 25–40 см. На рисунке 7.5 приведен пример усиления опоры железобетонными поясами.

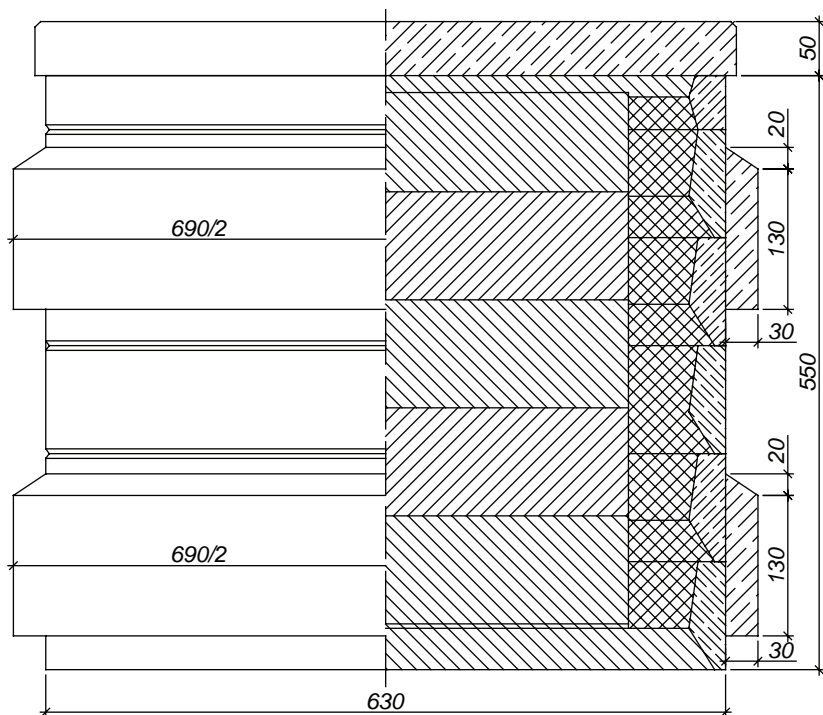


Рисунок 7.5 – Схема усиления промежуточной опоры железобетонными поясами

Количество устраиваемых поясов зависит от состояния опоры. Горизонтальные трещины перекрываются одним поясом, а вертикальные и наклонные трещины – двумя, тремя и более по высоте опоры. При устройстве поясов по всей высоте опоры верхний пояс устраивают на уровне низа карнизного камня, а нижний пояс – выше уровня меженной воды (по условиям производства работ). Расстояние между осями поясов по высоте опоры принимается не менее толщины опоры по фасаду. Армируют пояса, как и оболочки, сетками из стержневой арматуры диаметром до 25 мм, которые крепятся к кладке тела опоры с помощью стальных анкеров диаметром 18–25 мм, заделываемых на глубину 50–75 см.

В районах с умеренным климатом для изготовления железобетонных оболочек и поясов применяют монолитный бетон класса не ниже В22,5, а при расположении опоры в зоне переменных горизонтов воды и льда и в районах с суровыми климатическими условиями — не ниже В35 и F300 (по морозостойкости).

Небольшое усиление (на 8–12 %) массивных опор можно выполнять способом набрызгбетона. В качестве арматуры используется стальная сетка из проволоки диаметром не менее 6 мм, которую закрепляют в кладке при помощи металлических анкеров. По сетке наносят набрызгбетон в несколько слоев до получения покрытия требуемой толщины и прочности.

Работы по устройству железобетонных каркасов (оболочек и поясов) совмещают с цементацией кладки опоры. Нагнетая в тело опоры цементный раствор, заполняя трещины и пустоты в кладке и восстанавливая её монолитность, увеличивают плотность, водонепроницаемость и отчасти прочность на сжатие.

Усиление конструкций промежуточных опор с использованием железобетонных оболочек и каркасов может быть не эффективным с точки зрения дальнейшей их эксплуатации. Бетон и арматура каркасов с течением времени активно подвергается коррозии, образуются новые трещины, в которые попадает вода и вследствие чего происходит морозное разрушение бетона с последующим оголением арматуры. Образования такого рода неисправностей в каркасах усиления могут привести к дальнейшему разрушению кладки тела промежуточных опор.

## **Усиление опор композитными материалами**

Технология усиления композитными материалами также применима и для опор мостов. Перечисленные выше достоинства технологии положительно сказываются для таких конструкций. Как уже отмечалось выше, эффективно применять композитные материалы на основе углеродного волокна.

Стоит отметить, что в настоящее время современные ремонтные материалы позволяют выполнять работы по ремонту и усилению конструкций искусственных сооружений без остановки движения по ним. Например, инъектирование кладки опор двухкомпонентными эпоксидными смолами под динамическими нагрузками позволяет выполнять структурное укрепление конструкции методом силового склеивания полостей и трещин раскрытием до 5,0 мм.

А последующее внешнее усиление опор углеродными холстами препятствует дальнейшему расстройству ее кладки за счет устройства замкнутой оболочки опоры из композитных материалов.

## **Система внешнего армирования FibARM ЗАО «Препрег-СКМ»**

Компанией ЗАО «Препрег-Современные композитные материалы (СКМ)» осуществляется производство систем внешнего армирования композитными материалами FibARM, предназначенных для повышения прочности железобетонных, бетонных, кирпичных, каменных и армокаменных конструкций. В качестве основных материалов для внешнего армирования композитными материалами применяются углеродные однонаправленные ленты и двунаправленные ткани FibARM Tape в составе с адгезивом — двухкомпонентный эпоксидный компаунд FibARM Resin [92, 96].

Система усиления FibARM способствует:

- повышению трещиностойкости, жесткости и несущей способности конструкций, работающих в условиях изгиба, кручения, ударных и сейсмических нагрузок;
- повышению прочности сжатых и внецентренно сжатых конструкций.

В таблице 7.1 приведены характеристики системы усиления FibARM компании ЗАО «Препрег-СКМ».

## **Выводы**

1. Проанализированы существующие способы усиления железобетонных пролетных строений и опор железнодорожных мостов. Отмечены основные недостатки усиления основных несущих конструкций мостов металлом и бетоном.

2. Доказана перспективность применения композитных материалов при усилении бетонных и железобетонных конструкций мостов. Отмечены преимущества применения композитных материалов по сравнению с традиционными материалами металлом и бетоном.



Таблица 7.1 – Характеристики системы усиления FibARM

Тип ткани	Параметры					
	Вид плетения	Ширина, мм	Поверхностная плотность, г/м <sup>2</sup>	Кол-во филламентов	Расчетная толщина ленты монослоя, мм	Модуль упругости, ГПа (волокна)
Однонаправленные углеродные ленты						
FibARM Tape - 200/300	Плотное	300	200	12К	0,111	230
FibARM Tape - 230/300	Плотное	300	230	12К	0,128	230
FibARM Tape - 300/300	Плотное	300	300	12К	0,167	230
FibARM Tape - 350/300	Плотное	300	350	12К	0,194	230
FibARM Tape - 530/300	Плотное	300	530	12К	0,294	230
Двунаправленные углеродные ткани						
FibARM Tape - 240/1200 twill	Саржа	1200	240	3К	0,066*	240
FibARM Tape - 300/1200 twill	Саржа	1200	300	6К	0,083*	240
FibARM Tape - 450/1200 twill	Саржа	1200	450	12К	0,125*	240

Примечание: \* - в одном направлении.

## Глава 8

# ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ВАРИАНТОВ УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Технико-экономическое обоснование вариантов усиления искусственных сооружений произведено на примере железобетонных пролетных строений и опор железнодорожных мостов, эксплуатируемых на Свердловской железной дороге филиала ОАО «РЖД».

## Усиление железобетонных пролетных строений железнодорожного моста на 50 км ПК 1+04 участка Сосьва – Серов Свердловской железной дороги

Мост представляет собой балочно-разрезную систему, выполненную по схеме  $3 \times 16,5$  м. Пролетные строения — железобетонные ребристые с ездой на балласте полной длиной 16,5 м, армированные ненапрягаемой гладкой арматурой. На рисунке 8.1 представлена схема общего вида моста.

Для конструкций пролетных строений было рассмотрено четыре варианта усиления главных балок посредством:

- приклейки швеллера по низу ребер главных балок с помощью наклонных и вертикальных тяг;
- приварки швеллера к существующей арматуре ребер пролетного строения;
- постановки дополнительных внешних металлических стержней с помощью наклонных и вертикальных тяг;
- приклейки углеродных холстов FibARM Tape-530/300 по низу ребер главных балок в виде *U*-образной обоймы.

Конструкции усиления главных балок пролетных строений приведены на рисунках 8.2 и 8.3.

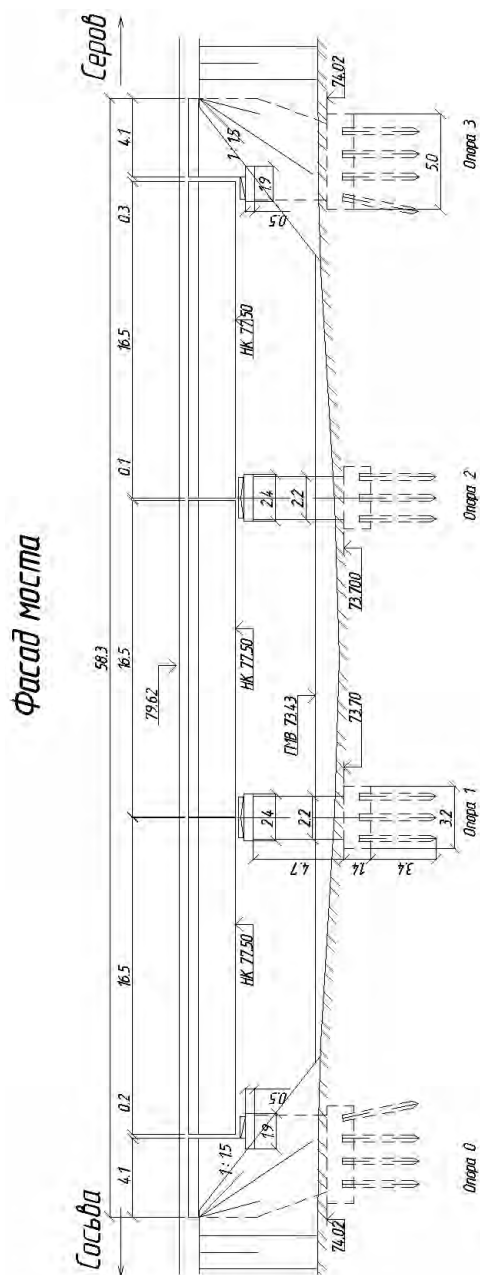
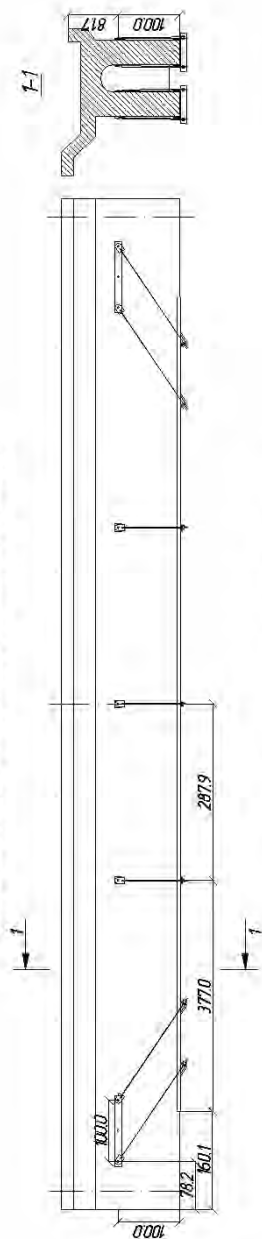


Рисунок 8.1 — Общий вид моста через р. Сотринка

Усиление пролетного строения наклейкой швеллера



Усиление пролетного строения приваркой швеллера

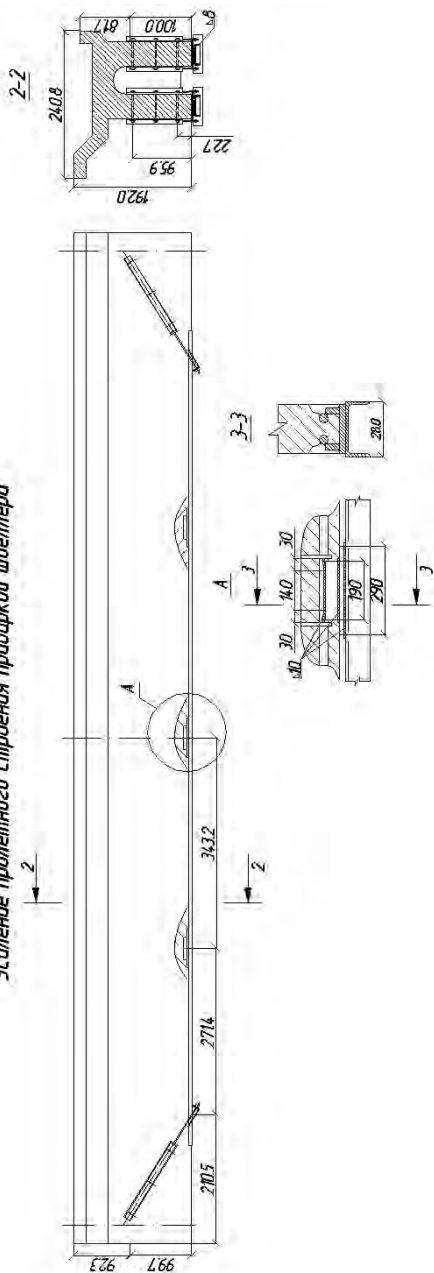
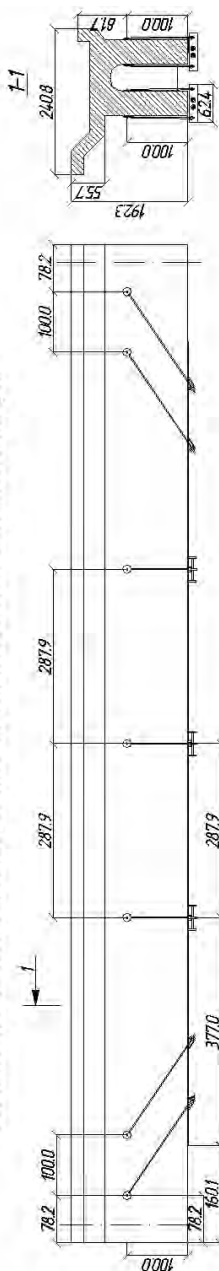


Рисунок 8.2 — Конструкция усиления главных балок металлом

*Усиление пролетного строения установкой дополнительных стержней арматуры*



*Усиление пролетного строения наклейкой холста FibARM Tape - 530/300*

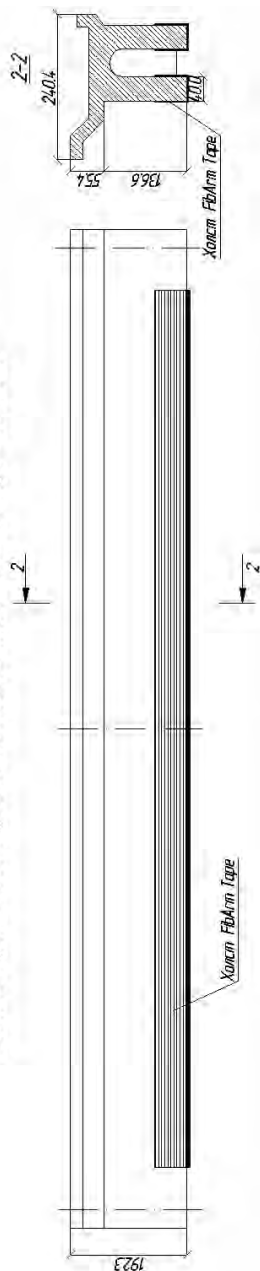


Рисунок 8.3 — Конструкция усиления главных балок металлом и углеродными холстами FibARM Tape-530/300

По каждому варианту усиления балок были составлены локальные сметы на строительство, включающие расчет стоимости строительно-монтажных работ. Стоимость усиления была определена на одно пролетное строение моста без учета транспортных, лимитированных затрат и затрат на зимнее удорожание.

Результаты определения стоимости строительно-монтажных работ по каждому варианту усиления пролетных строений моста приведены в таблице 8.1 и на круговой диаграмме рисунка 8.4.

Таблица 8.1 – Результаты определения стоимости вариантов усиления

Способ усиления	Сметная стоимость СМР с учетом НДС 18 %, тыс. руб.
Приклейка швеллера	657,55
Приварка швеллера	913,23
Постановка дополнительных внешних металлических стержней	772,50
Приклейка углеродных холстов FibARM Tape - 530/300	323,91

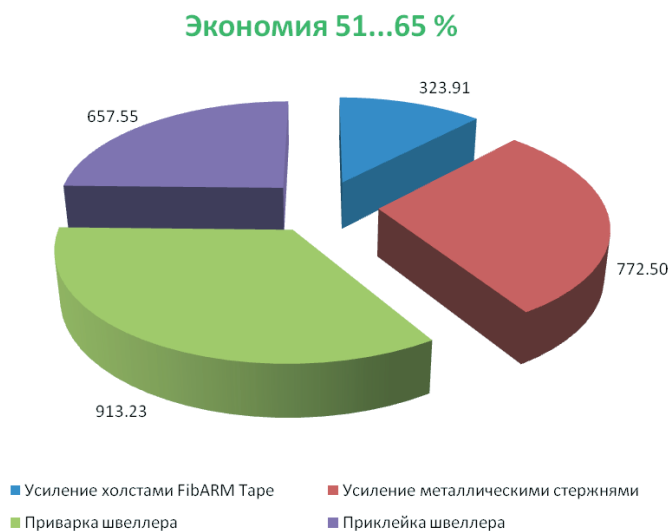


Рисунок 8.4 – Диаграмма стоимости вариантов усиления главных балок

Как видно из таблицы и диаграммы, применение технологии усиления главных балок железобетонных пролетных строений с использованием композитных материалов вместо металла приводит к существенному снижению стоимости усиления. При этом экономический эффект только на одном искусственном сооружении может быть от 51 до 65 %.

## Капитальный ремонт промежуточных опор моста через р. Сосьва на 12 км линии Серов – Алапаевск Свердловской железной дороги

Мост представляет собой балочно-разрезную систему, выполненную по схеме  $9,32 + 6 \times 23,81 + 9,30$  м. Крайние пролетные строения железобетонные ребристые с ездой на балласте полной длиной 9,32 м. Центральные пролеты балочные металлические со сплошной стенкой полной длиной 23,81 м. Промежуточные опоры массивные монолитные.

Для конструкций промежуточных опор моста было рассмотрено два варианта усиления надводной части тела опоры. Посредством устройства железобетонной «рубашки» и замкнутой оболочки по периметру тела опоры из углеродных холстов FibARM Tape-530/300. На рисунках 8.5 и 8.6 показаны конструкции усиления промежуточных опор.

По каждому варианту усиления промежуточных опор были составлены локальные сметы на строительство, включающие расчет стоимости строительно-монтажных работ. Стоимость усиления была определена для опор № 2, 3, 4, 5 и 6 без учета транспортных, лимитированных затрат и затрат на зимнее удорожание

Результаты определения стоимости строительно-монтажных работ по каждому варианту усиления опор моста приведены в таблице 8.2 и на круговой диаграмме рисунка 8.7.

Таблица 8.2 – Результаты определения стоимости вариантов усиления

Способ усиления	Сметная стоимость СМР с учетом НДС 18 %, тыс. руб.
Устройство железобетонной «рубашки»	7 460,155
Устройство обоймы из углеродных холстов FibARM Tape - 530/300	7 022,469









Рисунок 8.7 – Гистограмма стоимости вариантов усиления промежуточных опор

Как видно из таблицы и диаграммы рисунка, применение систем внешнего армирования FibARM Tape-530/300 при капитальном ремонте промежуточных опор в целом приводит к экономии средств до 6 %. При потребности в капитальном ремонте до 30 % массивных монолитных опор, эксплуатируемых на сети железных дорог ОАО «РЖД», экономических эффект может составить:

$$0,3 \times 0,79 \times 80000 \times (7\,460,155 - 7\,022,469) = 8298526,56 \text{ тыс. руб.}$$

Сравнительно небольшая, экономия средств при усилении опор композитами (6 %) по сравнению с пролетными строениями (51...65 %) связана с тем, что при восстановлении несущей способности массивных опор используются более сложные и дорогостоящие технологические операции, например такие, как устройство шпунтового ограждения, сверление отверстий в теле опоры для инъектирования цементным раствором и др.

При этом необходимо учитывать то обстоятельство, что такие положительные технические характеристики композитных материалов, как неподверженность коррозии, стойкость к химическим реагентам и другие, позволят существенно снижать затраты на текущее содержание и ремонт усиленных опор.

## Выводы

1. Произведено технико-экономическое обоснование вариантов усиления железобетонных пролетных строений и опор мостов.

2. Применение технологии усиления главных балок железобетонных пролетных строений с использованием композитных материалов вместо металла приводит к существенному снижению стоимости усиления. При этом экономический эффект только на одном искусственном сооружении может быть от 51 до 65 %.

3. Использование композитных материалов при капитальном ремонте промежуточных опор в целом приводит к экономии средств до 6 %. Сравнительно небольшая относительная экономия средств при усилении опор композитами (6 %) по сравнению с пролетными строениями (51...65 %) связана с тем, что при восстановлении несущей способности массивных опор используются более сложные и дорогостоящие технологические операции.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

По результатам проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Выявлена закономерность изменения несущей способности железобетонных конструкций горнотехнических сооружений в зависимости от действующих отрицательных и положительных температур окружающей среды. При этом установлено, что при допущении эксплуатации изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композиционными материалами при температурах свыше  $+30^{\circ}\text{C}$  разрушение усиленных образцов происходит вследствие разрушения волокон композиционного материала от действия нормальных напряжений при восприятии ими внешних изгибающих моментов.

2. Разработана методика расчета изгибаемых железобетонных элементов горнотехнических зданий и сооружений, усиленных композиционными материалами, позволяющая учитывать наличие предельных нормальных напряжений в композиционном материале с учетом действующих температур.

3. Обоснована эффективность применения композиционных материалов в качестве систем внешнего армирования на натуральных конструкциях железобетонных балок и колонн горнотехнических зданий и сооружений, направленная на повышение их несущей способности. Установлено, что усиление непреднапряженных изгибаемых железобетонных сооружений композиционными материалами на основе углеродных волокон приводит к увеличению их несущей способности от 53 до 62 %.

4. Испытания сжимаемых железобетонных конструкций показали, что их усиление холстами на основе углеродного волокна приводит к увеличению несущей способности в среднем на 50 %; при использовании ламелей увеличение несущей способности составило 33 %.

5. Изучение влияния отрицательных и положительных температур на изменение прочностных характеристик бетона показало, что в условиях отрицательных температур бетон имеет большие прочностные свойства, по сравнению с положительными температурами. При переходе температуры выше  $+30^{\circ}\text{C}$  наблюдается существенное снижение сопротивления бетона растяжению при изгибе в среднем на 36 %.

6. Как показал анализ конструкций и технического состояния искусственных сооружений на сети железных дорог, эксплуатируется большое количество железобетонных пролетных строений и опор железнодорожных мостов. Пролетные строения и опоры мостов имеют дефекты и повреждения, которые либо затрудняют их эксплуатацию или вовсе снижают несущую способность.

7. Для увеличения сроков эксплуатации и повышения несущей способности мостовых сооружений необходимо выполнять мероприятия по усилению основных несущих конструкций мостов, при этом перспективным является применение композитных материалов на основании углеродного волокна. Композитные материалы имеют ряд существенных достоинств по сравнению с традиционными материалами для усиления строительных конструкций. Одни из них — это высокие прочностные и деформативные характеристики, малый собственный вес, неподверженность коррозии и др.

8. Расчеты технико-экономической эффективности показали, что применение композитных материалов на основании углеродного волокна приводит к существенному снижению стоимости строительно-монтажных работ от 53 до 62 % за счет небольших трудозатрат на выполнение усиления и относительно низкой общей стоимости применяемых материалов.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Алмазов, В. О. Проектирование железобетонных конструкций по Евронормам / В. О. Алмазов. — М. : Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. — 216 с.
2. Андреев, В. Г. Прочность внецентренно сжатых стержней / В. Г. Андреев // Бетон и железобетон. — 1981, № 5. — С. 26–27.
3. Ата Эль К. Шоеаб Солиман. Рациональное использование стеклопластика для усиления элементов бетонных и железобетонных конструкций : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Ата Эль Карим Шоеаб Солиман. — Белгород, 2005. — 159 с.
4. Байков, В. Н. Определение напряженно-деформированного состояния железобетонных балок в предельной стадии по неупругим зависимостям «s-e» бетона и арматуры / В. Н. Байков, В. М. Поздеев // Строительство и архитектура. — 1985. — № 1. — С. 112–124.
5. Бате, К. Численные методы анализа и метод конечных элементов / К. Бате, Е. Вилсон. — М. : Стройиздат, 1982. — 448 с.
6. Баклашов, И. В. Проектирование и строительство горнотехнических зданий и сооружений. Строительные конструкции зданий и сооружений : учебник для вузов / И. В. Баклашов, В. Н. Борисов; под общ. ред. И. В. Баклашова. — М. : Недра, 1990. — 272 с.
7. Баклашов, И. В. Проектирование и строительство горнотехнических зданий и сооружений. Горнотехнические здания и сооружения : учебник для вузов / И. В. Баклашов, В. Н. Борисов, А. П. Максимов; под общ. ред. И. В. Баклашова. — М. : Недра, 1991. — 246 с.
8. Белан, Е. С. Составные конструкции железобетонных пролетных строений и методы их расчета / Е. С. Белан, Д. Н. Смердов, А. Н. Яшнов // Современное состояние и инновации транспортного комплекса : материалы Междунар. науч.-техн. конф. Т. 2. — Пермь : Изд-во ПГТУ, 2009. — С. 49–56.
9. Безухов, Н. И. Основы теории сооружений, материал которых не следует закону Гука : труды МАДИ / Н. И. Безухов. — М. : Трансиздат, 1966. — С. 7–80.
10. Безухов, Н. И. Приложение методов теории упругости и пластичности к решению инженерных задач / Н. И. Безухов, О. В. Лужин. — М. : Высш. Шк., 1974. — 200 с.
11. Берг, О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / О. Я. Берг. — М. : Госстройиздат, 1961. — 96 с.
12. Биргер, И. А. Некоторые общие методы решения задач теории пластичности / И. А. Биргер // Прикладная математика и механика. — 1951. — № 6. — С. 1053–1059.

13. Бокарев, С. А. Учет пластических свойств бетона и влияние попеременного замораживания и оттаивания на изменение его прочностных и деформативных характеристик в расчетах бетонных опор мостов : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.11 / Бокарев Сергей Александрович. — Новосибирск, 1986. — 214 с.
14. Бокарев, С. А. Экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композитными материалами / С. А. Бокарев, Д. Н. Смердов // Известия вузов. Строительство. — 2010. — № 2. — С. 112–124.
15. Бокарев, С. А. Нелинейный анализ железобетонных изгибаемых конструкций, усиленных композитными материалами / С. А. Бокарев, Д. Н. Смердов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. — 2010. — № 2. — С. 113–125.
16. Бокарев, С. А. Усиление пролетных строений с использованием композитных материалов / С. А. Бокарев, Д. Н. Смердов, В. П. Устинов, А. Н. Яшнов // Путь и путевое хозяйство. — 2008. — № 6. — С. 30–31.
17. 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 // Интернет-журнал «Науковедение». — 2013. — № 3. — С. 1–9.
18. Бокарев, С. А. Коэффициенты надежности для композиционных материалов, применяемых для усиления железобетонных элементов мостовых конструкций / С. А. Бокарев, Г. М. Власов, А. А. Неровных, Д. Н. Смердов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. — 2012. — № 2. — С. 222–229.
19. Бокарев, С. А. Методика расчета по прочности сечений эксплуатируемых железобетонных пролетных строений, усиленных композитными материалами / С. А. Бокарев, Д. Н. Смердов, А. А. Неровных // Известия вузов. Строительство. — 2010. — № 2. — С. 63–74.
20. Бокарев, С. А. Оценка выносливости изгибаемых железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами / С. А. Бокарев, Д. Н. Смердов, А. А. Неровных // Дальний Восток. Автомобильные дороги и безопасность движения : междуна. сб. науч. тр. — 2010. — № 10. — С. 287–294.
21. Бокарев, С. А. Управление техническим состоянием искусственных сооружений железных дорог России на основе новых информационных технологий. Новосибирск : Изд-во СГУПС, 2002. — 276 с.
22. Бондаренко, В. М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона / В. М. Бондаренко. — Харьков : ХГУ, 1968. — 323 с.
23. Власов, Г. М. К определению напряженного состояния железобетонных элементов с учетом пластических свойств бетона / Г. М. Власов, В. М. Козлов // Исследование работы искусственных сооружений. — Новосибирск : НИИЖТ, 1974. — С. 3–14.

24. Власов, Г. М. Расчет железобетонных мостов : монография / Г. М. Власов, В. П. Устинов. — М. : Транспорт, 1992. — 256 с.
25. Глинский, В. В., Статистический анализ : учеб. пособие / В. В. Глинский, В. Г. Ионин. — 3-е изд., перераб. и доп. — М. : ИНФРА-М; Новосибирск : Сибирское соглашение, 2002. — 241 с.
26. Гмурман, В. Е. Теория вероятностей и математическая статистика : учебное пособие / В. Е. Гмурман. — М. : Высш. шк., 1999. — 479 с.
27. ГОСТ 14359—69 Пластмассы. Методы механических испытаний. Общие требования. — М. : Изд-во стандартов, 1969. — 20 с.
28. ГОСТ 14759—69 Клеи. Метод определения прочности при сдвиге. — М. : Изд-во стандартов, 1969. — 12 с.
29. ГОСТ 14760—69 Клеи. Методы испытания прочности при отрыве. — М. : Изд-во стандартов, 1969. — 5 с.
30. ГОСТ 25.601—80 Расчеты и испытания на прочность. Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов). Метод испытания плоских образцов на растяжение при нормальной, повышенной и пониженной температурах. — М. : Изд-во стандартов, 1981. — 8 с.
31. ГОСТ 27.410.—89 Надежность в технике. Основные понятия. Термины и определения. — М. : Изд-во стандартов, 1990. — 37 с.
32. Градостроительный кодекс Российской Федерации : [федер. закон: принят Гос. думой 22 дек. 2004 г. : по состоянию на 25 янв. 2014 г.]. — М. : Проспект, КноРус, 2014. — 160 с.
33. Докторов, Е. Г. Расчет предварительно напряженных элементов по образованию трещин с учетом нелинейности и неравновесности деформирования бетона / Е. Г. Докторов // Расчет строительных конструкций. — М.: Стройиздат, 1969. — С. 57—63.
34. Ефимов, П. П. Усиление и реконструкция мостов : монография / П. П. Ефимов. — Омск : Изд-во СибАДИ, 1996. — 154 с.
35. Ефимов, П. П. Экспериментальные методы исследования мостов : учеб. пособие / П. П. Ефимов. — Омск : Изд-во Ом. ГТЦУ, 1994. — 195 с.
36. Жидонс, И. Ю. Метод расчета напряженно-деформированного состояния по нормальным сечениям железобетонных элементов / И. Ю. Жидонс // Прочность бетона и железобетона. — 1980. — № 10. — С. 65—72.
37. Залесов, А. С., Исследование работы железобетонных балок-стенки на действие поперечных сил / А. С. Залесов, В. Н. Сахаров, А. В. Старчевский, Б. С. Соколов // Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. — М., 1982. — С. 60—71.
38. Залесов, А. С. Развитие методов расчета железобетонных конструкций в России / А. С. Залесов // 80-летие НИИЖБ им. А. А. Гвоздева : сб. науч. ст. — М., 2007. — С. 5—10.
39. Ильюшин, А. А. Пластичность / А. А. Ильюшин. — М. : Изд-во АН СССР, 1963. — 376 с.



40. Иосилевский, Л. И. Практические методы управления надежностью железобетонных мостов / Л. И. Иосилевский. — М. : Науч.-изд. центр «Инженер», 1999. — 295 с.
41. Иосилевский, Л. И., Пути совершенствования надежности мостовых железобетонных конструкций / Л. И. Иосилевский, А. В. Носарев, В. П. Чирков // Транспортное строительство. — 1991. — № 12. — С. 12–14.
42. Иосилевский, Л. И. Учет упруго-пластических деформаций бетона / Л. И. Иосилевский, В. П. Чирков // Разработка новых мостовых конструкций и методов их расчета. Вып. 252 — М. : Транспорт, 1968. — С. 30–51.
43. Карпенко, Н. И. Нелинейное деформирование бетона и железобетона / Н. И. Круглов, В. М. Круглов, Л. Ю. Соловьев. — Новосибирск : Изд-во СГУПС, 2001. — 276 с.
44. Картопольцев, В. М. Применение карбона в мостостроении : учеб. пособие / В. М. Картопольцев, А. В. Картопольцев, А. Н. Пангин. — Томск : Изд-во ТГАСУ, 2008. — 72 с.
45. Кауфман, А. Д. Расчетная модель для внецентренно сжатых и изгибаемых железобетонных элементов / А. Д. Кауфман // Исследования статической работы бетонных, железобетонных и сталежелезобетонных конструкций энергетических сооружений. Вып. 155 — Л. : ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1982. — С. 20–23.
46. Клебанов, Я. М. Методика расчета напряженно-деформированного состояния композиционных материалов / Я. М. Клебанов, А. Н. Давыдов, Е. В. Биткина // Инженерно-технический журнал «ANSYS Advantage. Русская редакция». — 2008. — № 8. — С. 11–15.
47. Круглов, В. М. Обеспечение надежности инженерных сооружений / В. М. Круглов, В. П. Устинов, К. Б. Бобылев, С. А. Бокарев // Транспортное строительство. — 2003. — № 1. — С. 13–14.
48. Крылов, Н. А. Испытание конструкций сооружений / Н. А. Крылов, К. А. Глуховской. — Л. : Изд-во литературы по строительству, 1970. — 270 с.
49. Козлов, В. М. Использование метода упругих решений для расчета нормальных сечений железобетонных элементов мостовых конструкций : дис. ... канд. техн. наук 05.23.15 / Козлов Владимир Михайлович. — Новосибирск, 1980. — 220 с.
50. Кузина, Г. В. Долговечность стеклопластиковой арматуры в многослойных ограждающих конструкциях [Электронный ресурс] / Г. В. Кузина, Л. Ю. Медведева, В. В. Чижевский // Строй Профиль. — 2004. — № 6. — URL: [http://www.steklo-tech.ru/Razrabotki/obzor\\_2.htm](http://www.steklo-tech.ru/Razrabotki/obzor_2.htm).
51. Кулиш, В. И. Совершенствование несущих конструкций пролетных строений автодорожных мостов, напряженно армированных стеклопластиковой арматурой : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.15 / Кулиш Владимир Иванович. — СПб., 1993. — 73 с.

52. Лешинский, М. Ю. Испытание бетона : справочное пособие / М. Ю. Лешинский. — М. : Стройиздат, 1980. — 360 с.
53. Максимов, А. П. Горнотехнические здания и сооружения / А. П. Максимов. — 4 изд. — М. : Стройиздат, 1984. — 290 с.
54. Москвин, В. М. Бетон для строительства в суровых климатических условиях / В. М. Москвин, М. М. Капкин, А. Н. Савицкий, В. Н. Ярмаковский. — Л. : Стройиздат, 1973. — 172 с.
55. Михуб, Ахмад. Прочность, деформативность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композиционными материалами : дис. ... канд. техн. наук : 05.21.11 / Михуб Ахмад. — Ростов н/Д, 2013. — 211 с.
56. Неровных, А. А. Совершенствование методики оценки грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов, усиленных композиционными материалами : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.11 / Неровных Алексей Алексеевич. — Новосибирск, 2013. — 201 с.
57. Неровных, А. А. Усиление композиционными материалами железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов / А. А. Неровных // Инновационные факторы развития Транссиба на современном этапе. Международная научно-практическая конференция, посвященная 80-летию Сибирского государственного университета путей сообщения : тез. конф. Ч. I. — Новосибирск : Изд-во СГУПС. — 2012. — С. 127–128.
58. Неровных, А. А. Повышение эффективности усиления изгибаемых железобетонных элементов композитными материалами / А. А. Неровных // Наука и молодежь XXI века : Материалы IX науч.-техн. конф. студентов и аспирантов. Ч. I. Технические науки. — Новосибирск : Изд-во СГУПС. — 2010. — С. 83–84.
59. Неровных, А. А. Датчики малогабаритного измерительного комплекса «Тензор-МС» / А. А. Неровных // Наука и молодежь XXI века : материалы VIII науч.-техн. конф. студентов и аспирантов, посвященной 200-летию транспортного ведомства и транспортного образования России. Ч. I. Технические науки. — Новосибирск : Изд-во СГУПС. — 2010. — С. 66–67.
60. Овчинников, И. Г. Коррозия и защита железобетона мостовых сооружений / И. Г. Овчинников, Р. Б. Гарибов // Защита от коррозии в строительстве и городском хозяйстве : материалы междунар. науч.-техн. конф. — М. : ВВЦ, 2005. — С. 72.
61. Овчинников, И. Г. Случайный характер деформаций и напряжений железобетонных конструктивных элементов мостов / И. Г. Овчинников, А. В. Межнякова, И. Н. Гришина // Вестник ВолгГАСУ. Серия «Строительство и архитектура». — 2006. № 21(6). — С. 107–113.
62. Овчинников, И. Г. Методы оценки долговечности армированных конструкций при действии нагрузок и агрессивных сред / И. Г. Ов-

- чинников, А. В. Межнякова // Промышленное и гражданское строительство. — 2008. — № 8. — С. 54–55.
63. Овчинников, И. Г. Повреждения и диагностика железобетонных мостовых сооружений на автомобильных дорогах : учеб. пособие / И. Г. Овчинников, В. И. Кононович, А. В. Макаров. — Волгоград : Изд-во ВолгГАСУ, 2004. — 92 с.
64. Овчинников, И. Г. Новые материалы и изделия в мостостроении / И. Г. Овчинников, А. В. Кочетков, В. Н. Макаров, С. В. Овсянников // Автомобильные дороги и мосты. — 2008. — Вып. № 1. — 80 с.
65. Першин, В. В. Бифуркационный анализ разрушения конструкций горнотехнического здания / В. В. Першин, Д. И. Назаров // Известия вузов. Горный журнал. — 2015. — № 4. — С. 124–129.
66. Плевков, В. С. Расчет железобетонных конструкций по Российским и зарубежным нормам : учеб. пособие / В. С. Плевков, А. Г. Колмогоров, — Томск : Печатная мануфактура, 2009. — 496 с.
67. Пospelов, А. Д. Приложения метода упругих решений к расчету упруго-пластических деформаций балок / А. Д. Пospelов // Расчеты на прочность. — 1958. — С. 233–251.
68. Постановление Правительства №1521 от 26.12.2014 г. «Об утверждении перечня национальных стандартов и сводов правил (частей таких стандартов и сводов правил), в результате применения которых на обязательной основе обеспечивается соблюдение требований Федерального закона «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» [Электронный ресурс] — URL: <http://government.ru/media/files/ALo4dmOO W44. pdf>.
69. Прокопов, А. Ю. Горнотехнические здания и сооружения : учеб. пособие / А. Ю. Прокопов, С. Г. Страданченко, А. А. Шубин. — Новочеркасск : ЮРГТУ (НПИ), 2006. — 231 с.
70. Разработка рекомендаций по применению композитных материалов при ремонте железобетонных конструкций мостовых сооружений : Отчет о НИР / Шестериков В. И. — М. : ФГУП «РОСДОРНИИ», 2007. — 100 с.
71. Ренский, А. Б. Тензометрирование строительных конструкций и материалов / А. Б. Ренский, Д. С. Баранов, Р. А. Макаров. — М. : Стройиздат, 1977. — 239 с.
72. Руководство по методике оценки ресурса работоспособности и безопасности бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений / РАО «ЕЭС РОССИИ» — СПб. — 1997. — 64 с.
73. Руководство по ремонту бетонных и железобетонных конструкций транспортных сооружений с учетом совместимости материалов. — М. : ОАО ЦНИИС, 2010. — 182 с.
74. Румшинский, Л. З. Математическая обработка результатов экспериментов / Л. З. Румшинский. — М. : Наука, 1971. — 192 с.

75. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами / Разработано в развитие СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры». — М. : НИИЖБ, 2006. — 48 с.
76. Сергиенко, А. Б. Цифровая обработка сигналов / А. Б. Сергиенко. — СПб. : Питер, 2002. — 608 с.
77. Скобелева, Е. А. Деформирование преднапряженных железобетонных изгибаемых элементов составного сечения : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Скобелева Елена Анатольевна. — Орел, 2008. — 21 с.
78. Смердов, Д. Н. Оценка несущей способности железобетонных пролетных строений мостов, усиленных композиционными материалами : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.11 / Смердов Дмитрий Николаевич. — Новосибирск, 2010. — 159 с.
79. Смердов, М. Н. Экспериментальные исследования прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов, армированных в сжатой и растянутой зоне неметаллической композиционной арматурой / М. Н. Смердов, Д. Н. Смердов, А. О. Клементьев // Транспорт Урала. — 2014. — № 4. — С. 49–54.
80. Смердов, М. Н. Методика расчета изгибаемых бетонных элементов, армированных полимерными композиционными материалами / М. Н. Смердов, Д. Г. Неволин, А. О. Клементьев, Д. Н. Смердов // Транспорт Урала. — 2015. — № 3. — С. 98–101.
81. Смердов, М. Н. Экспериментальные исследования несущей способности железобетонных конструкций горнотехнических зданий и сооружений / М. Н. Смердов, Д. Г. Неволин, Д. Н. Смердов // Известия вузов. Горный журнал. — 2015. — № 8. — С. 138–142.
82. Смердов, М. Н. К вопросу усиления железобетонных пролетных строений композитными материалами на Свердловской железной дороге / М. Н. Смердов, Д. Н. Смердов // Материалы научно-технической конференции: «Молодые ученые транспорту — 2007». — Екатеринбург : УрГУПС, 2007. — С. 148–154.
83. Смердов, М. Н. Обзор литературы по применению в железобетонных пролетных строениях мостов неметаллической композитной арматуры / М. Н. Смердов, А. О. Клементьев // Вестник Уральского государственного университета путей сообщения. — Екатеринбург : УрГУПС, 2013. — № 4. — С. 74–80.
84. Смердов, М. Н. К вопросу долговечности изгибаемых железобетонных элементов, усиленных полимерными композиционными материалами / М. Н. Смердов, Д. Н. Смердов, Е. О. Селиванова // Материалы международной научно-практической конференции «Модернизация и научные исследования в транспортном комплексе». — Пермь : ПНИПУ, 2015. — С. 490–493.
85. Смердов, М. Н. Отечественный опыт экспериментальных исследований долговечности железобетонных элементов, усиленных полимер-

- ными композиционными материалами / М. Н. Смердов, Е. О. Селиванова // Инновационный транспорт. — 2015. — № 2. — С. 60–63.
86. Смердов, М. Н. Предложения по учету влияния положительных температур в методике расчета нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов, усиленных полимерными композиционными материалами / М. Н. Смердов, Д. Г. Неволин, А. О. Клементьев, Д. Н. Смердов // Инновационный транспорт. — 2015. — № 3. — С. 80–83.
87. СНиП 23-09-99\* Строительная климатология [Электронный ресурс]. — М. — 2003. — URL: <http://www.gvozdem.ru/stroim-dom/gost-snip/glubina-promerza-niya-grunta/snip-23-01-99.pdf>.
88. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. — М. : Госстрой России, 2004. — 64 с.
89. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 [Электронный ресурс]. — М. — 2012. — URL: [http://www.ceiis.ru/normativnaya-baza/sp\\_63\\_13330\\_2012.pdf](http://www.ceiis.ru/normativnaya-baza/sp_63_13330_2012.pdf).
90. СП 164.1325800.2014 Усиление железобетонных конструкций композитными материалами. Правила проектирования. — М. : Минстрой России, 2015. — 52 с.
91. СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» / Минрегион России. — М., 2011. 338 с.
92. СТО 2256-002-2011 «Комплексная система FibARM по ремонту и усилению строительных конструкций, путем внешнего армирования композитными материалами холодного отверждения / ЗАО «ПРЕПРЕГ – СКМ». — М., 2011. — 13 с.
93. Технические указания по применению материалов, изготавливаемых фирмой «Sika», для ремонта эксплуатируемых железобетонных мостов. — НИИ мостов Т. 1. — СПб. 2008. — 90 с.
94. Технический регламент о безопасности зданий и сооружений [Электронный ресурс] : [Федер. закон: принят Гос. думой 30 дек. 2009 г. : по состоянию на 02 июля 2013 г.]. — М. : 2013. — URL: [http://www.consultant.ru/document/cons\\_doc\\_LAW\\_95720/](http://www.consultant.ru/document/cons_doc_LAW_95720/)
95. Тимофеев, Д. Р. Усиление мостовых конструкций с использованием композитных материалов / Д. Р. Тимофеев, Д. Д. Тимофеев // Актуальные проблемы автомобильного, железнодорожного, трубопроводного транспорта в уральском регионе. — Пермь : Изд-во ПГТУ, 2005. — С. 45–51.
96. ТУ 1916-005-61664530-2011 «Углеродные однонаправленные ленты для систем внешнего армирования (СВА) / ЗАО «ПРЕПРЕГ – СКМ». — М., 2011. — 13 с.
97. Устинов, Б. В. Область эффективного применения стеклопластиковой арматуры в строительстве / Б. В. Устинов // Реконструкция и совершенствование несущих элементов зданий и сооружений транс-

- порта : сб. науч. тр. / под ред. В. С. Казарновского. — Новосибирск : Изд.-во СГУПС, 2005. — С. 50–56.
98. Устинов, Б. В. Применение композитных полимерных материалов в строительных конструкциях и мостах в Сибири / Б. В. Устинов, А. Ф. Бернацкий, В. С. Казарновский, М. Г. Петров, В. П. Устинов // Транспорт Российской Федерации. — 2006. — № 5. — С. 45–48.
  99. Устинов, Б. В. Исследование физико-механических характеристик композитных полимерных материалов (КПМ) / Б. В. Устинов, В. П. Устинов // Известия вузов. Строительство. — 2009. — № 11–12. — С. 118–125.
  100. Ушаков, А. Е. Мостовые конструкции из композитов [Электронный ресурс] / А. Е. Ушаков, Ю. Г. Кленин, Т. Г. Сороина, А. Х. Хайретдинов, А. А. Сафонов // Композиты и наноструктуры. — 2009. — № 3. — С. 25–37. — URL: [http://www.issp.ac.ru/journal/composites/2009/2009\\_3/ushakov.pdf](http://www.issp.ac.ru/journal/composites/2009/2009_3/ushakov.pdf).
  101. Чирков, В. П. О расчете железобетонных балок с учетом совместного статистического разброса прочности арматуры и бетона / В. П. Чирков // Труды МИИТ. — 1971. — С. 111–133.
  102. Чирков, В. П., Клюкин В. И. и др. Основы теории проектирования строительных конструкций. Железобетонные конструкции : учеб. пособие / В. П. Чирков, В. И. Клюкин. — М. : 1999. — 376 с.
  103. Шилин, А. А. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами / А. А. Шилин, В. А. Пшеничный, Д. В. Картузов. — М. : Стройиздат, 2004. — 139 с.
  104. Шилин, А. А. и др. Внешнее армирование железобетонных конструкций композитными материалами / А. А. Шилин и др. — М. : Стройиздат, 2007. — 184 с.
  105. Шилин, А. А. Усиление железобетонных конструкций композитными материалами / А. А. Шилин, В. А. Пшеничный, Д. В. Картузов // Бетон и железобетон. — 2006. — № 3 — С. 32а–32.
  106. Banthia, N. Fiber Reinforced Polymers in Concrete Construction and Advanced Repair Technologies. Department of Civil Engineering University of British Columbia, — P. 37.
  107. Barakal, S. A., Binienda W. K., Tysl S. R. Evaluation of the Performance of Concrete Structures Strengthened with FRP Composites. 15th ASCE Engineering Mechanics Conference, June 2–5, 2002, Columbia University, New York. — P. 9.
  108. Blashko, M. and Zilch, K. (1999), Rehabilitation of concrete structures with CFRP strips glued into slits. In Proceedings of the 12th International Conference on Composite Materials, Paris, July 5–9.
  109. Центр исследований и нормирования в гражданском строительстве. Рекомендации 96-2003. Применение пластмасс армированных волокном в несущих конструкциях зданий и сооружений (CUR Recommendation 96:2003. Fibre reinforced plastics in civil engineering supporting frameworks).

110. ИСО 527-4:1997 Пластмассы. Определение механических свойств при растяжении. Ч. 4. Условия испытаний для изотропных и ортотропных пластических композиционных материалов, армированных волокнами (ISO 527-4:1997 Plastics – Determination of tensile properties – Part 4: Test conditions for isotropic and orthotropic fibre-reinforced plastic composites).
111. Определение свойств при сжатии в направлении плоскости расслаивания (ISO 14126:1999 Fibre-reinforced plastic composites – Determination of compressive properties in the in-plane direction).
112. ИСО 178:2001 Пластмассы. Определение свойств при изгибе (ISO 178:2001 Plastics – Determination of flexural properties).
113. ИСО 14125:1998 Материалы композиционные полимерные, армированные волокном. Определение свойств при изгибе (ISO 14125:1998 Fibre-reinforced plastic composites – Determination of flexural properties).
114. ИСО 14130:1997 Материалы композиционные полимерные армированные волокном. Определение кажущейся межслойной прочности на сдвиг методом испытания коротких балок (ISO 14130:1997 Fibre-reinforced plastic composites – Determination of apparent interlaminar shear strength by short-beam method).
115. CNR-DT 200/2004. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures. – Rome, 2004. – 144 p.
116. Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates. Final Report SPR. – Oregon Department of Transportation, 2001. – 113 p.
117. Guide to Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures. Concrete International, 2005, vol. 27, № 1. – P. 13.
118. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI 440.2R-08. American Concrete Institute.
119. Harries, K. A., Porter L., Busel J.P. FRP Materials and Concrete – Research Needs. Concrete International, 2003, vol. 25, № 10. – P. 69–74.
120. Jansze, W. Strengthening of reinforced concrete members in bending by externally bonded steel plates. PhD dissertation, TU Delft, The Netherlands.
121. Nabil, F. Grace, S. B. Singh. Durability Evaluation of Carbon Fiber-Reinforced Polymer Strengthened Concrete Beams: Experimental Study and Design. ACI Structura

*Научное издание*

**Неволин** Дмитрий Германович  
**Смердов** Дмитрий Николаевич  
**Смердов** Михаил Николаевич

**УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ  
РАЗЛИЧНОГО НАЗНАЧЕНИЯ ПОЛИМЕРНЫМИ  
КОМПОЗИЦИОННЫМИ МАТЕРИАЛАМИ**

Монография

Редактор С. И. Семухина  
Верстка С. Н. Наймушиной

Подписано в печать 29.03.2017. Формат 60×84/16.  
Усл. печ. л. 8,8. Тираж 60 экз.  
Заказ 28.

УрГУПС  
620034, Екатеринбург, Колмогорова, 66