

Федеральное агентство железнодорожного транспорта

СИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ

УДК 624.016

УТВЕРЖДАЮ

№ госрегистрации _____

Инв. № _____

Проректор по научной работе
ФГБОУ ВПО СГУПС

С.А. Бекарев

« 13 » августа 2014 г.



ОТЧЕТ

О НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОЙ РАБОТЕ

Разработка предложений в раздел «Композиционные материалы»

СП 35.13330.2011. Свод правил. Мосты и трубы

по теме:

РАЗРАБОТКА ПРЕДЛОЖЕНИЙ В РАЗДЕЛ «КОМПОЗИЦИОННЫЕ
МАТЕРИАЛЫ» СП 35.13330.2011. СВОД ПРАВИЛ. МОСТЫ И ТРУБЫ.

АКТУАЛИЗИРОВАННАЯ РЕДАКЦИЯ СНиП 2.05.03-84*.

(заключительный)

Государственный контракт № 47/181 от 22.02.2013 г.

и дополнительное соглашение №1

(рег. № ФДА 47/152) от 19.03.2014г.

Новосибирск 2014

СПИСОК ИСПОЛНИТЕЛЕЙ

Руководитель темы
д-р техн. наук



подпись, дата

13.08.14г.


С.А. Бокарев (все разделы)

Исполнители темы


подпись, дата

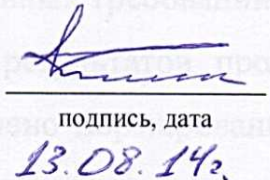
13.08.14г.

А.А. Неровных (разделы 1, 2 и 5)


подпись, дата

13.08.14

К.В. Кобелев (разделы 1, 4 и 6)


подпись, дата

13.08.14г.

В.А. Слепец (раздел 3)

РЕФЕРАТ

Отчет 109 с., 1 ч., 22 рис., 27 табл., 16 источников, 4 прил.

ПОЛИМЕРНЫЕ КОМПОЗИЦИОННЫЕ МАТЕРИАЛЫ, УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, СИСТЕМЫ ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ, УГЛЕПЛАСТИКИ, НОРМИРОВАНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ, МЕТОДИКА РАСЧЕТА, КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

Объектом исследования являются полимерные композиционные материалы на основе углеродного волокна и изгибаемые железобетонные элементы, усиленные ими.

Цель работы – уточнение методики расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композиционными материалами на основе углеродного волокна и конструктивных требований к системам внешнего армирования.

На основании результатов проведенных лабораторных и теоретических исследований выполнено нормирование прочностных и деформативных свойств композиционных материалов на основе углеродного волокна, уточнена методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных такими материалами, уточнены конструктивные требования к системам внешнего армирования на основе углеродного волокна.

Уточненные методика и конструктивные требования положены в основу предложений в раздел Композиционные материалы СП 35.13330.2011 «Свод правил. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*» и во «Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах».

Разработанные предложения откорректированы в соответствии с замечаниями, полученными от официальных рецензентов.

СОДЕРЖАНИЕ

РЕФЕРАТ	3
СОДЕРЖАНИЕ	4
НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	6
ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ	6
ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ	7
ВВЕДЕНИЕ	10
1 НОРМИРОВАНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРИАЛОВ	11
2 РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ	16
2.1 Предельные значения напряжений в материале усиления	16
2.2 Расчеты по прочности сечений, нормальных и наклонных к продольной оси элемента	19
2.2.1 Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента	20
2.2.2 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента	22
2.2.2.1 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы	23
2.2.2.2 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента	23
2.2.3 Сравнение результатов расчета несущей способности образцов по предлагаемой методике с результатами лабораторных испытаний	24
2. 3 Расчет на выносливость	27
3 РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ	31
3.1 Общие предпосылки	31
3.2 Расчет по трещиностойкости	31
3.4 Расчет по раскрытию трещин	33
3.5 Определение прогибов и углов поворота	38
4 КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ	39
4.1 Общие требования	39
4.2 Анкеровка материала усиления	41

5 МЕТОДИКА РАСЧЁТА ГРУЗОПОДЪЁМНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИЦИОННЫМ МАТЕРИАЛОМ	43
5.1 Общие требования к расчету	43
5.2 Учет влияния обращающейся по сооружению в нагрузки на эффективность усиления	44
6 ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ВНЕДРЕНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ НИР	46
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	48
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....	49
ПРИЛОЖЕНИЕ А. Сводки замечаний по проектам предложений в раздел Композиционные материалы СП 35.13330.2011 «Свод правил. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*» и во «Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах».....	51
ПРИЛОЖЕНИЕ Б. Предложения в раздел Композиционные материалы СП 35.13330.2011 «Свод правил. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*»	60
ПРИЛОЖЕНИЕ В. Предложения во «Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах»	86

НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем отчете о НИР использованы ссылки на следующие стандарты:

Шифр	Наименование
ОДН 218.0.032-2003	Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах.
ГОСТ 14359-69*	Пластмассы. Методы механических испытаний. Общие требования.
ГОСТ 14759-69*	Клеи. Метод определения прочности при сдвиге.
ГОСТ 14760-69*	Клеи. Метод определения прочности при отрыве.
ГОСТ 25.601-80	Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов).
ГОСТ Р 54257-2010	Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования.
СП 35.13330.2011	Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*.

ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем отчете о НИР применяют следующие термины с соответствующими определениями:

система внешнего армирования: Комплексная система материалов, включающая ремонтный состав для восстановления поверхности, грунтовку, шпатлевку, холсты, пластины и эпоксидный клей для их укладки, защитные покрытия.

холст: Тканый материал на основе углеродных волокон с высоким модулем упругости, предназначенный для восстановления несущей способности конструкции.

пластина: Материал, представляющий собой углеродные волокна, объединенные полимерной матрицей, предназначенный для восстановления несущей способности конструкции.

связующее: Высокопрочный полимерный двухкомпонентный клей на основе эпоксидной смолы, предназначенный для наклеивания холстов или пластин на поверхность усиливаемой конструкции.

Грузоподъемность: Наибольшая масса (класс) транспортного средства определенного вида, которая может быть безопасно пропущена в транспортном потоке или одиночном порядке по сооружению с учетом его фактического состояния.

несущая способность: Предельные усилия, которые могут быть восприняты сечением элемента до достижения предельного состояния.

ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

В настоящем отчете о НИР применяют следующие сокращения, буквенные обозначения:

ПКМ – полимерный композиционный материал;

Прочностные и деформативные характеристики материалов:

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

R_s – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры растяжению;

R_{sc} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию;

R_p – расчетное сопротивление напрягаемой арматуры растяжению;

σ_{pc} – вводимое в расчет остаточное напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне ($\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}$);

R_{ft} – расчетное сопротивление ПКМ растяжению при расчете по предельным состояниям первой группы;

$R_{f,ser}$ – расчетное сопротивление ПКМ растяжению при расчете по предельным состояниям второй группы;

E_{ft} – расчетное значение модуля упругости ПКМ;

σ_{fu} – растягивающее напряжение в ПКМ, расположенном на растянутой

(нижней) грани элемента;

σ_{fu2} – растягивающее напряжение в ПКМ, расположенном на боковых гранях элемента;

$e_{b,ult}$ – предельная деформация бетона.

Геометрические характеристики

h – высота сечения;

h_0 – рабочая высота сечения;

h'_f – приведенная высота сжатого пояса сечения;

x – высота сжатой зоны бетона;

b'_f – ширина сжатого пояса сечения;

b – ширина прямоугольного сечения, стенки ребра таврового, двутаврового и коробчатого сечений;

a_s – расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести растянутой рабочей арматуры;

a'_s – расстояние от сжатой грани сечения до центра тяжести сжатой рабочей арматуры;

A_s – площадь поперечного сечения всех стержней растянутой ненапрягаемой рабочей арматуры;

A'_s – площадь поперечного сечения всех стержней сжатой ненапрягаемой рабочей арматуры;

A_p – площадь поперечного сечения всех стержней растянутой напрягаемой рабочей арматуры;

A'_p – площадь поперечного сечения всех стержней сжатой напрягаемой рабочей арматуры;

c – длина проекции наклонного сечения элемента на его продольную ось;

s – шаг хомутов в пределах рассматриваемого наклонного сечения;

t_c – толщина ПКМ;

b_c – ширина полосы ПКМ;

d – высота заведения ПКМ на боковые грани элемента для конструкции

внешнего армирования в виде U-образной облоймы;

A_{f1} – площадь поперечного сечения ПКМ, расположенного на растянутой грани элемента;

A_{f2} – площадь поперечного сечения ПКМ, расположенного на боковых гранях элемента.

f_w – ширина полос внешнего поперечного армирования;

f_s – расстояние между осями (шаг) полос внешнего поперечного армирования.

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время в Российской Федерации нет единого утвержденного нормативного документа, содержащего в себе методику расчета и конструирования систем внешнего армирования из полимерных композиционных материалов для изгибаемых железобетонных элементов. Проводимые в рамках данного Государственного контракта исследования направлены на разработку такого документа.

Новизной исследований является то, что в предлагаемой методике расчет усиленных изгибаемых элементов выполняется по первой и второй группам предельных состояний. Кроме того, предлагаемая методика позволяет учесть снижение эффективности конструкции внешнего армирования из-за движения транспорта по сооружению в период производства работ по монтажу системы внешнего армирования.

Целью исследований является совершенствование методической базы дорожного хозяйства и формирование единого подхода к нормированию прочностных свойств композиционных материалов и расчету усиленных ими конструкций.

Полученные в ходе исследований результаты позволили уточнить существующую методику расчета железобетонных элементов, усиленных полимерными композиционными материалами на основе углеродных волокон.

Результаты исследований легли в основу предложений в раздел Композиционные материалы СП 35.13330.2011 и ОДМ 218.0.032-2003.

1 НОРМИРОВАНИЕ ПРОЧНОСТНЫХ И ДЕФОРМАЦИОННЫХ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРИАЛОВ

Расчетные значения прочностных и деформационных характеристик композиционных материалов являются одним из главных факторов, определяющих несущую способность усиленных конструкций. Разработанные к настоящему времени руководства, технические условия, стандарты организаций [9, 10, 13, 14] по применению композиционных материалов для ремонта и усиления железобетонных строительных конструкций рекомендуют принимать прочностные и деформативные характеристики холстов, ламелей, волокон и клеящих составов на основе действующих стандартов на испытание материалов [5 – 7] или по данным, представленным фирмами производителями. Однако, эти нормативные документы не регламентируют обеспеченности заявленных значений, а также методики перехода от них к нормативным и расчетным сопротивлениям ПКМ растяжению. Для решения этих задач были проведены масштабные исследования компонентов систем внешнего армирования различных производителей, в рамках которых было испытано более 800 образцов различных материалов.

Испытания на прочность связующего при сдвиге проводили в соответствии с требованиями ГОСТ 14359-69* «Клеи. Метод определения прочности при сдвиге»; на прочность связующего при отрыве – по ГОСТ 14760-69* «Клеи. Метод определения прочности при отрыве»; холстов и пластин на прочность при растяжении – по ГОСТ 25.601-80 «Расчеты и испытания на прочность. Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов).

Анализ прочностных и деформационных характеристик материалов выполняли на основании результатов испытаний, проведенных ранее в рамках настоящего государственного контракта (подробное описание образцов, испытаний и их результаты приведены в отчете по 2 этапу НИР), а также результатов работ, проводимых сотрудниками лаборатории «Мосты» в 2010-2013 годах. В рамках настоящей НИР были проведены испытания компонентов

четырёх систем внешнего армирования различных производителей: FibARM (ЗАО «ХК «Композит», Россия), MasterBrace (BASF The Chemical Company, Германия), Foreva (Freyssinet, Франция), SikaWrap и Sika CarboDur (Sika Group, Италия). Количество образцов составило: холстов – 60; пластин – 20; клеев – 90. Общее количество образцов, на основании результатов испытаний которых был выполнен анализ прочностных и деформативных свойств материалов, составило: холстов – более 400; пластин – более 100; клеев – более 200. Имеющиеся данные были подвергнуты статистической обработке по методике, изложенной в ГОСТ 14359-69 «Пластмассы. Методы механических испытаний. Общие требования».

Фактические средние значения прочностных и деформативных характеристик пластин и связующих холстов оказались значительно выше заявленных производителями. Средние значения модуля упругости холстов также превысили заявленные, а средние значения сопротивления растяжению оказались ниже. Эта разница обуславливается тем, что производители указывают значение сопротивления растяжению для одной углеродной нити. Как показали исследования, проведенные ранее [8], значение сопротивления холстовых материалов растяжению, как правило, составляет не менее 65% от сопротивления растяжению нити. С учетом этого можно сказать, что средние значения сопротивления холстов растяжению оказались выше заявленных, так как они составили около 17-21% от сопротивления растяжению углеродной нити.

Расчетное сопротивление холстов и пластин растяжению следует определять по формуле

$$R_{ft} = \gamma_{f1} \frac{C_f R_f}{\gamma_{f2}}, \quad (1.1)$$

где R_f – нормативное сопротивление ПКМ растяжению, МПа;

γ_{f1} – коэффициент надежности по назначению;

γ_{f2} – коэффициент надежности по материалу;

C_f – коэффициент условий работы.

Коэффициенты надежности по материалу определяются по формуле

$$\gamma_{f2} = \frac{1 - 1,64\nu}{1 - 3\nu}, \quad (1.2)$$

где ν – коэффициент вариаций, полученный по результатам статистического анализа.

Результаты, полученные по итогам статистической обработки, характеризующие распределение прочностных характеристик, приведены в таблице 2.1.

Таблица 2.1 – Значения коэффициента вариации и надежности по материалу для компонентов систем внешнего армирования

Материал или конструктив, вид нагружения	Значения коэффициента вариации			Коэффициент надежности по материалу и размах выборки
	среднее	максимальное	минимальное	
Холсты, растяжение	0,0422	0,0806	0,0092	1,07 (1,01...1,14)
Ламели, растяжение	0,0191	0,1510	0,0072	1,03 (1,01...1,05)
Связующие, отрыв	0,0461	0,0864	0,0142	1,07 (1,02...1,16)
Связующие, сдвиг	0,0725	0,1293	0,0364	1,13 (1,06...1,29)

На основании результатов статистической обработки экспериментальных данных целесообразно принять следующие значения коэффициентов надежности по материалу для компонентов систем внешнего армирования [2]:

- 1) для холстов 1,2;
- 2) для пластин 1,1;
- 3) для связующих при отрыве 1,2;
- 4) для связующих при сдвиге 1,3.

Значения коэффициентов условий работы и надежности по назначению целесообразно принять по рекомендациям Руководства по усилению железобетонных конструкций композитными материалами [10]: коэффициент надежности по назначению для материалов на основе углеродного волокна – 0,9; коэффициент условий работы для ламелей – 0,85, для холстов – 0,8.

Композиционные материалы должны быть классифицированы по своим прочностным характеристикам так же, как бетон, сталь и дерево. Полученные

результаты экспериментальных исследований материалов позволили выполнить нормирование прочностных характеристик холстов и ламелей на основе углеродного волокна. Это позволит упростить внедрение углепластиков в практику усиления пролетных строений, а также систематизировать отечественный рынок композиционных материалов. Расчетные значения сопротивления растяжению, а также модуля упругости при растяжении, холстов и ламелей разных классов при расчетах усиления конструкций мостов и труб по предельным состояниям первой и второй групп приведены в таблицах 2.2 – 2.4.

В зависимости от величины прочности и модуля упругости при растяжении все материалы разделены на три типа: высокомодульные (**High Modulus**) с модулем упругости 250 ГПа и более; высокопрочные (**High Strength**) с прочностью на растяжение 1900 МПа и более; среднемодульные (**Average Strength and Modulus**) с модулем упругости до 250 ГПа и прочностью до 1900 МПа.

Таблица 2.2 – Расчетные сопротивления растяжению и модули упругости холстов типов НМ и АСМ

Тип холста	Условное обозначение	Классы холстов					
		С 2000	С 2200	С 2400	С 2600	С 2800	С 3000
НМ	R_{ft} , МПа	1200	1300	1400	1600	-	-
	R_{fser} , МПа	2000	2170	2330	2670	-	-
	E_f , ГПа	640	390	380	370	-	-
АСМ	R_{ft} , МПа	1200	1300	1400	1600	1700	1800
	R_{fser} , МПа	2000	2170	2330	2670	2830	3000

Таблица 2.3 – Расчетные сопротивления растяжению холстов типа НС

Тип холста	Условное обозначение	Классы холстов							
		С 3200	С 3400	С 3600	С 3800	С 4000	С 4200	С 4400	С 4600
НС	R_{ft} , МПа	1900	2000	2200	2300	2400	2500	2600	2800
	R_{fser} , МПа	3170	3330	3670	3830	4000	3170	4330	4670

Примечание: Для холстов типа АСМ и НС расчетное значение модуля упругости равно $E_f = 230$ ГПа.

Таблица 2.4 – Расчетные сопротивления растяжению и модули упругости пластин

Тип ламели	Условное обозначение	Классы пластин								
		C 1400	C 1600	C 1800	C 2000	C 2200	C 2400	C 2600	C 2800	C 3000
Все типы	R_{fb} , МПа	970	1110	1250	1390	1530	1670	1800	1950	2080
	R_{fser} , МПа	1390	1600	1800	2000	2200	2400	2590	2800	2990
HM	E_f , ГПа	350	330	310	290	270	250	-	-	-
ASM		-	-	-	140	160	180	200	-	-
HS		-	-	-	-	-	-	-	-	150

2 РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

2.1 Пределные значения напряжений в материале усиления

При расчете усиленных конструкций рекомендуется ограничивать деформации в композиционном материале предельной величиной, предотвращающей возможность разрушения бетонного основания, на которое нанесен материал усиления, или его возможное отслоение по контакту «клей-бетон». Формула предельных деформаций в композиционном материале усиления впервые представлена в американских расчетных нормах ACI 440.2R-08 [16]:

$$\varepsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f'_c}{nE_f t_f}} \leq 0,9\varepsilon_{fu}, \quad (2.1)$$

где f'_c – прочность бетона на сжатие, МПа;

n – количество слоев ПКМ;

E_f – модуль упругости ПКМ, МПа;

t_f – толщина одного слоя ПКМ, мм;

ε_{fu} – относительные деформации в ПКМ, при которых происходит его разрушение.

Для упрощения расчетов формула предельных деформаций в композиционном материале была преобразована в соответствии с отечественными принципами расчета в формулу предельных напряжений:

$$\sigma_{fu} = 0,41 \sqrt{\frac{R_b E_f t b}{\Sigma t_f}} \leq 0,9R_{ft}, \quad (2.2)$$

где R_b – расчетная прочность бетона основания, МПа;

E_f – расчетный модуль упругости ПКМ, МПа;

b – единичная ширина полосы ПКМ, $b = 1$ мм;

Σt_f – суммарная толщина слоев ПКМ, мм;

R_{ft} – расчетное сопротивление ПКМ растяжению, МПа.

Полученная формула является более совершенной, чем предлагаемые отечественными исследователями [11, 15], занимающимися вопросами усиления

железобетонных конструкций с помощью ПКМ, но она не учитывает особенности схемы усиления – наклейку холста в виде U-образной обоймы и/или устройство закреплений предотвращения отслоения композиционного материала.

Результаты исследований, выполненных в СГУПС ранее [8] с использованием железобетонных образцов размерами 1680x220x160 мм, позволили внести в формулу (3.3) корректировку, которая обеспечила учет схемы наклеивания ПКМ – вместо коэффициента 0,41 перед корнем рекомендовано использовать коэффициент k_s , значение которого зависит от схемы наклеивания ПКМ и приведено в таблице 2.5.

$$\sigma_{fu} = k_s \sqrt{\frac{R_b E_{ft} b}{\Sigma t_f}} \leq 0,9 R_{ft}, \quad (2.3)$$

Таблица 2.5 – Значения коэффициента k_s для различных схем усиления

Тип ПКМ и схема его наклеивания	k_s
Холст на нижней грани без закреплений	0,41
Холст на нижней грани с вертикальными или наклонными закреплениями	0,49
Холст в виде U-образной обоймы без закреплений	0,46
Холст в виде U-образной обоймы с вертикальными или наклонными закреплениями	0,49
Пластины с закреплением холстом в виде вертикальных лент или U-образной обоймы	0,45

Эти значения были подобраны для каждой схемы усиления таким образом, чтобы разница между расчетным и фактическим значениями напряжений в ПКМ в момент, предшествующий разрушению образца, была минимальной.

Как показал анализ результатов экспериментов, проведенных в рамках настоящей научной работы, существенное влияние на величину напряжений в ПКМ в опытных образцах оказывает масштабный фактор.

Необходимо отметить, что в дополнение к утвержденной программе испытаний тавровых образцов была исследована еще одна конструкция внешнего армирования, показанная на рисунке 2.1. Испытания образца были проведены в тех же условиях, что и образцов серий А0 – Б2, с использованием того же оборудования и в соответствии с программой испытаний.

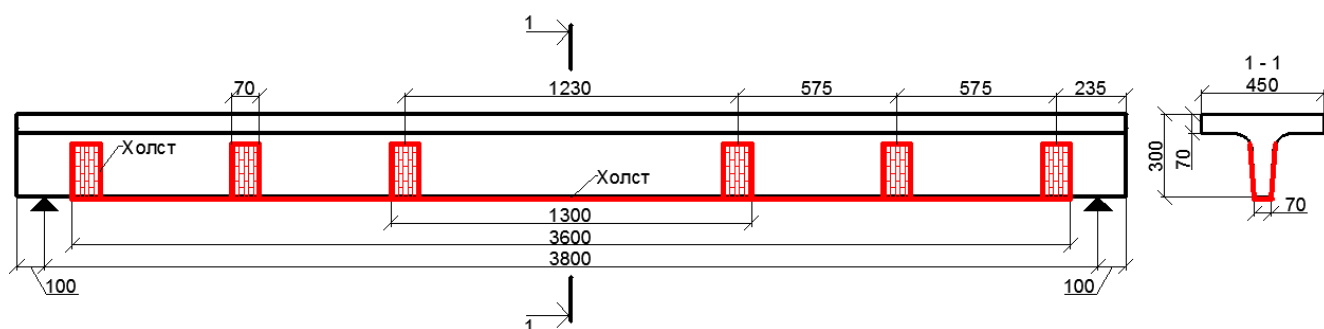


Рисунок 2.1 – Схема усиления образца серии Б3

Разрушение образца серии Б3 произошло при нагрузке на него 250,2 кН (25,5 тс). Прогиб образца в момент, предшествующий разрушению, составил 74,0 мм, а относительные деформации в ПКМ – 11740 е.о.д.

В таблице 2.6 приведены значения напряжений в материале усиления, определенные в процессе испытаний тавровых образцов и рассчитанные по формуле (3.4), а также новые значения коэффициента k_s , подобранные таким образом, чтобы разница между экспериментальными (фактическими) и расчетными значениями напряжений в ПКМ для каждой серии образцов была минимальной.

Так как опытные тавровые образцы были запроектированы с использованием теории подобия на основе равенства относительных деформаций в образце и реальной балке, полученные значения коэффициента k_s , приведенные в таблице 2.7, целесообразно рекомендовать для проектирования систем внешнего армирования.

Таблица 2.6 – Экспериментальные и расчетные значения напряжений в ПКМ

Серия	Описание схемы усиления	Напряжения в ПКМ, МПа		Отклонение σ_{fu} от $\sigma_{f,exp}$, %	Новое знач. k_s	Отклонение σ_{fu} от $\sigma_{f,exp}$, %, с учетом нового значения k_s
		фактические $\sigma_{f,exp}$	расчетные σ_{fu}			
A1	Холст на нижней грани	2211	2129	3,8	0,42	1,4
A2	Пластина на нижней грани, закрепленная по концам	1915	1007	90,2	0,85	0,7
A3	U-образная обойма	3136	2389	31,3	0,60	0,6
A4	Холст на нижней грани, закрепленный по концам	2526	2545	-0,7	0,49	-0,7

Серия	Описание схемы усиления	Напряжения в ПКМ, МПа		Отклонение σ_{fu} от $\sigma_{f,exp}$, %	Новое знач. k_s	Отклонение σ_{fu} от $\sigma_{f,exp}$, %, с учетом нового значения k_s
		фактические $\sigma_{f,exp}$	расчетные σ_{fu}			
А5	Пластина на нижней грани, закрепленная по концам и в середине	2158	1007	114,3	0,95	1,5
Б1	Холст на нижней грани на всей длине балки	3160	2129	48,4	0,60	1,4
Б2	Холст на нижней грани с закреплениями по типу «рыбий хвост»	2596	2545	2,0	0,49	2,0
Б3	Холст на нижней грани, закрепленный по длине в 6 местах	3410	2545	34,0	0,65	1,0

Таблица 2.7 – Откорректированные значения коэффициента k_s

Тип ПКМ и схема его наклеивания	k_s
Холст на нижней грани без закреплений	0,42
Холст на нижней грани с вертикальными или наклонными закреплениями по концам	0,49
Холст на нижней грани с несколькими закреплениями по всей длине или заведенный за место теоретического обрыва более чем на 3 расчетных длины заводки	0,63
Холст в виде U-образной обоймы без закреплений	0,60
Холст в виде U-образной обоймы с вертикальными или наклонными закреплениями	0,72
Пластины с закреплением холстом в виде вертикальных лент или U-образной обоймы	0,90

Если система внешнего армирования выполненная в виде U-образной обоймы, ПКМ, расположенный на боковых гранях усиливаемого элемента, следует вводить в расчет с напряжением

$$\sigma_{fu2} = \sigma_{fu} \frac{h - d - x}{h - x}. \quad (2.4)$$

2.2 Расчеты по прочности сечений, нормальных и наклонных к продольной оси элемента

Расчеты сечений, нормальных и наклонных к продольной оси усиленного изгибаемого железобетонного элемента, в соответствии с действующими

нормативными документами [12] следует выполнять по методу предельных состояний. Расчетные формулы этого метода представлены в разделе 7 «Бетонные и железобетонные конструкции» [12].

Учет влияния ПКМ на предельные внутренние усилия в элементе осуществляется по аналогии с учетом растянутой арматуры введением дополнительных слагаемых в расчетные формулы.

2.2.1 Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и внешнее армирование сосредоточено у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, должен производиться в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны $\xi_{Rf} = x/h$, определяемой из соответствующих условий равновесия. Значение ξ_{Rf} не должно превышать относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_f , при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает не ранее предельного состояния растянутой арматуры.

Значение ξ_f определяют по формуле

$$\xi_f = \frac{0,85 - 0,008R_b}{1 + \frac{\sigma_{fu}}{e_{b,ult}E_f}(0,227 - 0,007R_b)}, \quad (2.5)$$

где $e_{b,ult}$ – предельная деформация бетона, принимаемая по указаниям СП 63.13330.2012.

При выполнении условия $\xi_f \leq \xi_{Rf}$ в дальнейшем расчете используется высота сжатой зоны, определяемая из условий равновесия, в противном случае – $x = \xi_{Rf}h_0$.

Расчет прямоугольных сечений (рисунок 2.2) усиленных изгибаемых элементов, по аналогии с требованиями п 7.62 и п. 7.63 [12], следует производить из условия:

$$M \leq R_s A_s h_0 - 0,5 R_b b'_f x^2 - R_{sc} A'_s a'_s + \sigma_{fu} A_{f1} h + \sigma_{fu2} A_{f2} \left(h - \frac{d}{2} \right) + 0,5 (\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) \left(h - \frac{1}{3} d \right) A_{f2}, \quad (2.6)$$

при этом высоту сжатой зоны следует определять по формуле

$$R_b b x = R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) - 0,5 (\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) A_{f2} - R_{sc} A'_s. \quad (2.7)$$

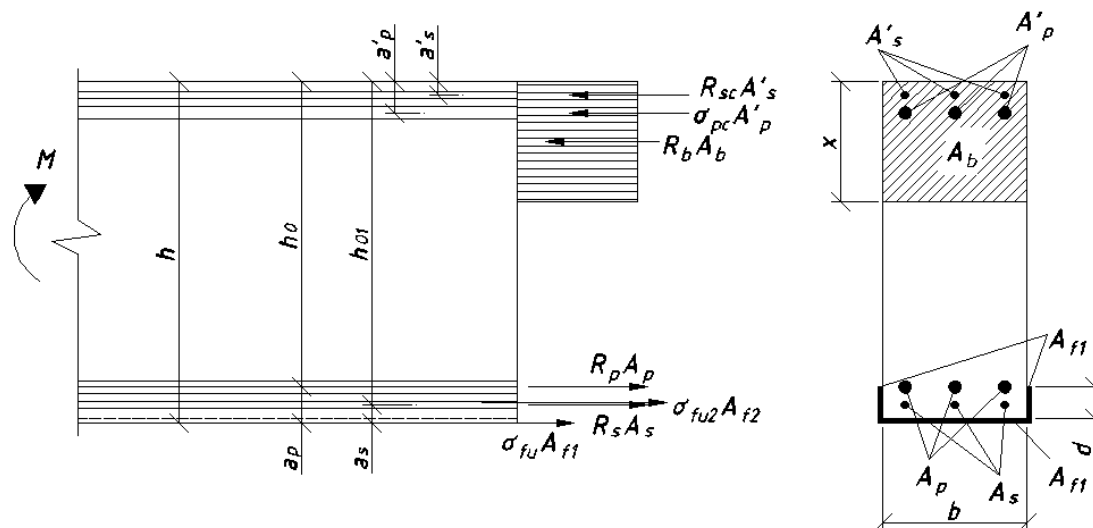


Рисунок 2.2 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, усиленного ПКМ, при расчете его по прочности

Расчет тавровых и двутавровых сечений с плитой в сжатой зоне следует производить в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в плите (рисунок 2.3,а), т.е. соблюдается условие

$$R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) = R_b b'_f x + R_{sc} A'_s, \quad (2.8)$$

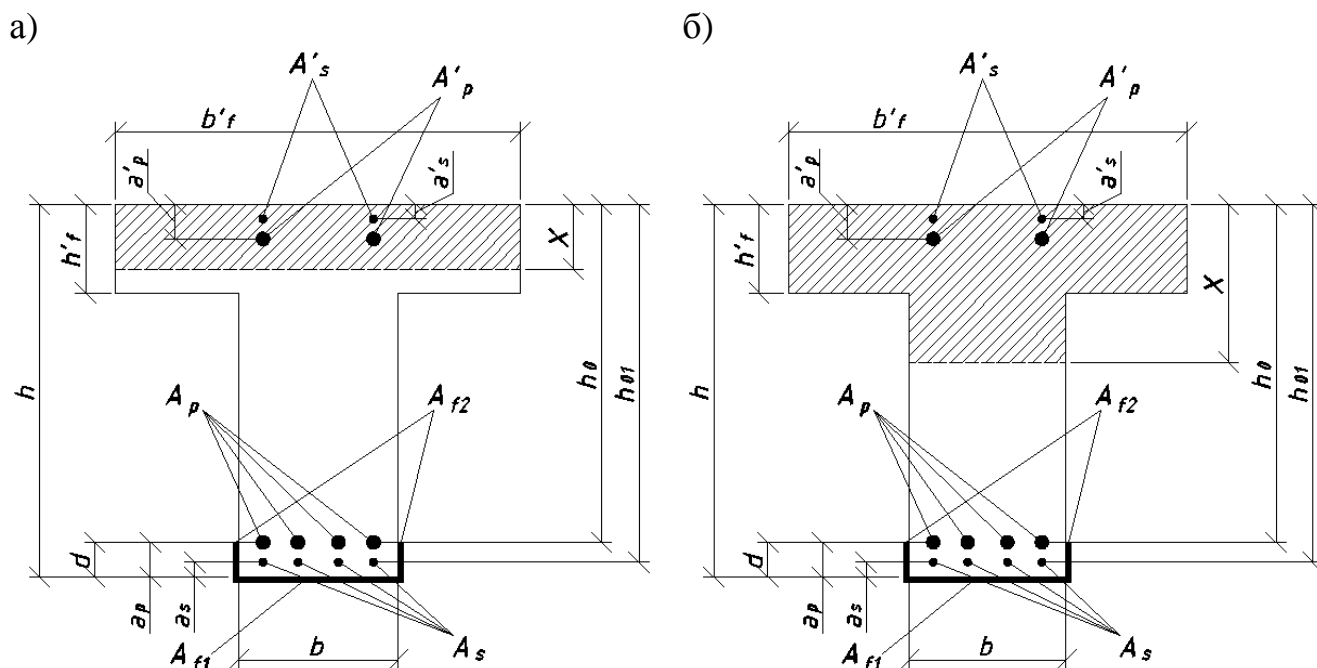
расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b'_f в соответствии с (2.5);

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рисунок 2.3,б), т.е. условие (2.7) не соблюдается, расчет должен выполняться из условия

$$M \leq R_s A_s h_0 - 0,5 R_b b'_f h_f^2 - 0,5 R_b b x^2 - R_{sc} A'_s a'_s + \sigma_{fu} A_{f1} h + \sigma_{fu2} A_{f2} \left(h - \frac{d}{2} \right) + 0,5 (\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) \left(h - \frac{1}{3} d \right) A_{f2}, \quad (2.9)$$

при этом высоту сжатой зоны следует определять по формуле

$$R_b b x = R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) 0,5 (\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) A_{f2} - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f. \quad (2.10)$$



а – при расположении границы сжатой зоны в плите; б – то же, в ребре

Рисунок 2.3 – Форма сжатой зоны в сечениях железобетонных элементов, усиленных ПКМ, с плитой в сжатой зоне

При определении положения центра тяжести полимерного композиционного материала его толщиной следует пренебречь ввиду ее малости по сравнению с остальными размерами конструкции, учитываемыми в расчетных формулах.

В формулах 2.5 – 2.9 площадь сжатой арматуры следует учитывать согласно требованиям п. 7.60 СП 35.13330.2011.

2.2.2 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

Расчет по прочности наклонных сечений усиленных элементов должен производиться на действие поперечной силы между наклонными трещинами и на действие изгибающего момента и поперечной силы по наклонной трещине.

2.2.2.1 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы

ПКМ, волокна которого ориентированы параллельно продольной оси элемента при расчете по прочности на действие поперечной силы не учитывают.

Расчет по прочности сжатого бетона между наклонными трещинами выполняют по п. 7.77 [12].

Расчет наклонных сечений элементов, усиленных ПКМ, на действие поперечной силы (рисунок 2.4) следует производить из условия

$$Q \leq 0,8R_s \Sigma A_{si} \sin \alpha + \frac{0,8R_s A_{sw} c}{s} + Q_b + \Sigma \sigma_{fu} A_{ft} \sin \varphi + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw}. \quad (2.11)$$

Значение Q_b определяют по указаниям п 7.78 [12]. В формуле (2.10):

$\Sigma \sigma_{fu} A_{ft} \sin \varphi$ – сумма проекций усилий всех пересекаемых полос холста (наклонных и нормальных к продольной оси элемента) при длине проекции c .

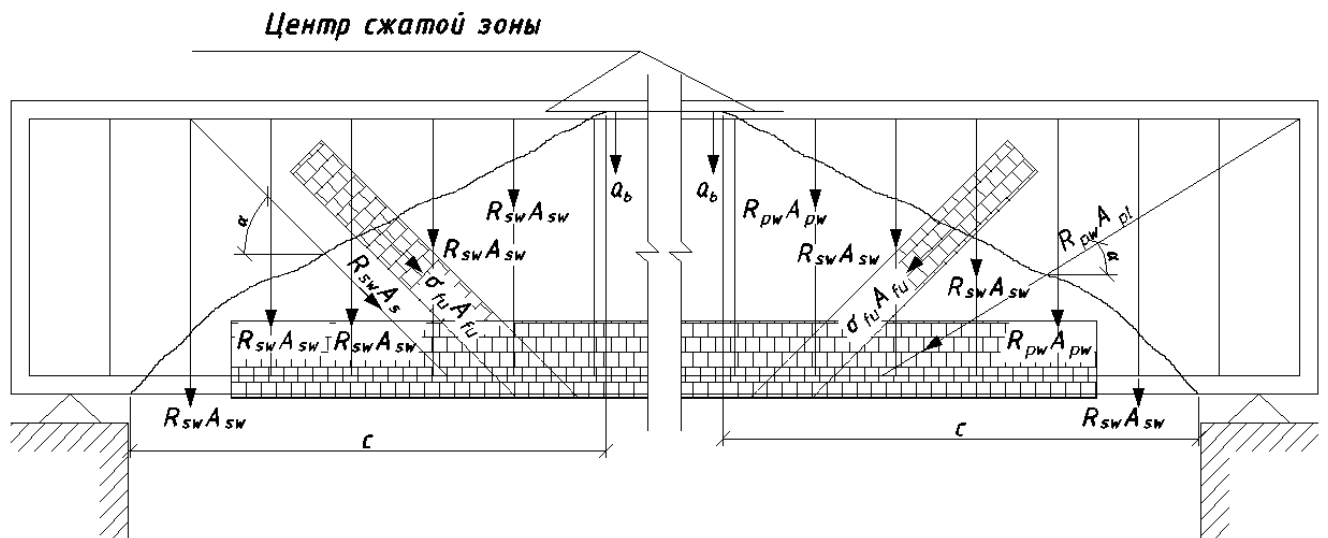


Рисунок 2.4 – Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, усиленного ПКМ, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

2.2.2.2 Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента

Расчет наклонных сечений элементов, усиленных ПКМ, на действие изгибающего момента (рисунок 2.5) следует производить, используя условие

$$M \leq R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_s A_{si} z_{si} + \sigma_{fu} A_{f1} z_{c1} + \sigma_{fu} A_{f2} z_{c2} + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw} z_{cw} + \Sigma \sigma_{fu} A_{fi} z_{ci}, \quad (2.12)$$

где z_{c1} , z_{c2} , z_{cw} , z_{ci} – расстояния от усилий в ПКМ, расположенном на нижней и боковых гранях, вертикальных и наклонных полосах ПКМ, соответственно, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в сечении, для которого определяется момент; остальные обозначения приведены в п.п.7.78 и 7.83 [12].

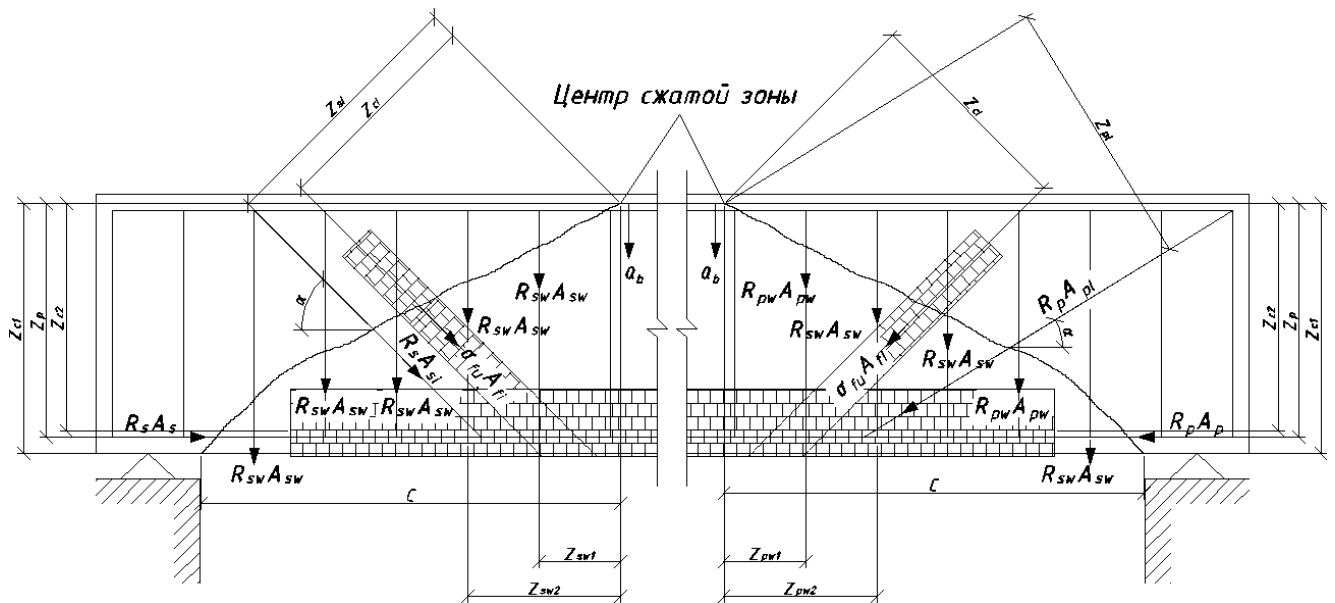


Рисунок 2.5 – Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, усиленного ПКМ, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента

2.2.3 Сравнение результатов расчета несущей способности образцов по предлагаемой методике с результатами лабораторных испытаний

Для проверки предложенной методики расчета несущей способности главных балок железобетонных пролетных строений была рассчитана несущая способность железобетонных образцов, которые были испытаны в рамках данной исследовательской работы.

Железобетонные образцы были изготовлены из бетона класса В30 с использованием арматуры А400 (АШ) и А240 (АІ) со следующими средними значениями прочности:

- призмная прочность бетона В30 на сжатие $R_b = 27,3$ МПа;

- сопротивление бетона В30 растяжению $R_{bt} = 2,7$ МПа;
- сопротивление арматуры класса А400 растяжению/сжатию
 - $R_s = 620$ МПа для стержней диаметром 20 мм
 - $R_s = 570$ МПа для стержней диаметром 18 мм
 - $R_s = 565$ МПа для стержней диаметром 12 мм;
- сопротивление арматуры класса А240 растяжению/сжатию $R_{sw} = 400$ МПа.

Геометрические параметры образцов:

- высота балки $h = 0,3$ м;
- рабочая высота сечения балки $h_0 = 0,243$ м;
- ширина ребра балки $b = 0,07$ м;
- ширина плиты балки $b'_f = 0,45$ м;
- толщина плиты балки $h'_f = 0,07$ м;
- расчетный пролет балки $l = 3,8$ м;
- расстояние от нижней грани балки до центра тяжести растянутой арматуры $a_s = 0,057$ м;
- расстояние от верхней грани балки до центра тяжести сжатой арматуры $a_s = 0,025$ м;
- площадь поперечного сечения растянутой арматуры $A_s = 11,37 \cdot 10^{-4}$ м²;
- площадь поперечного сечения сжатой арматуры $A'_s = 2,83 \cdot 10^{-4}$ м²;
- площадь поперечного одной ветви хомутов $A_{sw} = 0,57 \cdot 10^{-4}$ м²;
- шаг хомутов в приопорной зоне $s = 0,05$ м.

Рассмотрим расчет несущей способности образцов серии А3, усиленных U-образной обоймой из холста толщиной $t_f = 0,294$ мм и средним значением модуля упругости $E_f = 290,5$ ГПа. Высота заведения холста на боковые грани составила $d = 0,07$ м.

Предельные напряжения в материале усиления определены по формуле (2.3):

$$\sigma_{fu} = 0,6 \sqrt{\frac{27,3 \cdot 290,5 \cdot 1}{0,000294}} = 3166,2 \text{ МПа.}$$

Методом последовательных итераций по формулам (2.4), (2.7) и (2.10) определены значения высоты сжатой зоны (без учета сжатой арматуры, в соответствии с требованиями п. 7.60 [12]) и предельных напряжений в ПКМ, расположенном на боковых гранях балки:

$$\begin{aligned} x &= \frac{R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) - 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) A_{f2}}{R_b b} = \\ &= \frac{620 \cdot 0,000626 + 570 \cdot 0,000512 + 3166,2 \cdot 3 \cdot 0,07 \cdot 0,000294}{27,3 \cdot 0,45} - \\ &- \frac{0,5(3166,2 - 2214,1) \cdot 2 \cdot 0,07 \cdot 0,000294}{27,3 \cdot 0,45} = 0,059 \text{ м;} \\ \sigma_{fu2} &= 3166,2 \frac{0,3 - 0,07 - 0,59}{0,3 - 0,59} = 2214,1 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Значение предельного изгибающего момента в сечении определено по формуле (2.5):

$$\begin{aligned} M &= 620 \cdot 0,000626 + 570 \cdot 0,000512 - 0,5 \cdot 27,3 \cdot 0,45 \cdot 0,059^2 + \\ &+ 3166,2 \cdot 0,000294 \cdot 0,07 + 2214,1 \cdot 2 \cdot 0,000294 \cdot 0,07(0,3 - 0,5 \cdot 0,07) + \\ &+ 0,5(3166,2 - 2214,1) \cdot 2 \cdot 0,07 \cdot 0,000294 \left(0,3 - \frac{0,07}{3}\right) = 161,1 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Несущая способность образцов по прочности нормального сечения:

$$P_M = \frac{2M}{0,5(l-1)} = \frac{2 \cdot 161,1}{0,5(3,8-1)} = 230,1 \text{ кН.}$$

Значения несущей способности наклонных сечений оказались значительно выше, чем P_M , что подтверждено результатами эксперимента – разрушение образцов серии А3 происходило из-за отслоения ПКМ в зоне образования нормальных, а не наклонных трещин.

Таким образом расхождение между расчетным и фактическим значением несущей способности образца составляет:

$$\Delta = 100 \frac{P_M^{\text{ЭКСП}} - P_M^{\text{РАСЧ}}}{P_M^{\text{ЭКСП}}} = \frac{277,6 - 230,1}{277,6} = 17,1 \%,$$

что идет в запас по прочности нормального сечения.

Аналогичным образом была определена несущая способность образцов остальных серий. Во всех случаях нормальное сечение балки в середине ее пролета оказывалось наиболее слабым, поэтому в таблице 2.8 приведены только значения предельных изгибающих моментов для него и величина нагрузки P_M .

Таблица 2.8 – Результаты расчета несущей способности

Серия	A1	A2	A3	A4	A5	Б1	Б2	Б3
Фактическая несущая способность P_{Φ} , кН	225,6	243,3	277,6	235,4	267,8	235,4	230,5	250,2
Предельный момент для нормального сечения $M_{\text{пред}}$, кНм	157,2	170,0	161,1	159,0	183,0	162,6	159,0	162,6
Расчетная несущая способность P_M , кН	224,6	243,3	230,1	227,6	260,9	232,5	227,6	232,5
Разница между P_{Φ} и P_M , %	0,4	0,2	17,1	3,5	2,4	1,3	1,4	7,1

2.3 Расчет на выносливость

Проведенные ранее в СГУПС испытания железобетонных образцов прямоугольного сечения на выносливость [8] показали, что применение ПКМ для усиления изгибаемых железобетонных элементов позволяет значительно повысить их долговечность.

Увеличение циклической долговечности, отмеченное при испытаниях железобетонных образцов на выносливость, а также характер кривых усталости, построенных для растянутой рабочей арматуры этих образцов (рисунок 2.6), позволяют сделать вывод о наличии перераспределения напряжений между растянутой арматурой и внешним армированием в усиленных образцах.

На графиках рисунка 2.6 видно, что при одинаковых уровнях загрузки рабочая арматура усиленных образцов выдерживает большее количество циклов нагружения, чем арматура неусиленных, что свидетельствует об улучшении условий ее работы. Увеличение долговечности и усталостной прочности растянутой арматуры образцов, очевидно, связано с перераспределением напряжений между этой арматурой и внешним углепластиковым армированием.

Для прямоугольных железобетонных образцов, испытанных на выносливость, а также для тавровых образцов, испытанных в рамках данной НИР, были определены напряжения в растянутой арматуре на различных уровнях

нагружения. Анализ полученных данных показал, что величина падения напряжений в арматуре зависит от площади ПКМ, наклеенного на образец.

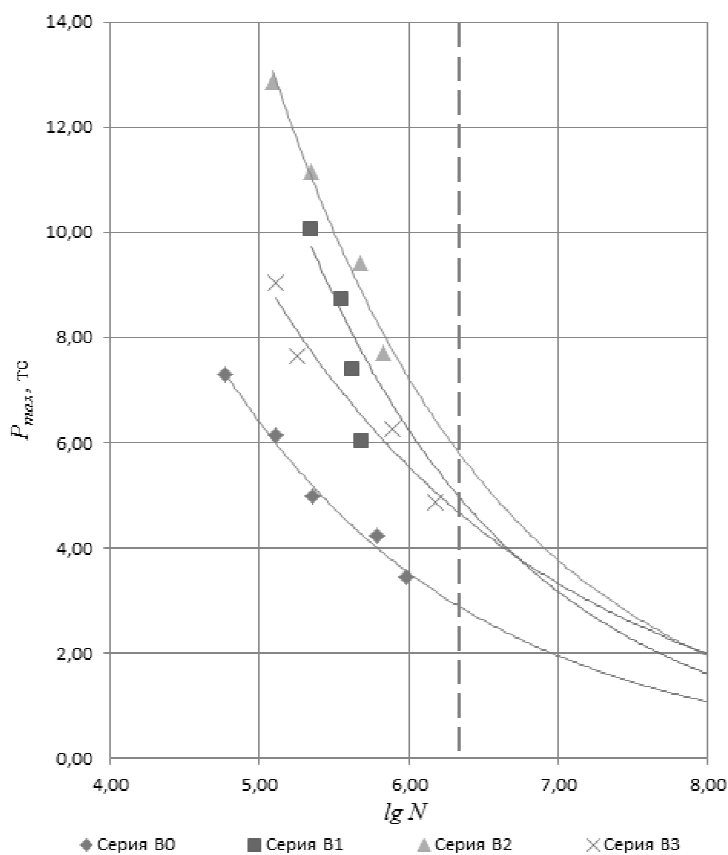


Рисунок 2.6 – Кривые усталости для растянутой рабочей арматуры

В таблице 2.9 приведены расчетные и фактические значения напряжений в растянутой арматуре экспериментальных тавровых образцов, определенные при нагрузке 98,1 и 147,2 кН.

Таблица 2.9 – Напряжения в растянутой арматуре

Серия	Площадь сечения материала усиления, мм ²	A_f/A_s	Фактические напряжения в растянутой арматуре $\sigma_{s,exp}^i$, МПа, при нагрузке		Расчетные напряжения в растянутой арматуре $\sigma_{s,calc}^i$, МПа, при нагрузке	
			98,1 кН	147,2 кН	98,1 кН	147,2 кН
А0	0,00	0,0000	375	567	216,1	323,2
А1	20,58	0,0181	271	434	173,7	276,1
А2	70,00	0,0615	285	449	201,1	310,8
А3	61,74	0,0543	245	392	158,5	249,8
А4	20,58	0,0181	229	380	173,9	218,3
А5	98,00	0,0862	251	396	209,9	325,5
Б1	20,58	0,0181	286	459	228,4	363,1
Б2	20,58	0,0181	276	446	185,5	291,2
Б3	20,58	0,0181	249	430	187,1	321,3

Для каждого из значений соотношения площади композиционного материала и стальной арматуры был получен коэффициент, учитывающий снижение напряжений в растянутой арматуре, определяемый по формуле:

$$d_s = \frac{\sigma_s^i}{\sigma_s^0}, \quad (2.13)$$

где σ_s^i и σ_s^0 – напряжения в растянутой арматуре усиленных и неусиленных образцов соответственно.

Полученные значения коэффициента d_s для расчетных и фактических напряжений в арматуре приведены в таблице 2.10.

Таблица 2.10 – Изменение напряжений в растянутой арматуре

Серия	Площадь сечения материала усиления, мм ²	A_f/A_s	Коэффициент снижения напряжений	
			для фактических значений $d_{s,exp}$	для расчетных значений $d_{s,calc}$
A0	0,00	0,0000	-	-
A1	20,58	0,0181	0,743	0,760
A2	70,00	0,0615	0,775	0,828
A3	61,74	0,0543	0,672	0,714
A4	20,58	0,0181	0,640	0,654
A5	98,00	0,0862	0,683	0,747
B1	20,58	0,0181	0,786	0,804
B2	20,58	0,0181	0,762	0,779
B3	20,58	0,0181	0,711	0,727

Как видно из таблицы 2.10, предполагаемые значения напряжений в растянутой арматуре изменяются меньше, чем фактические. Это свидетельствует о том, что расчетные формулы, учитывающие изменение жесткости усиленной конструкции за счет включения в работу композиционного материала, не в полной мере отражают реальное перераспределение напряжений между ним и растянутой стальной арматурой. Это вызвано тем, что при расчете момент инерции сечения за счет добавления композиционного материала изменяется мало, но по факту жесткость конструкции увеличивается значительно, о чем свидетельствуют значения прогибов. Для компенсации этого различия ранее был предложен коэффициент e_s , равный:

$$e_s = \frac{d_{s,exp}}{d_{s,calc}}. \quad (2.14)$$

Полученные для экспериментальных образцов, испытанных в рамках данной НИР и ранее, значения коэффициента e_s позволили определить вид зависимости между ним и отношением площадей композиционного материала и арматуры, что дало возможность экстраполировать полученные результаты и рекомендовать значения коэффициента e_s для различных схем усиления. Как показали расчеты и опыт проектирования систем внешнего армирования из композиционных материалов, для большинства случаев усиления реальных конструкций пролетных строений значение отношения площадей композиционного материала и арматуры не будет превышать 0,2. Значения коэффициента e_s , рекомендуемые для различных значений отношения площадей композиционного материала и стальной арматуры, приведены в таблице 2.11.

Таблица 2.11 – коэффициент e_s

A_f / A_s	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,50	0,70
e_s	1,000	0,946	0,903	0,866	0,837	0,815	0,799	0,772	0,692

Примечание: Промежуточные значения коэффициента e_s определяются по интерполяции.

Расчет на выносливость изгибаемых элементов, усиленных ПКМ, производится по следующим формулам:

а) проверка по бетону

$$\frac{M}{I_{red}^y} \leq m_{b1} R_b, \quad (2.15)$$

б) проверка по арматуре

$$n'e_s \frac{M}{I_{red}^y} (h - x'_f - a_u) \leq m_{as1} R_s, \quad (2.16)$$

В формулах (2.12) и (2.13):

I_{red}^y – момент инерции приведенного усиленного сечения относительно нейтральной оси без учета растянутой зоны бетона с введением отношения n' к площади всей арматуры и площади ПКМ;

x'_f – высота сжатой зоны бетона усиленного сечения, определяемая по формулам расчета упругого тела.

3 РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

3.1 Общие предпосылки

К расчётам по второй группе предельных состояний относятся расчёты по трещиностойкости и деформациям. Наступление в конструкции предельных состояний второй группы менее опасно по своим последствиям, и позволяет фактически не прекращать эксплуатацию сооружения, но данная эксплуатация является не нормальной для сооружения.

Испытания, проведённые в СГУПС, показали, что применение ПКМ позволило повысить трещиностойкость, а также уменьшить значения прогибов экспериментальных образцов.

3.2 Расчет по трещиностойкости

Необходимость расчётов по трещиностойкости обосновано стремлением защитить арматуру от коррозии. Кроме того, этими расчётами, совместно с требованиями к бетону по морозостойкости и водонепроницаемости, создаются условия препятствующие возникновению в конструкции повреждений связанных с неблагоприятным влиянием внешней среды. Трещиностойкость в значительной степени определяет долговечность железобетонной конструкции.

Все расчёты по трещиностойкости можно разделить на два вида:

- а) по образованию трещин (ограничивают возникающие в конструкции напряжения);
- б) по раскрытию трещин (ограничивают их ширину).

К мостам различного назначения, а также к их конструкциям и элементам предъявляют разные требования по трещиностойкости. Усиленные ПКМ железобетонные конструкции мостов должны удовлетворять категориям требований по трещиностойкости, приведенным в таблице 7.24 [12], а также рекомендациям п.п. 7.95–7.98 [12].

3.3 Расчет по образованию трещин

Расчёт по образованию трещин, усиленных ПКМ железобетонных конструкций мостов, следует выполнять соблюдая рекомендациям п.п. 7.99–7.104 [12].

3.3.1 Расчет по образованию нормальных трещин

По образованию трещин нормальных к продольной оси элемента, рассчитывают только предварительно напряжённые конструкции. Расчёт производят для всех стадий работ. Этот расчёт сводится к ограничению растягивающих напряжений в элементе. Условие трещиностойкости для стадии нормальной эксплуатации имеет вид:

$$\sigma_{bg2} + \sigma_{bp2} + \sigma_v \leq k_2 R_{bt,ser}, \quad (3.1)$$

где σ_{bg2} – напряжения в бетоне от постоянных нагрузок на стадии эксплуатации;

σ_{bp2} – напряжения в бетоне, вызванное усилиями в предварительно напрягаемой арматуре, с учётом всех потерь;

σ_v – напряжения в бетоне от временной нагрузки;

$k_2 R_{bt,ser}$ – предельное значение растягивающих напряжений в бетоне определяемое по таблице 7.24 [12] в зависимости от категории требований по трещиностойкости.

Напряжения σ_{bg2} , σ_{bp2} и σ_v определяются по формулам сопротивления упругих материалов. При определении геометрических характеристик расчётных сечений следует учитывать все стадии работы конструкции. В случае включения ПКМ в работу в одну из стадий нагружения (на вторую часть постоянных нагрузок, на стадии эксплуатации; на временные нагрузки) при определении напряжений необходимо использовать I'_{red} – момент инерции приведенного усиленного сечения относительно нейтральной оси без учета растянутой зоны бетона с введением отношения n' к площади всей арматуры и площади ПКМ.

3.3.2 Расчет по образованию продольных трещин

Возникновение продольных трещин связано прежде всего с чрезмерным обжатием бетона. Продольные трещины появляются, когда поперечное расширение бетона, получающееся при его обжатии, превышает предельную растяжимость бетона. Образование продольных трещин в железобетонных элементах мостовых конструкций связано также с деформациями бетона, возникающими в результате стеснённой усадки бетона и неравномерного

распределения температуры по сечению элемента. Напряжения возникающие вокруг арматурных стержней, вызываемые стеснённой усадкой бетона способствуют образованию продольных трещин. Вопрос определения деформаций, вызываемых стеснённой усадкой бетона и перепадами температуры в пределах сечения, ещё недостаточно изучен. Поэтому в СП 35.13330.2011 применяется упрощённая проверка трещиностойкости продольных сечений, сводящаяся к ограничению сжимающих напряжений в бетоне σ_{bx} .

Расчёт по образованию продольных трещин усиленного ПКМ элемента, в связи с недостаточной изученностью процесса, следует выполняться согласно рекомендациям п.п.7.99-7.104 [12] без учёта работы ПКМ. При этом напряжения σ_{bx} в железобетонных конструкциях с ненапрягаемой арматурой ограничивают значением расчётного сопротивления $R_{b,mc2}$. В обжатой зоне бетона предварительно напряжённых конструкций на стадии изготовления, хранения, транспортировки и монтажа эти напряжения не должны превышать $R_{b,mc1}$, а на стадии эксплуатации $R_{b,mc2}$.

3.4 Расчет по раскрытию трещин

Описание и стандартизация расчёта по раскрытию трещины в элементах железобетонных конструкций усиленных ПКМ – явление достаточно сложное, требующее привлечения ряда гипотез о совместной работе трёх материалов.

Сложность процесса раскрытия трещин заключается в том, что длина отдельных блоков, на которые последовательно разделяется элемент в процессе образования трещин, переменна и зависит от многих факторов: напряжение в арматуре и композиционном материале их геометрических характеристиках, проценте армирования, схеме усиления, совместной работе ПКМ и бетонной поверхности, прочности бетона на растяжение и т.д.

Важной задачей при определении расстояния между трещинами и шириной их раскрытия, усиленного ПКМ железобетонного элемента, является установление закономерности изменения напряжений в арматуре и композиционном материале на участке перераспределения усилий с арматуры и композита на бетон между трещинами.

На данный момент в СП 35.13330.2011 в основу существующего расчёта по раскрытию трещин положена методика, построенная на предположении О.Я. Берга, в основе которых лежит «зона взаимодействия» арматуры и бетона [1].

3.4.1 Методика О.Я. Берга

К предложениям О.Я. Берга относятся идеи связи параметра сцепления и напряжения сцепления, полученные на основании использования закона сцепления арматуры с бетоном. О.Я. Берг принимает для сцепления линейную зависимость, выражение при этом, определяющее l_{crc} (расстояние между трещинами) получается достаточно сложным и для практического применения вводят упрощающие эмпирические коэффициенты.

По мнению О.Я. Берга развитие трещины определяется величиной радиуса армирования R_r , рассматриваемой площади сечения элемента, независимо от его состояния. После образования первых трещин в бетоне образуются новые на среднем расстоянии, равном:

$$l_{crc} = \frac{0,16R_r(1 - \mu)}{0,7 - 0,85 \ln \frac{1000}{R_r}} \quad (3.2)$$

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta n_i d_i} \quad (3.3)$$

где A_r – площадь зоны взаимодействия;

$\sum n_i d_i$ – величина, пропорциональная периметру арматуры;

β – коэффициент, учитывающий степень сцепления арматур с бетоном.

Таким образом, расстояние между трещинами определяется площадью растянутого бетона, ограниченного наружным контуром сечения и величиной радиуса взаимодействия r , количеством и диаметром арматурных стержней.

А ширина раскрытия трещин (3.4) линейно зависит от напряжений в арматуре и уменьшается с ростом процента армирования сечения и уменьшением диаметра арматуры.

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi_s \sqrt{R_r(\beta)}, \quad (3.4)$$

где ψ_s – коэффициент, учитывающий влияние бетона растянутой зоны на деформации арматуры.

3.4.2 Анализ исходных данных, полученных при испытании железобетонных образцов

В ходе работы испытанию были подвергнуты восемь групп железобетонных образцов: А0 – контрольная, А1-А5 и Б1-Б2 – основные. Для анализа процесса трещинообразования фиксировали шаг трещин и ширину их раскрытия. Краткое описание процесса трещинообразования, а также схемы расположения трещин в образце в момент, когда их раскрытие превысило 0,2 мм, и в момент, предшествующий разрушению образца, приведены в приложении Е Отчета по 2 этапу настоящей НИР.

Испытания показали, что применение полимерных композиционных материалов позволило повысить трещиностойкость испытанных железобетонных образцов. Нагрузка на образцы, при которой раскрытие трещин составило 0,2 мм, увеличилось на 30-156% в зависимости от схемы усиления.

Наиболее высокие результаты были зафиксированы при испытании образцов серий А3 (156%); Б2 (109%); А4 и Б1 (86%), образцы этих серий были усилены холстом. При этом холст был закреплён по всей длине образца либо закреплён дополнительными полосами, заведёнными на ребро образца. Наиболее слабые показатели по параметру трещиностойкости были установлены на образцах серии А2 (30%) усиленных пластиной, а также на образцах серии А1, усиленных холстом, не имеющим дополнительных закреплений, и А5, усиленных пластиной с закреплёнием дополнительными полосами, заведёнными на ребро образца. Процесс образования трещин шириной раскрытия 0,05мм на образцах серий А1 и А5 начался наравне с контрольной группой А0 при нагрузке 19,62 кН.

На образцах серии А3 и Б2, показавших наиболее высокие результаты, расстояние между трещинами в 1,5-2 раза меньше, чем на образцах контрольной группы А0, и в 1,3 раза меньше, чем на образцах, усиленных ламелью (А2 и А5).

Проведённые испытания позволяют сделать следующие выводы:

а) применение полимерных композиционных материалов позволяет повысить трещиностойкость железобетонных элементов;

б) чем больше площадь контакта ПКМ и поверхности растянутой зоны бетона, тем выше трещиностойкость.

в) наиболее эффективным способом увеличения трещиностойкости является схемы усиления холстовыми материалами на всю длину элемента либо с дополнительным закреплением.

3.4.3 Рекомендации по определению ширины раскрытия нормальных трещин для железобетонных элементов, усиленных ПКМ

Ширину раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси трещин усиленных ПКМ железобетонных элементов, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б, 3а, 3б и 3в, следует определять по формуле:

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi_f < \Delta_{cr}, \quad (3.5)$$

где σ – растягивающее напряжение, равное для ненапрягаемой арматуры напряжению σ_s в наиболее растянутых (крайних) стержнях, определённое из условия (2.15) с учётом работы ПКМ;

E – модуль упругости для ненапрягаемой арматуры E_s ;

ψ_f – коэффициент раскрытия трещин для усиленных ПКМ железобетонных элементов;

Δ_{cr} – предельное значение расчётной ширины раскрытия трещин, см, принимаемое по таблице 7.24 [12].

Коэффициент раскрытия трещин ψ_f усиленных ПКМ железобетонных элементов следует принимать в зависимости от радиуса армирования R_{rf} , см, равными:

0,35 R_{rf} – при усилении ПКМ железобетонных элементов армированных гладкой стержневой арматурой;

1,5 $\sqrt{R_{rf}}$ – при усилении ПКМ железобетонных элементов армированных стержневой арматурой периодического профиля.

Радиус армирования усиленных ПКМ железобетонных элементов следует определять по формуле

$$R_{rf} = \frac{A_r}{\sum \beta n d_a + \sum \beta_f n_f b_c}, \quad (3.6)$$

где A_r – площадь зоны взаимодействия для нормального сечения, принимаемая ограниченной наружным контуром сечения и радиусом взаимодействия r согласно п.п. 7.109 [12], см²;

β – коэффициент, учитывающий степень сцепления арматурных элементов с бетоном согласно таблице 7.26 [12];

n – число арматурных элементов с одинаковым номинальным диаметром d ;

d_a – диаметр одного стержня (включая случаи расположения стержней в группах), см;

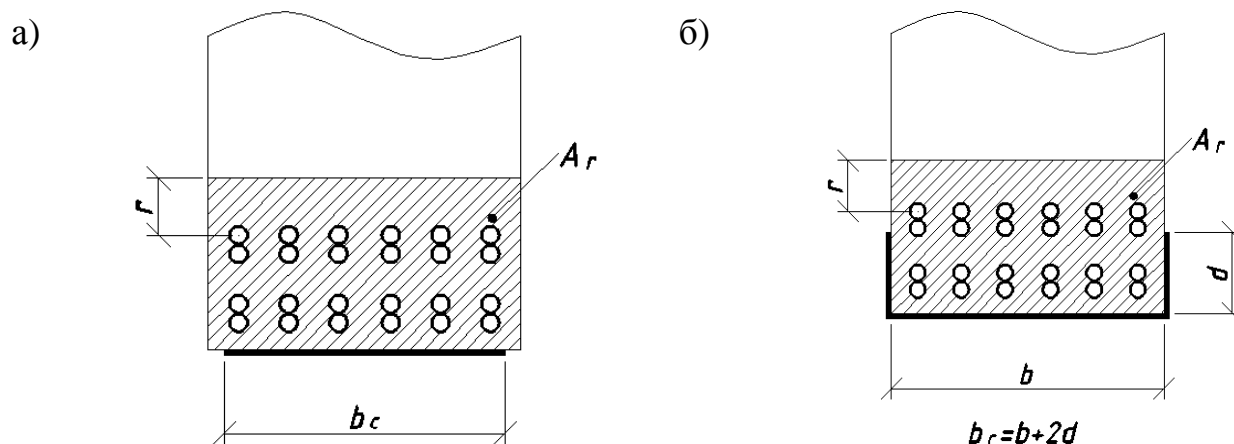
β_f – коэффициент, учитывающий включение в работу последующих слоёв ПКМ согласно таблице 3.1;

n_f – число слоёв ПКМ;

b_c – ширина полосы ПКМ, наклеенного на растянутую грань элемента (учитывая полки при усилении в виде U – образной обоймы), см.

Таблица 3.1

Количество слоёв ПКМ	1	2	3	4 и более
β_f	1,0	0,85	0,7	0,5



а – при расположении ПКМ на только на растянутой грани;

б – при расположении ПКМ в виде U-образной обоймы

Рисунок 5.5 – Схема к определению зоны взаимодействия и расчётной ширины ПКМ

3.5 Определение прогибов и углов поворота

Определение перемещений связано с нахождением жёсткости сечений, которое зависит от многих факторов: геометрических размеров, схемы усиления, «масштабного фактора», упругопластичных, реологических свойств бетона, возможности трещинообразования в конструкции и др. Точный учёт этих факторов, особенно в их взаимосвязности, невозможен. Поэтому в инженерных расчётах рекомендуется прогибы, углы поворота и продольные перемещения, усиленных ПКМ железобетонных конструкций мостов, определять согласно п.п. 7.112–7.114 [12] без учёта работы ПКМ.

4 КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

4.1 Общие требования

На основании проведенных испытаний, а так же опыта работы по усилению мостовых сооружений системами внешнего армирования были предложены конструктивные требования, предъявляемые при проектировании систем внешнего армирования, а как же требования по анкерровке и закреплению материала усиления.

Усиление изгибаемых балочных железобетонных конструкций осуществляется наклейкой ПКМ на нижнюю поверхность ребра с направлением волокон вдоль оси усиливаемой конструкции и вертикальных либо наклонных закреплений (анкеров) в опорной зоне на боковую грань ребра с направлением волокон перпендикулярно или под углом к продольной оси пролетного строения. Также возможна наклейка ПКМ на нижнюю часть ребра в виде U-образной обоймы, при этом величина заводки на боковую грань при таком способе усиления должна быть меньше $2a_s$.

В случае повреждения гидроизоляции плиты балки необходимо выполнить ее восстановление прежде, чем выполнять работы по наклейке композиционного материала усиления.

Нормативная призмная прочность бетонного основания, на которое наклеивают ПКМ, на сжатие должна быть не менее 15 МПа. Коэффициент сцепления основания должен быть не менее 2 МПа. Прочность бетона определять одним из методов неразрушающего контроля в соответствии с требованиями действующих стандартов.

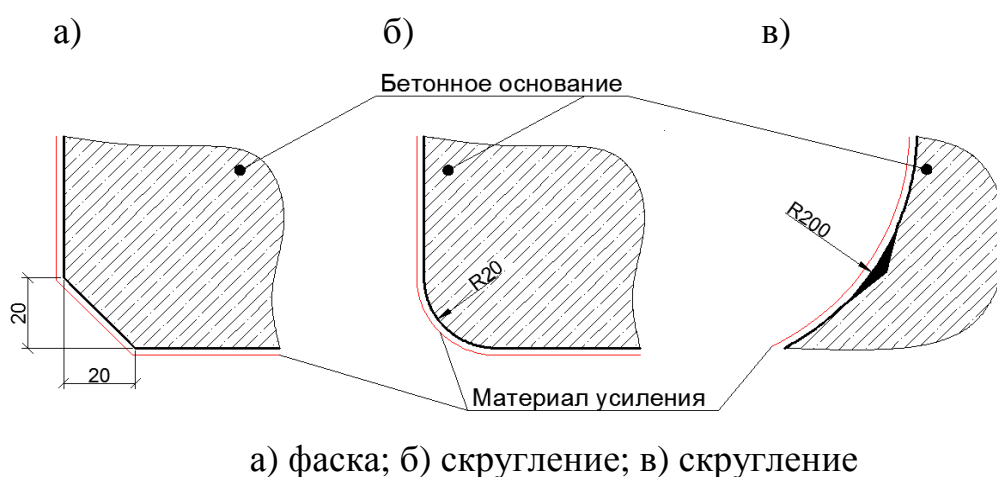
В случае недостаточной прочности поверхность бетона должна быть перепрофилирована ремонтным составом.

Очистка поверхности должна производиться путем пескоструйной обработки или обработки металлическими щетками с последующей высоконапорной промывкой водой. Обработке подвергается только поверхностный слой бетона до обнажения на поверхности крупного заполнителя.

Трещины раскрытием менее 1,0 мм должны быть инъецированы низковязким эпоксидным составом при высоком давлении (150-160 бар). Трещины с раскрытием более 1,0 мм должны быть отремонтированы полимерцементным низковязким раствором при низком давлении.

Перед наклейкой усиливающих элементов бетонное основание должно быть выровнено. Допустимые отклонения от ровности поверхности не должны превышать 5 мм на базе 2 м или 1 мм на базе 0,3 м.

При обертывании конструкций (устройство хомутов или U-образной обоймы) с наружных углов должна быть снята фаска с катетом 2-3 см или сделано скругление радиусом 2-3 см. На внутренних углах ремонтными смесями должна быть выполнена галтель радиусом не менее 20 см. На рисунке 4.1 показаны примеры подготовки углов конструкции перед наклейкой холста (размеры на рисунке даны в мм).



а) фаска; б) скругление; в) скругление

Рисунок 4.1 - Пример подготовки углов конструкции к наклейке холстов ПКМ

Допустимое значение радиуса загиба при наклейке ламелей заводского изготовления при усилении криволинейной поверхности элементов принимать по данным производителя композиционного материала.

Максимальное количество слоев усиления ограничивается расчетной силой сцепления с поверхностью основания. Первый слой продольной полосы пластины или холста следует заводить в зону, где действующие усилия не приводят к его отслоению, а каждый последующий слой следует обрезать не ближе 150 мм от среза предыдущего слоя. Количество слоев приклейки принимать: для пластин

– не более трех, холстов – не более 5. Допустимо стыкование слоев холста и пластин по длине.

Для усиления по наклонным сечениям в приопорной зоне могут быть установлены вертикальные, либо наклонные ленты. Ленты наклеиваются поверх продольной наклейки нижнего пояса, чтобы обеспечить ее лучшую анкеровку. Вертикальные закрепления выполняются из одного куска холста (ленты). Наклонные элементы выполняются из двух отрезков холста (ленты), стыкуемых по нижней поверхности ребра. Вначале наклеивается одна половина, осуществляется ее прикатка, после чего производится наклейка противоположенной части. Нахлест осуществляется понизу, на всю ширину ленты.

Ширину полос внешнего поперечного армирования f_w следует принимать не менее 50мм и не более 250мм, шаг наклейки полос поперечного армирования f_s – не менее f_w и не более меньшего значения из: $h_0/2$; $3f_w$; $f_w + 200$ мм.

4.2 Анкеровка материала усиления

В местах концентрации напряжений – места изменения геометрических размеров или армирования поперечного сечения элемента, изменения ширины или толщины материала усиления – необходимо устраивать закрепление композиционного материала. Закрепление осуществлять заведением материала усиления за точку его теоретического обрыва (сечение, в котором внешний изгибающий момент становится равным предельному без учета материала усиления) или устройством вертикальных или наклонных закреплений. По результатам испытаний была подтверждена методика определения длины заводки за место теоретического обрыва.

Длину заводки композиционного материала за точку теоретического обрыва определяют по формуле:

$$\omega = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5,64 \sqrt{A_f}, \quad (4.1)$$

где Q – поперечная сила в сечении, проходящем через точку теоретического обрыва материала усиления;

q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, равное:

$$q_{sw} = \frac{R_s A_s}{s}, \quad (4.2)$$

ПКМ по длине наклейки должны выходить за пределы расчетной усиливаемой зоны не менее, чем на 100 мм (зона анкеровки) при прочности бетона основания на сжатие более 25 МПа, и на 150 мм при прочности бетона менее 25 МПа. При многослойной конструкции элемента внешнего армирования каждый последующий слой должен быть короче предыдущего на длину анкеровки.

Для ограничения длины распространения отслоения, а также для увеличения анкеровки элементов усиления в концевых зонах следует наряду с продольным армированием устраивать конструктивное поперечное армирование в виде вертикально расположенных полос холста. Расстояние между полосами не должно превышать 2,5 м. При производстве работ по усилению с устройством закреплений следует чередовать наклейку продольных и поперечных слоев таким образом, чтобы каждый последующий продольный слой был перехвачен соответствующей вертикально расположенной полосой.

5 МЕТОДИКА РАСЧЁТА ГРУЗОПОДЪЁМНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИЦИОННЫМ МАТЕРИАЛОМ

5.1 Общие требования к расчету

Грузоподъемность пролетных строений следует определять по методике, изложенной в ВСН 32-89 [3], с учетом изменения напряженно-деформированного состояния, вызванного включением композиционного материала усиления в совместную работу с основным материалом пролетного строения.

Грузоподъемность пролетных строений, усиленных системой внешнего армирования, следует определять на основе расчета балок в следующих расчетных сечениях:

- в середине пролета;
- имеющих отгибы или обрывы стержней рабочей арматуры, обрывы композиционного материала усиления;
- имеющих резкое изменение геометрических размеров конструкции;
- имеющих дефекты, которые влияют на грузоподъемность конструкции.

Учет влияния дефектов пролетного строения на грузоподъемность главных балок осуществляется в соответствии с требованиями [3].

Класс элемента по грузоподъемности K определяется по формулам:

по схеме АК:
$$K = \frac{[S]_{\text{врем}}^{\text{расч}}}{S_{A1}^{\text{расч}}}, \quad (5.1)$$

по схеме НК:
$$K = \frac{[S]_{\text{врем}}^{\text{расч}}}{S_{H1}^{\text{расч}}}, \quad (5.2)$$

где $[S]_{\text{врем}}^{\text{расч}}$ – допустимое значение расчетных усилий от временной нагрузки определяемое по методике [3]; $S_{A1}^{\text{расч}}$ – расчётное усилие в элементе от воздействия нагрузки схемы АК при $K = 1$, определяемое согласно требованиям [12]; $S_{H1}^{\text{расч}}$ – расчётное усилие в элементе от воздействия нагрузки схемы НК при $K = 1$, определяемое согласно требованиям [12].

5.2 Учет влияния обращающейся по сооружению в нагрузки на эффективность усиления

Для случая усиления элементов пролетных строений без разгрузки от собственного веса необходимо учитывать то обстоятельство, что элемент усиления оказывается не включен в работу на восприятие собственного веса конструкции и работает только на восприятие временной нагрузки. Кроме того, необходимо учитывать, что временная нагрузка, обращающаяся по сооружению в процессе выполнения работ по усилению его элементов, также снижает эффективность системы внешнего армирования.

Эффективность работы системы внешнего армирования связана с долей усилия, возникающего в сечении под действием собственного веса, от общего усилия, действующего в этом сечении ($S^p/(S^p+S^k)$). В предельном состоянии это суммарное усилие равно несущей способности сечения (S). На рисунке 5.1 по горизонтальной оси отложено усилие, возникающее в сечении от постоянных нагрузок, отнесенное к предельному усилию, которое может воспринимать неусиленное сечение (S^p/S), а по вертикальной оси – усилие, возникающее в сечении от временных нагрузок, отнесенное к тому же предельному усилию (S^k/S).

Сплошной линией на рисунке 5.1 показано геометрическое место точек, характеризующих работу сечения в предельном состоянии для неусиленного элемента, в зависимости от соотношения величин постоянной (S^p) и временной нагрузок (S^k). При величине внутреннего усилия, возникающего в сечении от постоянных нагрузок, равного 0,3 от его несущей способности, усилие от временных нагрузок составит 0,7 от несущей способности сечения. Штрихпунктирной линией показано геометрическое место точек, характеризующих работу сечения в предельном состоянии для элемента, усиленного на 50% с разгрузкой от собственного веса, где S^y – несущая способность нормального сечения такого элемента, $S^{k,p}$ – несущая способность сечения при усилении с разгрузкой от собственного веса.

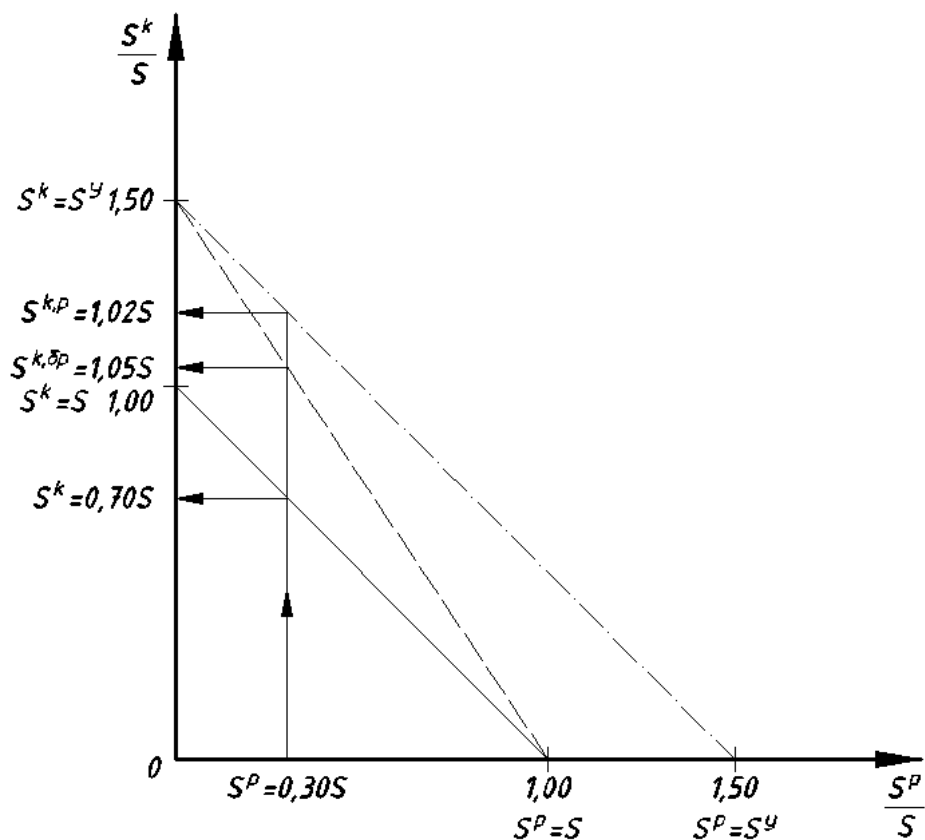


Рисунок 5.1 – График к определению эффективности включения усиления в совместную работу с элементом

Если доля собственного веса составляет незначительную часть (до 5 %) от суммарной нагрузки, воспринимаемой пролетом, то можно для расчетов несущей способности с небольшой долей погрешности использовать выше приведенные формулы. Если доля собственного веса значима, то необходимо учитывать неэффективность работы композитного материала при усилении без разгрузки от собственного веса. С незначительной погрешностью, идущей в запас прочности, снижение эффективности материала усиления, связанного с таким способом производством работ, на рисунке 5.1 показано штриховой линией.

При известной доле временной нагрузки до усиления или в процессе производства работ по монтажу ПКМ (S^k/S), несущая способность сечения элемента, усиленного без разгрузки от собственного веса, может быть определена по следующей формуле:

$$S^{k,\delta p} = S + (S^y - S) \frac{S - S^p - S^k}{S}. \quad (5.3)$$

6 ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ВНЕДРЕНИЮ РЕЗУЛЬТАТОВ НИР

Область применения полученных результатов: строительство новых мостовых железобетонных сооружений с использованием систем внешнего армирования; усиление и восстановление эксплуатируемых мостовых сооружений.

Перспективы практического применения результатов проекта: Результаты использованы при создании новых нормативных и методических документов; результаты могут быть применены при разработке методик расчета новых мостовых сооружений с использованием композиционных материалов и грузоподъемности пролетных строений мостов, усиленных композиционными материалами.

Описание направлений практического внедрения полученных результатов или перспектив их использования: в практике нового строительства и эксплуатации существующих железобетонных мостовых сооружений, в том числе и для обеспечения пропуска сверхнормативных временных нагрузок; основными направлениями использования результатов НИР являются сооружения и определение грузоподъемности эксплуатируемых ИССО.

Оценка или прогноз влияния полученных результатов на развитие научно-технических и технологических направлений; на разработку новых технических решений; на изменение структуры производства и потребления товаров и услуг в соответствующих секторах рынка и социальной сферы: результаты работ позволяют повысить уровень разработок в области применения композиционных материалов в строительстве, а так же способствуют созданию базы нормативных документов, регламентирующих использование композиционных материалов на территории Российской Федерации.

Описание ожидаемых эффектов от использования нормативных документов, созданных на основании результатов НИР: внедрение разработанных нормативных документов поможет повысить надежность и долговечность эксплуатируемых мостовых сооружений; применение композиционных материалов позволит продлить срок эксплуатации сооружений,

неудовлетворяющих существующим требованиям пропуска подвижной нагрузки, повысить несущую способность пролетных строений мостов; ожидаемый экономический эффект составит до 50 % по сравнению с традиционными методами усиления.

Предложения по внедрению:

- включение раздела «Композиционные материалы» в новую редакцию «СП 35.13330.2011 Свод правил. Мосты и трубы»;

- включение раздела «Композиционные материалы» в новую редакцию «Руководства по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах»;

- доведение информации о внедрении соответствующих разделов в нормативную литературу до эксплуатирующих организаций и рекомендация рассмотрения в качестве варианта усиления при проведении ремонтных работ на мостовых сооружениях.

- разработка дополнительных документов (ОДМ, ГОСТ «Классификация композиционных материалов», Рекомендаций по усилению опор мостов композиционными материалами и т.д.).

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В ходе выполнения работ были полностью решены все поставленные задачи – на основании результатов проведенных лабораторных и теоретических исследований выполнено нормирование прочностных и деформативных свойств композиционных материалов на основе углеродного волокна, уточнена методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных такими материалами, уточнены конструктивные требования к системам внешнего армирования на основе углеродного волокна.

Уточненная методика расчета и конструктивные требования легли в основу предложений во «Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах» и в раздел Композиционные материалы СП 35.13330.2011 «Свод правил. Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*», проекты которых были доработаны с учетом замечаний, полученных от официальных рецензентов, и представлены в приложениях к настоящему отчету.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. **Берг, О. Я.** Исследование процесса трещинообразования в железобетонных элементах с арматурой периодического профиля. / О. Я. Берг // В кн.: Сообщение ВНИИ железнодорожного строительства и проектирования. – М.: Трансжелдориздат, 1954. – № 44. – С. 11-15.
2. **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.
3. **ОДМ 218.0.032-2003.** Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах. – М. : Минавтодор РФ, 2003. – 177 с.
4. **ГОСТ 14359–69.** Пластмассы. Методы механических испытаний. Общие требования. – М. : Изд-во стандартов, 1969. – 20 с.
5. **ГОСТ 14759–69.** Клеи. Метод определения прочности при сдвиге. – М. : Изд-во стандартов, 1969. – 12 с.
6. **ГОСТ 14760–69.** Клеи. Методы испытания прочности при отрыве. – М. : Изд-во стандартов, 1969. – 5 с.
7. **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.
8. **Неровных, А. А.** Совершенствование методики оценки грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов, усиленных композиционными материалами : дис. канд. техн. наук : 05.23.11 / А. А. Неровных. – Новосибирск : СГУПС, 2013. – 185 с.
9. **Рекомендации** по расчету усиления железобетонных конструкций системой внешнего армирования из полимерных материалов FibARM. НИИЖБ. – М., 2012. – 29 с.

10. **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.
11. **Смердов, Д. Н.** Оценка несущей способности железобетонных пролетных строений мостов, усиленных композиционными материалами : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.11 / Д. Н. Смердов. – Новосибирск : СГУПС, 2010. – 159 с.
12. **СП 35.13330.2011 Мосты и трубы.** Актуализированная редакция СНиП 2.05.03–84*. Разраб. ЗАО «Компания Дорис». Утв. Управлением автомобильных дорог Администрации Волгоградской области 18.01.2012 – М. : ОАО «ЦПП», 2011. – Режим доступа: <http://www.minregion.ru/upload/documents/2011/05/300511-s-16.pdf>, свободный.
13. **СТО 34.01.01–2011.** Усиление пролетных строений мостов материалами на основе высокопрочных углеродных волокон : разраб. ЗАО «Компания «Дорис». Утв. Управлением автомобильных дорог Администрации Волгоградской области 18.01.12 : ввод. в действие с 18.01.12. – Волгоград, 2011. – 50 с.
14. **Технические** указания по применению материалов, изготавливаемых фирмой «Sika», для ремонта эксплуатируемых железобетонных мостов. – НИИ мостов. Т. 1. – СПб., 2008. – 90 с.
15. **Шилин, А. А.** Усиление железобетонных конструкций композитными материалами / А. А. Шилин, В. А. Пшеничный, Д. В. Картузов. – М., Стройиздат, 2004. – 139 с.
16. **Guide** for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures. ACI 440.2R-08. American Concrete Institute.

ПРИЛОЖЕНИЕ А

Сводки замечаний по проектам предложений в раздел Композиционные материалы СП 35.13330.2011 «Свод правил. Мосты и трубы.

Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*» и во «Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах»

СВОДКА ЗАМЕЧАНИЙ

**по проекту предложений в раздел «Композиционные материалы»
СП 35.13330.2011 «Свод правил. Мосты и трубы.
Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*»**

№ п/п	Организация-рецензент	Вопросы и замечания	Ответ
1	Центр ИССО	<p>В соответствии с разделом 1 «Область применения» СП 35.13330.2011 (далее – СП) действие данного свода правил распространяется на проектирование <u>новых и реконструируемых</u> постоянных мостовых сооружений и труб.</p> <p>В п. 1 «Область применения» проекта Предложений сказано о том, что разработанный документ регламентирует правила проектирования систем усиления изгибаемых железобетонных элементов мостов из современных ПКМ на основе углеродного волокна.</p> <p>Вместе с тем статьей 1 Градостроительного Кодекса Российской Федерации от 29.12.2004 № 190-ФЗ (далее – ГК) понятие «усиление объектов капитального строительства» не регламентировано, но определены понятия «реконструкция объектов капитального строительства» (п. 14) и «капитальный ремонт объектов капитального строительства» (п. 14.2).</p> <p>Работы по усилению железобетонных пролётных строений мостов, согласно определениям Градостроительного кодекса РФ, могут быть отнесены как к капитальному ремонту, так и к реконструкции мостов, что не согласуется со сферой применения СП.</p>	Принято.
2	Центр ИССО	<p>В соответствии с п. 5.4 СП ПКМ допускается применять при проектировании пешеходных мостов, а также при реконструкции и усилении мостов (кроме железнодорожных).</p> <p>В рассматриваемой редакции проекта Предложений рассматривается усиление железобетонных пролетных строений мостов без какой-либо конкретизации по назначению сооружений.</p> <p>Необходимо определить сферу применения проекта Предложений по назначению сооружений с учетом требований п. 5.4 СП.</p>	Принято.

№ п/п	Организация-рецензент	Вопросы и замечания	Ответ
3	Центр ИССО	Необходимо дополнить проект Предложений требованиями к клеевым материалам, обеспечивающим выполнение предпосылок методик расчетов, регламентированных п. 5.24 рассматриваемого документа.	Отклонено. Клеевые материалы, входящие в состав систем внешнего армирования обеспечивают выполнение расчетных предпосылок.
4	НИИ Мостов	Достаточно много внимания отводится вопросам проектирования усиления с полной разгрузкой пролетного строения от постоянной нагрузки, что очень трудоемко и дорого. Усиление, на наш взгляд, чаще всего будет производится без разгрузки от собственного веса, т.е. только для восприятия временной нагрузки.	Принято.
5	НИИ Мостов	Рассмотрены только материалы на основе углеродного волокна. Сегодня на рынке представлено большое количество композитных материалов, в основе которых лежат стеклянные, базальтовые, арамидные и другие волокна.	Отклонено. Композиционные материалы на основе углеродного волокна, из-за их высоких прочностных и деформативных характеристик, являются наиболее эффективными для усиления изгибаемых железобетонных элементов. Применение остальных материалов, в большинстве случаев, малоэффективно.
6	НИИ Мостов	Не приведены ориентировочные значения повышения грузоподъемности в зависимости от способа усиления.	Отклонено. В подобных документах (Свод правил) нет необходимости указывать эти данные.
7	ФГБОУ ВПО УрГУПС	В главе Введение СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» сформулировано, что Свод правил содержит нормы по проектированию новых и реконструкции существующих мостовых сооружений и труб под насыпями. Усиление эксплуатируемых изгибаемых железобетонных элементов композиционными материалами выполняют чаще в рамках капитальных ремонтов мостовых сооружений. Как предложение, в 1 главе проекта предложений в СП 35.13330.2011 необходимо уточнить область применения	Принято.

№ п/п	Организация-рецензент	Вопросы и замечания	Ответ
		данных предложений – предложения содержат нормы по проектированию систем усиления изгибаемых железобетонных элементов с применением современных полимерных композиционных материалов на основе углеродного волокна, которые могут устраиваться в рамках работ по ремонту, капитальному ремонту и реконструкции мостовых сооружений.	
8	ФГБОУ ВПО УрГУПС	В документе принято условное сокращение словосочетания полимерные композиционные материалы – ПКМ. Необходимо отметить, что в СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы» не принято применять условные сокращения словосочетаний, например ОЖБ или ПНЖБ.	Принято.
9	ФГБОУ ВПО УрГУПС	П.п. 5.6, 5.8, 5.38-5.44. С какой целью выполняется расчет по предельным состояниям второй группы? Выполнение проверок по второй группе предельных состояний обеспечивает нормальную эксплуатацию проектируемых новых сооружений. Усиление подразумевается существующих сооружений, которые уже могут иметь трещины раскрытием более 0,3 мм в растянутой зоне бетона и должны ремонтироваться. Соблюдение требований п.п. 5.38-5.44 не позволит раскрыться старым отремонтированным трещинам? Однако при ошибках в проектировании новых сооружений может возникнуть крайняя мера по усилению внешним армированием новых конструкций, для которых будет актуальна проверка по второй группе предельных состояний и соблюдение требований по категориям трещиностойкости.	Принято.
10	ФГБОУ ВПО УрГУПС	П. 5.7 «...Расчет внутренних усилий в конструкции определяется на основе гипотезы плоских сечений...». Внутренние усилия рассчитываются или определяются? Для каких сечений применяется гипотеза плоских сечений нормальных к продольной оси элемента или наклонных? Необходимо уточнить п. 5.7.	Принято.
11	ФГБОУ ВПО УрГУПС	П. 5.10. «...напряжения в бетоне и арматуре следует определять по правилам расчета	Принято.

№ п/п	Организация-рецензент	Вопросы и замечания	Ответ
		упругих материалов без учета работы бетона растянутой зоны...». На какие правила в данном пункте делается ссылка? При расчете по какой группе предельных состояний подразумевается определение напряжений в бетоне и арматуре?	
12	ФГБОУ ВПО УрГУПС	Какова природа коэффициентов надежности в п.п. 5.21-5.22?	Принято.
13	ФГБОУ ВПО УрГУПС	П. 5.31, б). «....,т.е. условие (5.7) не соблюдается, расчет должен выполняться из условия...». В (5.7) дано уравнение равновесия суммы внутренних сил в нормальном сечении в предельном состоянии, из которого определяется высота сжатой зоны бетона x . Условием является проверка высоты x относительно высоты h'_f полки плиты тавровой балки, больше она или меньше. Необходимо уточнить п. 5.31.	Отклонено. В СП (п.7.63) использует аналогичное условие, а не сравнение x и h'_f .
14	ФГБОУ ВПО УрГУПС	В п.п. 5.30-5.31 ничего не сказано про относительную высоту сжатой зоны бетона ξ и про ее ограничение ξ_y .	Принято.
15	ФГБОУ ВПО УрГУПС	В п.п. 5.30-5.31 необходимо указать, что при определении положения центра тяжести ПКМ пренебрегаем ее толщиной, так она мала, и принимаем в формуле (5.8) a_s .	Принято.
16	ФГБОУ ВПО УрГУПС	П. 5.46. «...Прочность бетонного основания на сжатие должна быть не менее 15 МПа...». Какая прочность нормативная или расчетная, кубиковая или призмная?	Принято.
17	ФГБОУ ВПО УрГУПС	П. 5.48. Указано, что количество слоев пластин должно быть не более трех. Клеят ли ламели (платины) в несколько слоев при усилении конструкций?	Принято.
18	СГТ	В п. 5.45. Возможно пропущено слово «зоне» в первого абзаца: «Усиление изгибаемых балочных железобетонных конструкций осуществляется наклейкой ПКМ на нижнюю поверхность ребра с направлением волокон вдоль оси усиливаемой конструкции с устройством вертикальных либо наклонных закреплений в приопорной зоне».	Принято.
19	СГТ	Во втором абзаце «Также возможна наклейка ПКМ на нижнюю часть ребра в виде U-образной обоймы, при этом величина заводки на боковую грань при таком способе усиления не допускается	Принято.

№ п/п	Организация-рецензент	Вопросы и замечания	Ответ
		более величины as .» не понятно ограничение as . В расчетной части (например п. 5.31, рис. 5.2) величина заводки обозначена d и явно больше as .	
20	СГТ	В п. 5.50 Конструктивные рисунки, как правило, в СНиПах не используются. Текстовой части вполне достаточно.	Принято.
21	СГТ	Общее замечание по разделу «Конструктивные требования» - целесообразно перекомпоновать пункты в соответствии с темами раздела – общие требования, подготовка поверхности, детальные требования.	Принято.

Сводку замечаний составил:

м.н.с. НИЛ «Мосты» НИДЦ СГУПС
канд. техн. наук.

А.А. Неровных

СВОДКА ЗАМЕЧАНИЙ

по проекту предложений во «Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах»

№ п/п	Организация-рецензент	Вопросы и замечания	Ответ
1	Центр ИССО	<p>Временное руководство по определению грузоподъёмности мостовых сооружений на автомобильных дорогах ОДН 218.0.032-2003 разработано взамен трех ведомственных нормативных документов, в том числе Инструкции по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений эксплуатируемых мостов ВСН 32-83.</p> <p>Вместе с тем проект предложений в ОДН 218.0.032-2003 содержит многочисленные ссылки на ВСН 32-83.</p> <p>Представляется целесообразным для недопущения коллизии указать ссылки на действующий нормативный документ ОДН 218.0.032-2003.</p>	Принято.
2	Центр ИССО	<p>В разделе 4.2 Материалы (страница 8, первый абзац после Таблицы 4.4) допускается определять значения расчетного значения полимерного композиционного материала (далее - ПКМ) растяжению по результатам испытаний образцов этого материала.</p> <p>При этом не регламентирован порядок отбора проб ПКМ с эксплуатируемого пролетного строения и количество отбираемых проб.</p>	<p>Отклонено.</p> <p>Порядок отбора проб и их количество регламентируются в соответствующих нормативных документах, например, ГОСТ 25.601-80</p>
3	НИИ Мостов	<p>Достаточно много внимания отводится вопросам проектирования усиления с полной разгрузкой пролетного строения от постоянной нагрузки, что очень трудоемко и дорого. Усиление, на наш взгляд, чаще всего будет производиться без разгрузки от собственного веса, т.е. только для восприятия временной нагрузки.</p>	Принято.
4	НИИ Мостов	<p>Рассмотрены только материалы на основе углеродного волокна. Сегодня на рынке представлено большое количество композитных материалов, в основе которых лежат стеклянные, базальтовые, арамидные и другие волокна.</p>	<p>Отклонено.</p> <p>Композиционные материалы на основе углеродного волокна, из-за их высоких прочностных и деформативных характеристик, являются</p>

№ п/п	Организация-рецензент	Вопросы и замечания	Ответ
			наиболее эффективными для усиления изгибаемых железобетонных элементов. Применение остальных материалов, в большинстве случаев, малоэффективно.
5	НИИ Мостов	Не приведены ориентировочные значения повышения грузоподъемности в зависимости от способа усиления.	Отклонено. В подобных документах (Свод правил) нет необходимости указывать эти данные.
6	ФГБОУ ВПО УрГУПС	П. 4.1. Почему дана ссылка на методику определения грузоподъемности пролетных строений по ВСН 32-89? Действующие Государственные контракты по оценке технического состояния искусственных сооружений на автомобильных дорогах федерального значения при расчете грузоподъемности подразумевают использование ОДН 218.0.032-2003. Временное руководство по определению грузоподъемности искусственных сооружений на автомобильных дорогах.	Принято.
7	ФГБОУ ВПО УрГУПС	П. 4.3. Замечания, касающиеся методики расчета, которые представлены к проекту предложений в раздел «Композиционные материалы» СП 35.13330.2011 актуальны и для настоящих предложение в ОДН 218.0.032-2003, за исключением расчетов по второй группе предельных состояний.	Принято.
8	ФГБОУ ВПО УрГУПС	П. 4.3. В методике расчета ничего не сказано про особенность учета площади сжатой арматуры, в зависимости от положения границы сжатой зоны в плите.	Принято.
9	ФГБОУ ВПО УрГУПС	Стр. 16. В нормативной документации принято сначала давать методику расчета плиты проезжей части, далее уже главной балки. В данном документе расчет плиты проезжей части следует после расчета главной балки.	Принято.
10	ФГБОУ ВПО УрГУПС	Стр. 10, рисунок 4.1-4.2. В расчетных схемах очертание тавровых балок дано с широким ребром b . Данное очертание балок характерно для главных балок железнодорожных мостов. Так как данный нормативный документ ориентирован на расчет главных балок автодорожных мостов, то очертание с пропорциями	Принято.

№ п/п	Организация- рецензент	Вопросы и замечания	Ответ
		ширины и высоты можно привести в соответствие к типовым проектам, и тем самым подчеркнуть отличие двух проектов предложений в СП и ОДН.	

Сводку замечаний составил:

м.н.с. НИЛ «Мосты» НИДЦ СГУПС

канд. техн. наук.

А.А. Неровных

ПРИЛОЖЕНИЕ Б

**Предложения в раздел Композиционные материалы СП 35.13330.2011
«Свод правил. Мосты и трубы. Актуализированная редакция
СНиП 2.05.03-84*»**

Федеральное агентство железнодорожного транспорта

СИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ

ПРЕДЛОЖЕНИЯ В РАЗДЕЛ «КОМПОЗИЦИОННЫЕ
МАТЕРИАЛЫ» СП 35.13330.2011 «СВОД ПРАВИЛ. МОСТЫ
И ТРУБЫ. АКТУАЛИЗИРОВАННАЯ РЕДАКЦИЯ
СНиП 2.05.03-84*»

Государственный контракт № 47/181 от 22.02.2013 г.

и дополнительное соглашение №1

(рег. № ФДА 47/152) от 19.03.2014г.

Новосибирск 2014

Содержание

Введение.....	63
1 Область применения.....	63
2 Нормативные ссылки.....	63
3 Термины и определения.....	64
4 Обозначения и сокращения.....	64
5 Композиционные материалы.....	67
Основные расчетные требования.....	67
Материалы для усиления железобетонных конструкций.....	69
Расчет по предельным состояниям первой группы.....	71
Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента.....	73
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента.....	75
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы.....	75
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента.....	77
Расчет на выносливость.....	78
Расчет по предельным состояниям второй группы.....	78
Расчет по трещиностойкости.....	78
Расчет по образованию трещин.....	78
Расчет по раскрытию трещин.....	33
Определение прогибов и углов поворота.....	80
Конструктивные требования.....	82
Анкеровка материала усиления.....	84

Введение

Настоящие предложения в свод правил СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*» разработаны с целью внедрения технологии усиления железобетонных пролетных строений железнодорожных и автодорожных мостов композиционными материалами на основе углеродного волокна. Применение указанной технологии позволит повысить уровень безопасности людей на сооружениях и сохранности материальных ценностей в соответствии с Федеральным законом от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Настоящие предложения содержат нормы по проектированию систем внешнего армирования существующих мостовых сооружений с применением современных полимерных композиционных материалов на основе углеродного волокна.

Работа выполнена авторским коллективом ФГБОУ ВПО «Сибирский государственный университет путей сообщения»: д-р техн. наук, проф. *С. А. Бокарев*; канд. техн. наук *А. А. Неровных*; инженеры *П. П. Бардаев*, *К. В. Кобелев*, *В. А. Слепец*, *А. И. Служаев*.

1 Область применения

Настоящие предложения в СП 35.13330.2011 регламентируют правила проектирования систем внешнего армирования изгибаемых железобетонных элементов новых и реконструируемых старых автодорожных и железнодорожных мостов из современных полимерных композиционных материалов на основе углеродного волокна.

2 Нормативные ссылки

В настоящих предложениях использованы ссылки на следующие нормативные документы:

ГОСТ 25.601-80

Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов).
Метод испытания плоских образцов на растяжение

	при нормальной, повышенной и пониженной температурах.
ГОСТ Р 54257-2010	Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения и требования.
СП 35.13330.2011	Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*.

3 Термины и определения

В настоящих предложениях использованы следующие термины с соответствующими определениями:

полимерный композиционный материал: композиционный материал (образованный объемным сочетанием двух или более разнородных компонентов с четкой границей между ними), непрерывная фаза которого образована полимером.

система внешнего армирования: Комплексная система материалов, включающая ремонтный состав для восстановления поверхности, грунтовку, шпатлевку, холсты, пластины и эпоксидный клей для их укладки, защитные покрытия.

холст: Тканый материал на основе углеродных волокон с высоким модулем упругости, предназначенный для восстановления несущей способности конструкции.

пластина: Материал, представляющий собой углеродные волокна, объединенные полимерной матрицей, предназначенный для восстановления несущей способности конструкции.

4 Обозначения и сокращения

В настоящих предложениях использованы следующие сокращения и буквенные обозначения:

Прочностные и деформативные характеристики материалов:

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

R_s – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры растяжению;

R_{sc} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию;

- R_p – расчетное сопротивление напрягаемой арматуры растяжению;
- σ_{pc} – вводимое в расчет остаточное напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне ($\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}$);
- R_f – нормативное сопротивление полимерного композиционного материала растяжению;
- R_{ft} – расчетное сопротивление полимерного композиционного материала растяжению при расчете по предельным состояниям первой группы;
- $R_{f,ser}$ – расчетное сопротивление полимерного композиционного материала растяжению при расчете по предельным состояниям второй группы;
- E_{ft} – расчетное значение модуля упругости полимерного композиционного материала;
- σ_{fu} – растягивающее напряжение в полимерном композиционном материале, расположенном на растянутой (нижней) грани элемента;
- σ_{fu2} – растягивающее напряжение в полимерном композиционном материале, расположенном на боковых гранях элемента;
- $e_{b,ult}$ – предельная деформация бетона.

Геометрические характеристики

- h – высота сечения;
- h_0 – рабочая высота сечения;
- h'_f – приведенная высота сжатого пояса сечения;
- x – высота сжатой зоны бетона;
- b'_f – ширина сжатого пояса сечения;
- b – ширина прямоугольного сечения, стенки ребра таврового, двутаврового и коробчатого сечений;
- a_s – расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести растянутой рабочей арматуры;
- a'_s – расстояние от сжатой грани сечения до центра тяжести сжатой рабочей арматуры;
- A_s – площадь поперечного сечения всех стержней растянутой ненапрягаемой

- рабочей арматуры;
- A'_s – площадь поперечного сечения всех стержней сжатой ненапрягаемой рабочей арматуры;
- A_p – площадь поперечного сечения всех стержней растянутой напрягаемой рабочей арматуры;
- A'_p – площадь поперечного сечения всех стержней сжатой напрягаемой рабочей арматуры;
- c – длина проекции наклонного сечения элемента на его продольную ось;
- s – шаг хомутов в пределах рассматриваемого наклонного сечения;
- t_c – толщина полимерного композиционного материала;
- b_c – ширина полосы полимерного композиционного материала;
- d – высота заведения полимерного композиционного материала на боковые грани элемента для конструкции внешнего армирования в виде U-образной облоймы;
- A_{f1} – площадь поперечного сечения полимерного композиционного материала, расположенного на растянутой грани элемента;
- A_{f2} – площадь поперечного сечения полимерного композиционного материала, расположенного на боковых гранях элемента;
- f_w – ширина полос внешнего поперечного армирования;
- f_s – расстояние между осями (шаг) полос внешнего поперечного армирования.

5 Композиционные материалы

Основные расчетные требования

5.1 Для конструкций, в которых, с целью повышения их несущей способности, использованы полимерные композиционные материалы на основе углеродного волокна необходимо, соблюдать указания об обеспечении требуемой надежности конструкций от возникновения предельных состояний двух групп, предусмотренных ГОСТ Р 54257-2010.

5.2 Для этого, наряду с назначением соответствующих материалов и выполнением предусмотренных конструктивных требований, необходимо проведение указанных в настоящих нормах расчетов.

5.3 Система внешнего армирования на основе полимерных композиционных материалов должна проектироваться на восприятие растягивающих усилий с учетом совместности деформаций внешнего армирования и бетона конструкции.

5.4 В расчетах системы внешнего армирования принимается отсутствие взаимных смещений между стальной арматурой и бетоном, а также между наклеенным полимерным композиционным материалом и бетоном.

5.5 Для недопущения предельных состояний первой группы элементы конструкций мостов, усиленных полимерными композиционными материалами, должны быть рассчитаны в соответствии с указаниями настоящего раздела по прочности и на выносливость, при этом в расчетах на выносливость должны рассматриваться нагрузки и воздействия, возможные на стадии эксплуатации сооружений.

5.6 Расчеты усиленных конструкций по трещиностойкости совместно с конструктивными и другими требованиями должны обеспечивать коррозионную стойкость железобетонных мостов, а также препятствовать возникновению повреждений в них при совместном воздействии силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды.

5.7 Внутренних усилия в конструкции определяют на основе гипотезы плоских сечений.

5.8 Элементы железобетонных конструкций, усиленных полимерными композиционными материалами, в зависимости от назначения, условий работы и применяемой арматуры должны удовлетворять соответствующим категориям требований по трещиностойкости, которые предусматривают различную вероятность образования (появления) трещин по п.п. 7.95 – 7.111 СП 35.13330.2011. Предельные расчетные значения ширины их раскрытия следует определять согласно указаниям настоящего раздела.

5.9 Если в процессе монтажа системы внешнего армирования изменяются расчетные схемы или геометрические характеристики сечений, то усилия, напряжения и деформации в конструкции необходимо определять суммированием их для всех предшествующих стадий работы.

5.10 В усиленных полимерными композиционными материалами конструкциях с ненапрягаемой арматурой напряжения в бетоне и арматуре следует определять по правилам расчета упругих материалов без учета работы бетона растянутой зоны.

5.11 В составных по длине (высоте) конструкциях, усиленных полимерными композиционными материалами, следует производить проверки прочности и трещиностойкости в сечениях, совпадающих со стыками омоноличивания или пересекающих зону стыков в случае попадания композиционного материала в эти сечения.

5.12 Стыки должны обеспечивать передачу расчетных усилий без появления повреждений в материале усиления.

5.13 При проектировании системы внешнего армирования следует учитывать, что несущая способность неусиленной конструкции должна быть достаточна для восприятия постоянной и ограниченной временной нагрузки в случае повреждения системы внешнего армирования вследствие пожара, вандализма или других причин.

Материалы для усиления железобетонных конструкций

5.14 Характеристики бетона и арматуры следует принимать в соответствии с рекомендациями п. 7.18-7.48 СП 35.13330.2011.

5.15 Основным прочностным показателем полимерных композиционных материалов является класс по прочности на растяжение. Класс полимерных композиционных материалов отвечает гарантированному (браковочному) значению физического предела прочности, устанавливаемому в соответствии с требованиями технических условий на полимерные композиционные материалы.

5.16 Дополнительные показатели качества полимерных композиционных материалов при проектировании усиления железобетонных конструкций мостов устанавливают в соответствии с требованиями расчетов, условий эксплуатации и различных воздействий окружающей среды.

5.17 Нормативные значения прочности полимерных композиционных материалов гарантируют с обеспеченностью не менее 0,95, нормативные значения деформационных характеристик принимают равными их средним значениям.

5.18 Нормативные характеристики полимерных композиционных материалов (прочность на растяжение R_f , модуль упругости E_f , предельная деформация растяжения ε_f) определяются механическими испытаниями образцов по ГОСТ 25.601-80.

Расчетные характеристики полимерных композиционных материалов

5.19 Расчетные характеристики полимерных композиционных материалов определяются на базе нормативных характеристик с учетом коэффициента надежности по назначению γ_{f1} , коэффициента надежности по материалу γ_{f2} и коэффициента условия работы C_f , учитывающего влияние окружающей среды.

Расчетная прочность на растяжение полимерных композиционных материалов с учетом коэффициентов надежности условия работы определяется по формуле

$$R_{ft} = \gamma_{f1} \frac{C_f R_f}{\gamma_{f2}}, \quad (5.1)$$

Коэффициенты надежности и условий работы

5.20 Коэффициент надежности по назначению (γ_{fn}) принимают равным 0,9 для железнодорожных и автодорожных мостов.

5.21 Коэффициенты надежности по материалам (γ_{fm}) принимают для холстов равным 1,2, для пластин – 1,1.

5.22 Коэффициент условий работы (C_f) для холстов принимают равным 0,8, для пластин – 0,85.

5.23 Расчетные сопротивления растяжению полимерных композиционных материалов для расчетов по первой и второй группам предельных состояний (R_{ft} и R_{fser}), а также расчетное значение модуля упругости полимерных композиционных материалов (E_f), следует принимать по таблицам 5.1 – 5.3 в зависимости от типа и класса используемого материала

Таблица 5.1

Тип холста	Условное обозначение	Классы холстов					
		C 2000	C 2200	C 2400	C 2600	C 2800	C 3000
HM	R_{ft} , МПа	1200	1300	1400	1600	-	-
	R_{fser} , МПа	2000	2170	2330	2670	-	-
	E_{fb} , ГПа	640	390	380	370	-	-
ASM	R_{ft} , МПа	1200	1300	1400	1600	1700	1800
	R_{fser} , МПа	2000	2170	2330	2670	2830	3000

Таблица 5.2

Тип холста	Условное обозначение	Классы холстов							
		C 3200	C 3400	C 3600	C 3800	C 4000	C 4200	C 4400	C 4600
HS	R_{ft} , МПа	1900	2000	2200	2300	2400	2500	2600	2800
	R_{fser} , МПа	3170	3330	3670	3830	4000	3170	4330	4670

Примечание: Для холстов типа ASM и HS расчетное значение модуля упругости равно $E_f = 230$ ГПа.

Таблица 5.3

Тип ламели	Условное обозначение	Классы пластин								
		С 1400	С 1600	С 1800	С 2000	С 2200	С 2400	С 2600	С 2800	С 3000
Все типы	R_{fb} , МПа	970	1110	1250	1390	1530	1670	1800	1950	2080
	R_{fser} , МПа	1390	1600	1800	2000	2200	2400	2590	2800	2990
НМ	E_{ft} , ГПа	350	330	310	290	270	250	-	-	-
ASM		-	-	-	140	160	180	200	-	-
HS		-	-	-	-	-	-	-	-	150

В таблицах 5.1 – 5.3: НМ – высокомодульные пластины или холсты с модулем упругости $E_{ft} \geq 250$ ГПа; HS – высокопрочные пластины или холсты с расчетным сопротивлением растяжению $R_{ft} \geq 1900$ МПа; ASM – среднемодульные пластины и холсты с модулем упругости $E_{ft} < 250$ ГПа и расчетным сопротивлением растяжению $R_{ft} < 1900$ МПа.

Расчет по предельным состояниям первой группы

Общие указания

5.24 Предельные усилия в сечения усиленных элементов следует определять исходя из предпосылок, приведенных в п. 7.56 СП 35.13330.2011, а также считая связь между бетоном и полимерным композиционным материалом идеальной.

5.25 Полимерный композиционный материал, расположенный на растянутой грани усиливаемого элемента, следует вводить в расчет с напряжением

$$\sigma_{fu} = k_s \sqrt{\frac{R_b \cdot E_f \cdot b_f}{\Sigma t_f}} \leq 0,9R_{ft}, \quad (5.2)$$

где b_f – единичная ширина полосы материала усиления, $b_f = 1$ мм;

k_s – коэффициент учитывающий тип системы внешнего армирования.

5.26 Значение коэффициента k_s следует принимать в зависимости от типа полимерного композиционного материала и схемы его наклеивания на усиливаемый элемент.

Таблица 5.4

Тип полимерного композиционного материала и схема его наклеивания	k_s
Холст на нижней грани без закреплений	0,42
Холст на нижней грани с вертикальными или наклонными закреплениями по концам	0,49
Холст на нижней грани с несколькими закреплениями по всей длине или заведенный за место теоретического обрыва более чем на 3 расчетных длины заводки	0,63
Холст в виде U-образной обоймы без закреплений	0,60
Холст в виде U-образной обоймы с вертикальными или наклонными закреплениями	0,72
Пластины с закреплением холстом в виде вертикальных лент или U-образной обоймы	0,90

5.27 Если конструкция внешнего армирования выполненная в виде U-образной обоймы, полимерный композиционный материал, расположенный на боковых гранях усиливаемого элемента, следует вводить в расчет с напряжением

$$\sigma_{fu2} = \sigma_{fu} \frac{h - d - x}{h - x}. \quad (5.3)$$

5.28 Усиление элементов можно выполнять не прекращая эксплуатации сооружения, но с введением ограничений на пропуск транспорта. В этом случае следует учитывать действие временной нагрузки, обращающейся по нему в процессе выполнения работ по монтажу системы внешнего армирования. Предельные усилия (S_t) для расчетных сечений при производстве работ без разгрузки элемента от собственного веса определяют по формуле

$$S_t = S + (S_f - S) \frac{S - S_p - S_k}{S}, \quad (5.4)$$

где S – предельное усилие (изгибающий момент или поперечная сила) в расчетном сечении без учета полимерного композиционного материала;

S_f – предельное усилие в расчетном сечении с учетом полимерного композиционного материала, определяемое по формулам (5.5) – (5.14);

S_k – усилие в расчетном сечении, возникающее от воздействия обращающейся по сооружению нагрузки;

S_p – усилие в расчетном сечении, возникающее от воздействия постоянных нагрузок.

5.29 Если усиление элемента выполняют с разгрузкой от собственного веса, то необходимые проверки выполняют по требованиям п.п. 5.30-5.44.

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

5.30 Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и внешнее армирование сосредоточено у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, должен производиться в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны $\xi_{Rf} = x/h$, определяемой из соответствующих условий равновесия. Значение ξ_{Rf} не должно превышать относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_f , при которой предельное состояние бетона сжатой зоны наступает не ранее предельного состояния растянутой арматуры.

Значение ξ_f определяют по формуле

$$\xi_f = \frac{0,85 - 0,008R_b}{1 + \frac{\sigma_{fu}}{e_{b,ult}E_f}(0,227 - 0,007R_b)}, \quad (5.5)$$

где $e_{b,ult}$ – предельная деформация бетона, принимаемая по указаниям СП 63.13330.2012.

При выполнении условия $\xi_f \leq \xi_{Rf}$ в дальнейшем расчете используется высота сжатой зоны, определяемая из условий равновесия, в противном случае – $x = \xi_{Rf}h_0$.

5.31 Расчет прямоугольных сечений (рисунок 5.1) усиленных изгибаемых элементов следует производить из условия

$$\begin{aligned} M \leq R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p) + \\ + \sigma_{fu} A_{f1} a_s + \sigma_{fu2} A_{f2} \left(a_s - \frac{d}{2} \right) + 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) \left(a_s - \frac{1}{3}d \right) A_{f2}, \end{aligned} \quad (5.6)$$

где M – изгибающий момент в сечении, возникающий от воздействия нагрузок.

При этом высоту сжатой зоны следует определять по формуле

$$\begin{aligned} R_b b x = R_p A_p + R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) - \\ - 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) A_{f2} - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p. \end{aligned} \quad (5.7)$$

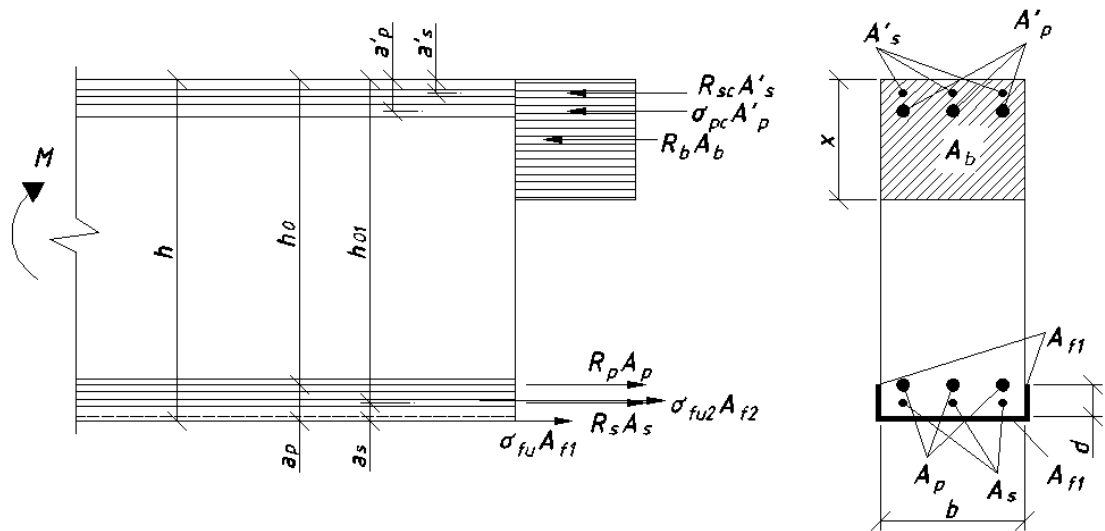


Рисунок 5.1 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, усиленного

полимерными композиционными материалами, при расчете его по прочности

5.32 Расчет тавровых и двутавровых сечений с плитой в сжатой зоне следует производить в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в плите (рисунок 5.2,а), т.е. соблюдается условие

$$R_p A_p + R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) = R_b b'_f x + R_{sc} A'_s + \sigma_{pc} A'_p, \quad (5.8)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b'_f в соответствии с 5.30;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рисунок 5.2,б), т.е. условие (5.7) не соблюдается, расчет должен выполняться из условия

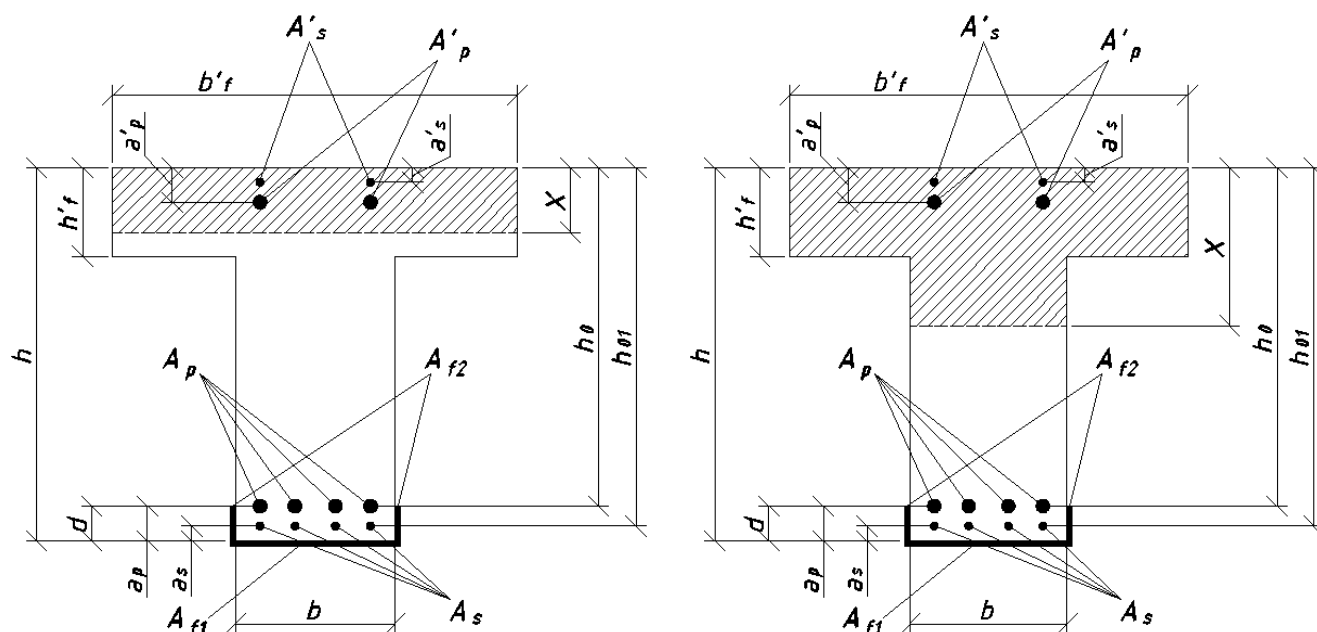
$$\begin{aligned} M \leq & R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + \\ & R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p) + \sigma_{fu} A_{f1} a_s + \\ & + \sigma_{fu2} A_{f2} \left(a_s - \frac{d}{2} \right) + 0,5 (\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) \left(a_s - \frac{1}{3} d \right) A_{f2}, \end{aligned} \quad (5.9)$$

при этом высоту сжатой зоны следует определять по формуле

$$\begin{aligned} R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f = & R_p A_p + R_s A_s + \\ + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) 0,5 (\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) A_{f2} - & R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p \end{aligned} \quad (5.10)$$

а)

б)



а – при расположении границы сжатой зоны в плите; б – то же, в ребре

Рисунок 5.2 – Форма сжатой зоны в сечениях железобетонных элементов, усиленных полимерными композиционными материалами, с плитой в сжатой зоне

При определении положения центра тяжести полимерного композиционного материала его толщиной следует пренебречь ввиду ее малости по сравнению с остальными размерами конструкции, учитываемыми в расчетных формулах.

В формулах 5.5 – 5.9 площадь сжатой арматуры следует учитывать согласно требованиям п. 7.60 СП 35.13330.2011.

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

5.33 Расчет по прочности наклонных сечений усиленных элементов должен производиться на действие поперечной силы между наклонными трещинами и на действие изгибающего момента и поперечной силы по наклонной трещине.

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы

5.34 Полимерный композиционный материал, волокна которого ориентированы параллельно продольной оси элемента при расчете по прочности на действие поперечной силы не учитывают.

5.35 Расчет по прочности сжатого бетона между наклонными трещинами выполняют по п. 7.77 СП 35.13330.2011.

5.36 Расчет наклонных сечений элементов, усиленных полимерными композиционными материалами, на действие поперечной силы (рисунок 5.3) следует производить из условий:

для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$Q \leq \Sigma R_s A_{si} \sin \alpha + \Sigma R_{sw} A_{sw} + Q_b + Q_w^r + \Sigma \sigma_{fu} A_{fu} \sin \varphi + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw}; \quad (5.11)$$

для элементов с напрягаемой арматурой

$$Q \leq \Sigma R_p A_{pi} \sin \alpha + \Sigma R_{pw} A_{pw} + \Sigma R_{sw} A_{sw} + Q_b + Q_w^r + \Sigma \sigma_{fu} A_{fu} \sin \varphi + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw}, \quad (5.12)$$

где $\Sigma R_s A_{si} \sin \alpha$, $\Sigma R_{sw} A_{sw}$ – суммы проекций усилий всей пересекаемой ненапрягаемой (наклонной и нормальной к продольной оси элемента) арматуры;

$\Sigma R_p A_{pi} \sin \alpha$, $\Sigma R_{pw} A_{pw}$ – то же в напрягаемой арматуре;

$\Sigma \sigma_{fu} A_{fu} \sin \varphi$, $\Sigma \sigma_{fu} A_{fw}$ – то же, в полимерном композиционном материале.

Значения поперечного усилия, воспринимаемого горизонтальной арматурой (Q_w^r) и передаваемого в расчете на бетон сжатой зоны над концом наклонного сечения (Q_b) определяют по указаниям п 7.78 СП 35.13330.2011.

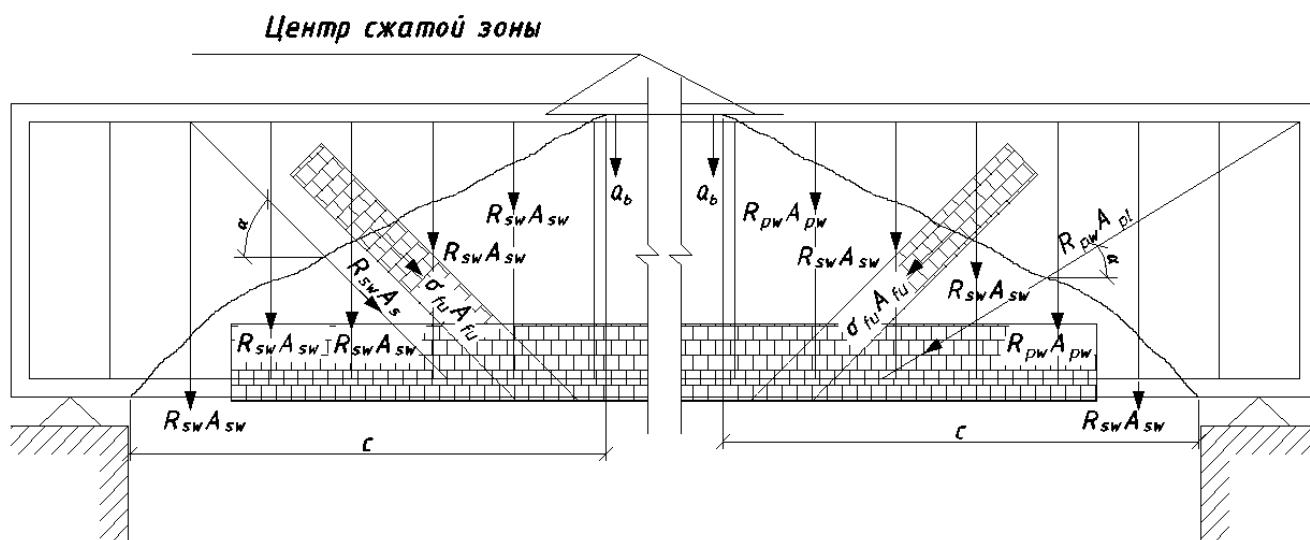


Рисунок 5.3 – Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, усиленного полимерными композиционными материалами, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента

5.37 Расчет наклонных сечений элементов, усиленных полимерными композиционными материалами, на действие изгибающего момента (рисунок 5.4) следует производить, используя условия:

для элементов с ненапрягаемой арматурой:

$$M \leq R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_s A_{si} z_{si} + \sigma_{fu} A_{f1} z_{c1} + \sigma_{fu} A_{f2} z_{c2} + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw} z_{cw} + \Sigma \sigma_{fu} A_{fi} z_{ci}, \quad (5.13)$$

для элементов с напрягаемой арматурой

$$M \leq R_p A_p z_p + \Sigma R_{pw} A_{pw} z_{pw} + \Sigma R_p A_{pi} z_{pi} + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \sigma_{fu} A_{f1} z_{c1} + \sigma_{fu} A_{f2} z_{c2} + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw} z_{cw} + \Sigma \sigma_{fu} A_{fi} z_{ci}, \quad (5.14)$$

где z_{sw} , z_s , z_{si} – расстояния от усилий в ненапрягаемой арматуре до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в сечении, для которого определяется момент;

z_{pw} , z_p , z_{pi} – то же, для напрягаемой арматуры;

z_{c1} , z_{c2} , z_{cw} , z_{ci} – то же для полимерного композиционного материала; остальные обозначения приведены в п.п.7.78 и 7.83 СП 35.13330.2011.

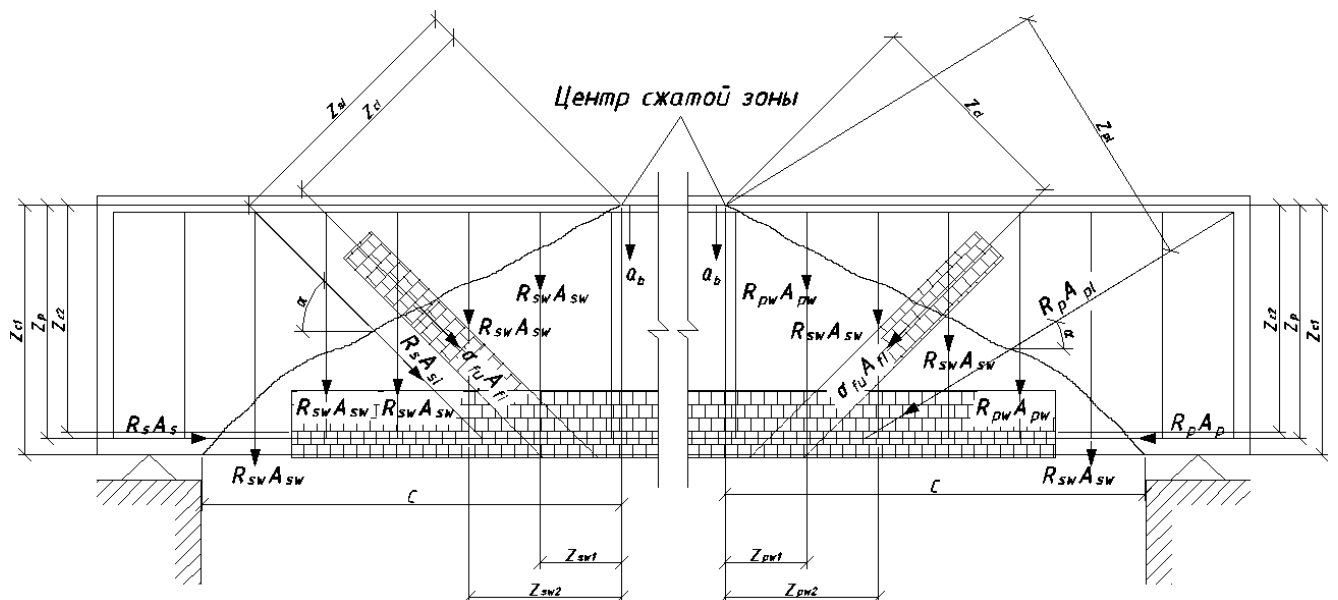


Рисунок 5.4 – Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, усиленного полимерными композиционными материалами, при расчете его по прочности на действие изгибающего момента

Расчет на выносливость

5.38 Расчет на выносливость изгибаемых элементов, усиленных полимерными композиционными материалами, производится по следующим формулам:

а) проверка по бетону

$$\frac{M}{I_{red}^y} \leq m_{b1} R_b, \quad (5.15)$$

б) проверка по арматуре

$$n'e_s \frac{M}{I_{red}^y} (h - x'_f - a_u) \leq m_{as1} R_s, \quad (5.16)$$

В формулах (5.12) и (5.13):

I_{red}^y – момент инерции приведенного усиленного сечения относительно нейтральной оси без учета растянутой зоны бетона с введением отношения n' к площади всей арматуры и площади полимерного композиционного материала;

x'_f – высота сжатой зоны бетона усиленного сечения, определяемая по формулам расчета упругого тела;

e_s – коэффициент, учитывающий перераспределение напряжений между арматурой и композиционным материалом, принимаемый по таблице 5.5.

Значение коэффициента e_s зависит от соотношения площадей поперечного сечения полимерного композиционного материала (A_f) и растянутой рабочей арматуры (A_s).

Таблица 5.5

A_f / A_s	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,50	0,70
e_s	1,000	0,946	0,903	0,866	0,837	0,815	0,799	0,772	0,692

Примечание: Промежуточные значения коэффициента e_s определяются по интерполяции.

Расчет по предельным состояниям второй группы

Расчет по трещиностойкости

5.39 Усиленные полимерными композиционными материалами железобетонные конструкции мостов должны удовлетворять категориям

требований по трещиностойкости, приведенным в таблице 7.24 СП 35.13330.2011, а также рекомендациям п.п. 7.95–7.98 СП 35.13330.2011.

Расчет по образованию трещин

5.40 Расчет по образованию трещин, усиленных полимерными композиционными материалами железобетонных конструкций мостов, следует выполнять соблюдая рекомендациям п.п. 7.99–7.104 СП 35.13330.2011.

5.41 Расчет по образованию нормальных трещин к продольной оси усиленного полимерными композиционными материалами элемента, сводится к ограничению растягивающих напряжений, при этом условие трещиностойкости для стадии нормальной эксплуатации имеет вид

$$\sigma_{bg2} + \sigma_{bp2} + \sigma_v \leq k_2 R_{bt,ser}, \quad (5.17)$$

где σ_{bg2} – напряжения в бетоне от постоянных нагрузок на стадии эксплуатации;

σ_{bp2} – напряжения в бетоне, вызванное усилиями в предварительно напрягаемой арматуре, с учетом всех потерь;

σ_v – напряжения в бетоне от временной нагрузки;

$k_2 R_{bt,ser}$ – предельное значение растягивающих напряжений в бетоне определяемое по таблице 7.24 СП 35.13330.2011 в зависимости от категории требований по трещиностойкости.

Напряжения σ_{bg2} , σ_{bp2} и σ_v определяются по формулам сопротивления упругих материалов. При определении геометрических характеристик расчетных сечений следует учитывать все стадии работы конструкции. В случае включения полимерного композиционного материала в работу в одну из стадий нагружения (на вторую часть постоянных нагрузок, на стадии эксплуатации; на временные нагрузки) при определении напряжений используют I_{red}^y – момент инерции приведенного усиленного сечения относительно нейтральной оси без учета растянутой зоны бетона с введением отношения n' к площади всей арматуры и площади полимерного композиционного материала.

5.42 Расчет по образованию продольных трещин усиленного полимерными композиционными материалами элемента следует выполняется согласно

рекомендациям п.п.7.99-7.104 СП35.13330.2011 без учета работы полимерного композиционного материала. При этом напряжения σ_{bx} в железобетонных конструкциях с ненапрягаемой арматурой ограничиваются значением расчетного сопротивления $R_{b,mc2}$. В обжатой зоне бетона предварительно напряженных конструкций на стадии изготовления, хранения, транспортировки и монтажа эти напряжения не должны превышать $R_{b,mc1}$, а на стадии эксплуатации $R_{b,mc2}$.

Расчет по раскрытию трещин

5.43 Ширину раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси трещин усиленных полимерными композиционными материалами железобетонных элементов, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости 2б, 3а, 3б и 3в, следует определять по формуле:

$$\alpha_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi_f < \Delta_{cr}, \quad (5.18)$$

где σ – растягивающее напряжение, равное для ненапрягаемой арматуры напряжению σ_s в наиболее растянутых (крайних) стержнях, определенное из условия (5.14) с учетом работы полимерного композиционного материала;

E – модуль упругости для ненапрягаемой арматуры E_s ;

ψ_f – коэффициент раскрытия трещин для усиленных полимерными композиционными материалами железобетонных элементов;

Δ_{cr} – предельное значение расчетной ширины раскрытия трещин, см, принимаемое по таблице 7.24 СП 35.1333.2011.

5.44 Коэффициент раскрытия трещин ψ_f усиленных полимерными композиционными материалами железобетонных элементов следует принимать в зависимости от радиуса армирования R_{rf} , см, равными:

0,35 R_{rf} – при усилении полимерными композиционными материалами железобетонных элементов армированных гладкой стержневой арматурой;

1,5 $\sqrt{R_{rf}}$ – при усилении полимерными композиционными материалами железобетонных элементов армированных стержневой арматурой периодического профиля.

5.45 Радиус армирования усиленных полимерными композиционными материалами железобетонных элементов следует определять по формуле

$$R_{rf} = \frac{A_r}{\sum \beta n d_a + \sum \beta_f n_f b_c}, \quad (5.19)$$

где A_r – площадь зоны взаимодействия для нормального сечения, принимаемая ограниченной наружным контуром сечения и радиусом взаимодействия r согласно п.п. 7.109 СП 35.13330.2011, см^2 ;

β – коэффициент, учитывающий степень сцепления арматурных элементов с бетоном согласно таблице 7.26 СП 35.13330.2011;

n – число арматурных элементов с одинаковым номинальным диаметром d ;

d_a – диаметр одного стержня (включая случаи расположения стержней в группах), см ;

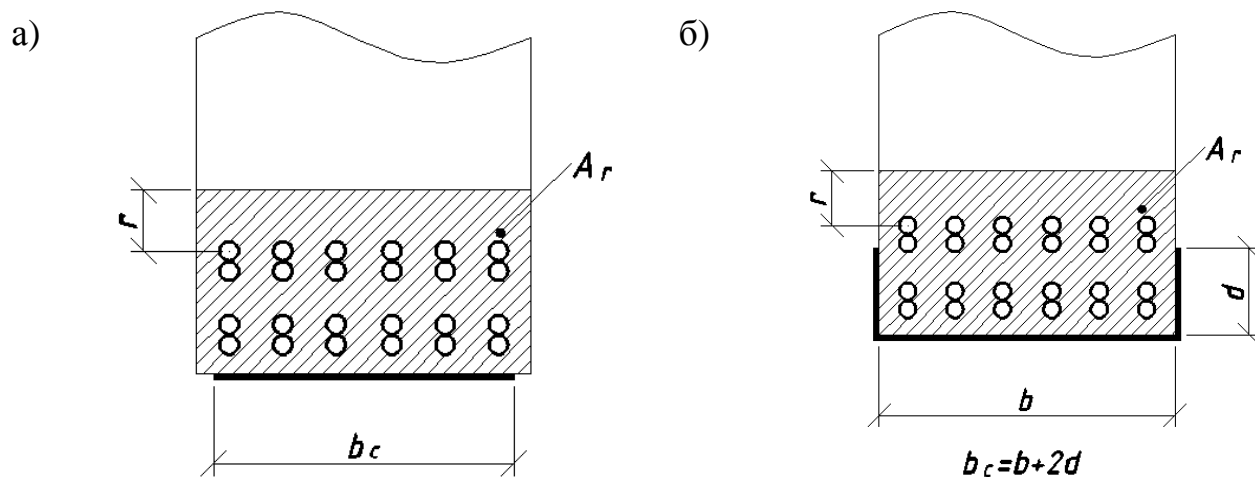
β_f – коэффициент, учитывающий включение в работу последующих слоёв полимерного композиционного материала согласно таблице 5.6;

n_f – число слоёв полимерного композиционного материала;

b_c – ширина полосы полимерного композиционного материала, наклеенного на растянутую грань элемента (учитывая полки при усилении в виде U – образной обоймы), см .

Таблица 5.6

Количество слоёв полимерного композиционного материала	1	2	3	4 и более
β_f	1,0	0,85	0,7	0,5



а – при расположении полимерного композиционного материала не только на растянутой грани; б – при расположении полимерного композиционного материала в виде U-образной обоймы

Рисунок 5.5 – Схема к определению зоны взаимодействия и расчётной ширины полимерного композиционного материала

Определение прогибов и углов поворота

5.46 Прогибы, углы поворота и продольные перемещения, усиленных полимерными композиционными материалами железобетонных конструкций мостов, следует определять согласно рекомендациям п.п. 7.112–7.114 СП 35.13330.2011 без учета работы полимерного композиционного материала.

Конструктивные требования

5.47 Усиление изгибаемых балочных железобетонных конструкций осуществляется наклейкой полимерного композиционного материала на нижнюю поверхность ребра с направлением волокон вдоль оси усиливаемой конструкции с устройством вертикальных либо наклонных закреплений в приопорной зоне. Также возможна наклейка полимерного композиционного материала на нижнюю часть ребра в виде U-образной обоймы, при этом величина заводки на боковую грань при таком способе усиления не допускается более величины a_s или a_p (при наличии напрягаемой арматуры).

5.48 В случае повреждения гидроизоляции плиты балки рекомендуется выполнить ее восстановление прежде, чем выполнять работы по наклейке композиционного материала усиления.

5.49 Нормативная призмная прочность бетонного основания, на которое наклеивают полимерный композиционный материал, на сжатие должна быть не менее 15 МПа. Когезионная прочность основания должна быть не менее 2 МПа. Прочность бетона определяют одним из методов неразрушающего контроля в соответствии с требованиями действующих стандартов.

В случае недостаточной прочности поверхность бетона должна быть перепрофилирована ремонтным составом

5.50 Очистка поверхности должна производиться путем пескоструйной обработки или обработки металлическими щетками с последующей высоконапорной промывкой водой. Обработке подвергается только поверхностный слой бетона до обнажения на поверхности крупного заполнителя.

5.51 Трещины раскрытием менее 1,0 мм должны быть инъецированы низковязким эпоксидным составом при высоком давлении (150-160 бар). Трещины с раскрытием более 1,0 мм должны быть отремонтированы полимерцементным низковязким раствором при низком давлении.

5.52 Перед наклейкой усиливающих элементов бетонное основание должно быть выровнено. Допустимые отклонения от ровности поверхности не должны превышать 5 мм на базе 2 м или 1 мм на базе 0,3 м.

5.53 При обертывании конструкций (устройство хомутов или U-образной обоймы) с наружных углов должна быть снята фаска с катетом 2-3 см или сделано скругление радиусом 2-3 см. На внутренних углах ремонтными смесями должна быть выполнена галтель радиусом не менее 20 см.

5.54 Допустимое значение радиуса загиба при наклейке ламелей заводского изготовления при усилении криволинейной поверхности элементов принимать по данным производителя композиционного материала.

5.55 Максимальное количество слоев усиления ограничивается расчетной силой сцепления с поверхностью основания. Первый слой продольной полосы пластины или холста следует заводить в зону, где действующие усилия не приводят к его отслоению, а каждый последующий слой следует обрезать не ближе 150 мм от обреза предыдущего слоя. Количество слоев приклейки рекомендуется принимать: для пластин – не более трех, холстов – не более 5.

5.56 Для усиления по наклонным сечениям в приопорной зоне могут быть установлены вертикальные, либо наклонные полосы полимерного композиционного материала. Эти полосы наклеиваются поверх продольной накладки нижнего пояса, чтобы обеспечить ее лучшую анкеровку. Вертикальные полосы выполняются из одного куска холста. Наклонные полосы выполняются из двух отрезков холста, стыкуемых по нижней поверхности ребра. Вначале

наклеивается одна половина, осуществляется ее прикатка, после чего производится наклейка противоположенной части. Нахлест осуществляется понизу, на всю ширину ленты.

5.57 Ширину полос внешнего поперечного армирования f_w следует принимать не менее 50мм и не более 250мм, шаг наклейки полос поперечного армирования f_s – не менее f_w и не более меньшего значения из: $h_0/2$; $3f_w$; $f_w + 200$ мм.

Анкеровка материала усиления

5.58 В местах концентрации напряжений – места изменения геометрических размеров или армирования поперечного сечения элемента, изменения ширины или толщины материала усиления – необходимо устраивать закрепление композиционного материала. Закрепление осуществляют заведением материала усиления за точку его теоретического обрыва (сечение, в котором внешний изгибающий момент становится равным предельному без учета материала усиления) или устройством вертикальных или наклонных закреплений.

5.59 Длину заводки композиционного материала за точку теоретического обрыва определяют по формуле:

$$\omega = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5,64 \sqrt{A_f R_s}, \quad (5.20)$$

где Q – поперечная сила в сечении, проходящем через точку теоретического обрыва материала усиления;

q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, равное:

$$q_{sw} = \frac{R_s A_s}{s}. \quad (5.21)$$

5.60 Полимерный композиционный материал по длине наклейки должны выходить за пределы расчетной усиливаемой зоны не менее, чем на 100 мм (зона анкеровки) при прочности бетона основания на сжатие более 25 МПа, и на 150 мм при прочности бетона менее 25 МПа. При многослойной конструкции внешнего

армирования каждый последующий слой должен быть короче предыдущего на длину анкеровки.

5.61 Для ограничения длины распространения отслоения, а также для увеличения анкеровки элементов усиления в концевых зонах целесообразно наряду с продольным армированием устраивать конструктивное поперечное армирование в виде вертикально расположенных полос холста. Расстояние между полосами не должно превышать 2,5 м. При производстве работ по усилению с устройством закреплений следует чередовать наклейку продольных и поперечных слоев таким образом, чтобы каждый последующий продольный слой был перехвачен соответствующей вертикально расположенной полосой.

ПРИЛОЖЕНИЕ В

Предложения во «Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах»

Федеральное агентство железнодорожного транспорта

СИБИРСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ СООБЩЕНИЯ

ПРЕДЛОЖЕНИЯ ВО «ВРЕМЕННОЕ РУКОВОДСТВО ПО
ОПРЕДЕЛЕНИЮ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ МОСТОВЫХ
СООРУЖЕНИЙ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ»

Государственный контракт № 47/181 от 22.02.2013 г.

и дополнительное соглашение №1

(рег. № ФДА 47/152) от 19.03.2014г.

Новосибирск 2014

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	89
1 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	89
2 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ.....	90
3 ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ	90
4 РАСЧЁТ ГРУЗОПОДЪЁМНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ, УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИЦИОННЫМ МАТЕРИАЛОМ.....	92
4.1 Общие требования к расчету	92
4.2 Материалы	93
4.3 Расчёт плиты проезжей части по прочности.....	96
4.4 Расчет плиты проезжей части по выносливости	97
4.5 Расчёт по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента	98
ПРИЛОЖЕНИЕ 1	106
Пример расчета грузоподъемности пролетного строения железобетонного моста усиленного композиционными материалами.....	106

ВВЕДЕНИЕ

Настоящие предложения во «Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах» разработаны с целью внедрения технологии усиления железобетонных пролетных строений мостов композиционными материалами на основе углеродного волокна, а так же повышения уровня эксплуатационных характеристик железобетонных пролётных строений автодорожных мостов.

Предложения содержат рекомендации по определению грузоподъемности железобетонных пролётных строений автодорожных мостов усиленных системами внешнего армирования на основе углеродного волокна.

Применение указанной технологии позволит повысить уровень безопасности людей на сооружениях и сохранности материальных ценностей в соответствии с Федеральным законом от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».

Работа выполнена авторским коллективом ФГБОУ ВПО «Сибирский государственный университет путей сообщения»: д-р техн. наук, проф. *С. А. Бокарев*; канд. техн. наук *А. А. Неровных*; инженеры *П. П. Бардаев*, *К. В. Кобелев*, *В. А. Слепец*, *А. И. Служаев*.

1 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящих предложениях использованы ссылки на следующие нормативные документы:

ОДН 218.0.032-2003	Временное руководство по определению грузоподъемности мостовых сооружений на автомобильных дорогах
ГОСТ 25.601-80	Методы механических испытаний композиционных материалов с полимерной матрицей (композитов). Метод испытания плоских образцов на растяжение при нормальной, повышенной и пониженной температурах.
СП 35.13330.2011	Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84*

2 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Холст – тканый материал на основе углеродных волокон, предназначенный для восстановления и увеличения несущей способности конструкции (в других документах могут использоваться термины «ткань», «полотно», «лента»).

Пластина – материал, представляющий собой углеродные волокна, объединенные полимерной матрицей, предназначенный для восстановления и увеличения несущей способности конструкции (в других документах могут использоваться термины «ламинат», «ламель»).

Грузоподъемность - наибольшая масса (класс) транспортного средства определенного вида, которая может быть безопасно пропущена в транспортном потоке или одиночном порядке по сооружению с учетом его фактического состояния.

Несущая способность - предельные усилия, которые могут быть восприняты сечением элемента до достижения предельного состояния.

3 ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

Прочностные и деформативные характеристики материалов:

R_b – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;

R_s – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры растяжению;

R_{sc} – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры сжатию;

R_p – расчетное сопротивление напрягаемой арматуры растяжению;

σ_{pc} – вводимое в расчет остаточное напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой зоне ($\sigma_{pc} = R_{pc} - \sigma_{pc1}$);

R_{ft} – расчетное сопротивление полимерных композиционных материалов растяжению при расчете по предельным состояниям первой группы;

$R_{f,ser}$ – расчетное сопротивление полимерных композиционных материалов растяжению при расчете по предельным состояниям второй группы;

E_{ft} – расчетное значение модуля упругости полимерных композиционных материалов;

σ_{fu} – растягивающее напряжение в полимерном композиционном

материале, расположенном на растянутой (нижней) грани элемента;

σ_{fu2} – растягивающее напряжение в полимерном композиционном материале, расположенном на боковых гранях элемента.

Геометрические характеристики

h – высота сечения;

h_0 – рабочая высота сечения;

h'_f – приведенная высота сжатого пояса сечения;

x – высота сжатой зоны бетона;

b'_f – ширина сжатого пояса сечения;

b – ширина прямоугольного сечения, стенки ребра таврового, двутаврового и коробчатого сечений;

a_s – расстояние от растянутой грани сечения до центра тяжести растянутой рабочей арматуры;

a'_s – расстояние от сжатой грани сечения до центра тяжести сжатой рабочей арматуры;

A_s – площадь поперечного сечения всех стержней растянутой ненапрягаемой рабочей арматуры;

A'_s – площадь поперечного сечения всех стержней сжатой ненапрягаемой рабочей арматуры;

A_p – площадь поперечного сечения всех стержней растянутой напрягаемой рабочей арматуры;

A'_p – площадь поперечного сечения всех стержней сжатой напрягаемой рабочей арматуры;

c – длина проекции наклонного сечения элемента на его продольную ось;

s – шаг хомутов в пределах рассматриваемого наклонного сечения;

t_c – толщина полимерного композиционного материала;

d – высота заведения полимерных композиционных материалов на боковые грани элемента;

A_{f1} – площадь поперечного сечения полимерного композиционного материала, расположенного на растянутой грани элемента;

A_{f2} – площадь поперечного сечения полимерного композиционного материала, расположенного на боковых гранях элемента.

4 РАСЧЁТ ГРУЗОПОДЪЁМНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЁТНЫХ СТРОЕНИЙ, УСИЛЕННЫХ КОМПОЗИЦИОННЫМ МАТЕРИАЛОМ

4.1 Общие требования к расчету

Грузоподъемность пролетных строений следует определять по методике, изложенной в ОДН 218.0.032-2003, с учетом изменения напряженно-деформированного состояния, вызванного включением композиционного материала внешнего армирования в совместную работу с основным материалом пролетного строения.

Грузоподъемность пролетных строений, усиленных системой внешнего армирования, следует определять на основе расчета балок в следующих расчетных сечениях:

- в середине пролета;
- имеющих отгибы или обрывы стержней рабочей арматуры, обрывы композиционного материала внешнего армирования;
- имеющих резкое изменение геометрических размеров ригеля;
- имеющих дефекты, которые влияют на грузоподъемность конструкции.

Учет влияния дефектов пролетного строения на грузоподъемность главных балок осуществляется в соответствии с требованиями раздела ОДН 218.0.032-2003.

Класс элемента по грузоподъемности K определяется по формулам:

$$\text{по схеме АК:} \quad K = \frac{[S]_{\text{врем}}^{\text{расч}}}{S_{\text{А1}}^{\text{расч}}}, \quad (4.1)$$

$$\text{по схеме НК:} \quad K = \frac{[S]_{\text{врем}}^{\text{расч}}}{S_{\text{Н1}}^{\text{расч}}}, \quad (4.2)$$

где $[S]_{\text{врем}}^{\text{расч}}$ – допустимое значение расчетных усилий от временной нагрузки определяемое по методике ОДН 218.0.032-2003; $S_{\text{А1}}^{\text{расч}}$ – расчётное усилие в элементе от воздействия нагрузки схемы АК при $K = 1$, определяемое согласно требованиям СП 35.13330.2011; $S_{\text{Н1}}^{\text{расч}}$ – расчётное усилие в элементе от воздействия нагрузки схемы НК при $K = 1$, определяемое согласно требованиям СП 35.13330.2011.

4.2 Материалы

Основным прочностным показателем полимерного композиционного материала является класс по прочности на растяжение. Класс полимерного композиционного материала отвечает гарантированному (браковочному) значению физического предела прочности, устанавливаемому в соответствии с требованиями государственных стандартов или технических условий на полимерные композиционные материалы.

При определении несущей способности усиленного сечения следует рассматривать предельное состояние, при котором все элементы в нормальном сечении достигли своего предела прочности за исключением материала внешнего армирования. Предельные напряжения в полимерном композиционном материале внешнего армирования, ограничивающие возможное разрушение бетонного основания и возможное отслоение материала усиления по контакту клей-бетон, следует определять по формулам:

$$\sigma_{fu} = k_s \sqrt{\frac{R_b \cdot E_f \cdot b_f}{\Sigma t_f}} \leq 0,9 R_{ft}, \quad (4.3)$$

$$\sigma_{fu2} = \sigma_{fu} \frac{h - d - x}{h - x}, \quad (4.4)$$

где b_f – единичная ширина полосы материала усиления, $b_f = 1$ мм;

k_s – коэффициент учитывающий тип конструкции внешнего армирования;

R_{ft} – расчетное сопротивление композиционного материала.

Значение коэффициента k_s следует принимать в зависимости от типа полимерного композиционного материала и схемы его наклеивания на усиливаемый элемент по таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Коэффициент k_s

Тип полимерного композиционного материала и схема его наклеивания	k_s
Холст на нижней грани без закреплений	0,42
Холст на нижней грани с вертикальными или наклонными закреплениями по концам	0,49
Холст на нижней грани с несколькими закреплениями по всей длине или заведенный за место теоретического обрыва более чем на 3 расчетных длины заводки	0,63
Холст в виде U-образной обоймы без закреплений	0,60
Холст в виде U-образной обоймы с вертикальными или наклонными закреплениями	0,72
Пластины с закреплением холстом в виде вертикальных лент или U-образной обоймы	0,90

Расчетные сопротивления растяжению полимерного композиционного материала (R_f и R_{fser}), а также расчетное значение модуля упругости полимерного композиционного материала (E_f), следует принимать по таблицам 4.2 - 4.4 в зависимости от типа и класса используемого материала.

Таблица 4.2 – Расчетные характеристики холстов

Тип холста	Условное обозначение	Классы холстов					
		С 2000	С 2200	С 2400	С 2600	С 2800	С 3000
HM	R_{ft} , МПа	1200	1300	1400	1600	-	-
	R_{fser} , МПа	2000	2170	2330	2670	-	-
	E_{fb} , ГПа	640	390	380	370	-	-
ASM	R_{ft} , МПа	1200	1300	1400	1600	1700	1800
	R_{fser} , МПа	2000	2170	2330	2670	2830	3000

Таблица 4.3 – Расчетные характеристики холстов

Тип холста	Условное обозначение	Классы холстов							
		С 3200	С 3400	С 3600	С 3800	С 4000	С 4200	С 4400	С 4600
HS	R_{ft} , МПа	1900	2000	2200	2300	2400	2500	2600	2800
	R_{fser} , МПа	3170	3330	3670	3830	4000	3170	4330	4670

Для холстов типа ASM и HS расчетное значение модуля упругости равно $E_f = 230$ ГПа.

Таблица 4.4 – Расчетные характеристики пластин

Тип ламели	Условное обозначение	Классы пластин								
		С1400	С1600	С1800	С 2000	С2200	С2400	С2600	С2800	С3000
Все типы	R_{ft} , МПа	970	1110	1250	1390	1530	1670	1800	1950	2080
	R_{fser} , МПа	1390	1600	1800	2000	2200	2400	2590	2800	2990
HM	E_{fb} , ГПа	350	330	310	290	270	250	-	-	-
ASM		-	-	-	140	160	180	200	-	-
HS		-	-	-	-	-	-	-	-	150

Если нет достоверных данных о классе композиционного материала, использованного для усиления пролетного строения, то допускается определять значение расчетного сопротивления полимерного композиционного материала растяжению по результатам испытаний образцов этого материала или с использованием значения сопротивления растяжению углеродного волокна, предоставленного производителем.

Расчетное сопротивление полимерного композиционного материала растяжению определяют по формуле:

$$R_{ft} = \gamma_{f1} \frac{C_f R_f}{\gamma_{f2}}, \quad (4.5)$$

где γ_{f1} – коэффициент надежности по назначению, принимаемый для автодорожных мостов равным 0,9;

γ_{f2} – коэффициент надежности по материалу, принимаемый для холстов равным 1,2, для пластин – 1,1;

C_f – коэффициент условий работы, принимаемый для холстов равным 0,8, для пластин – 0,85;

R_f – нормативное сопротивление полимерного композиционного материала растяжению, определяемое с обеспеченностью 0,95.

В качестве среднего значения (R'_f) сопротивления полимерного композиционного материала растяжению принимают значение, полученное по результатам испытаний материала, проведенных в соответствии с требованиями ГОСТ 25.601-80. Если испытания материала не проводились, то допускается принимать $R'_f = 0,65R_{carb}$, где R_{carb} – сопротивление растяжению углеродного волокна, заявленное производителем.

Расчетное значение модуля упругости композиционных материалов E_{ft} принимается равным его нормативному значению E_f , определенному с обеспеченностью 0,95.

Коэффициент n'_f (условное соотношение модулей упругости композиционного материала и бетона с учетом виброползучести), используемый в расчетах усиленных элементов с ненапрягаемой арматурой на выносливость, принимается в зависимости от фактической прочности бетона в конструкции по таблице 4.5.

Таблица 4.5 – Коэффициент n'_f

R, МПа	20,0 и менее	30,0	40,0	50,0	60,0
n'_f	25	20	15	12	10

Расчетные характеристики бетона и арматуры, используемые в расчетах грузоподъемности, принимаются согласно указаниям ОДН 218.0.032-2003.

4.3 Расчёт плиты проезжей части по прочности

Предельный изгибающий момент для неусиленного сечения плиты при $\xi = x/h_0 \leq \xi_y$ следует определять по формуле:

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s), \quad (4.6)$$

при этом высоту сжатой зоны следует определять по формуле:

$$R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A'_s. \quad (4.7)$$

При симметричном армировании плиты, когда в расчётах по формуле (4.7) $x = 0$, расчеты по формулам (4.6) и (4.7) следует производить без учёта сжатой арматуры, т.е. принимая $A'_s = 0$. Неусиленное расчетное сечение плиты показано на рисунке 4.1.

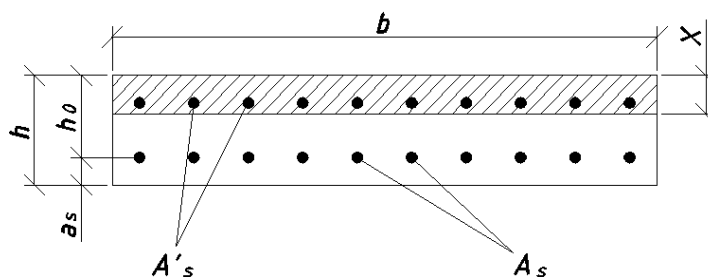


Рисунок 4.1 – Расчётное сечение неусиленной плиты

При определении несущей способности усиленного сечения плиты следует рассматривать предельное состояние, при котором все элементы в нормальном сечении достигли своего предела прочности за исключением материала усиления. Предельные напряжения в материале усиления, ограничивающие возможное разрушение бетонного основания и возможное отслоение материала усиления по контакту клей-бетон, следует определять согласно п. 4.2.

Расчёт усиленных сечений следует производить по формуле:

$$M^y = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{fu} A_{fu} a_s, \quad (4.8)$$

при этом высоту сжатой зоны следует определять по формуле:

$$R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A'_s + \sigma_{fu} A_{fu}. \quad (4.9)$$

Усиленное расчетное сечение плиты показано на рисунке 4.2.

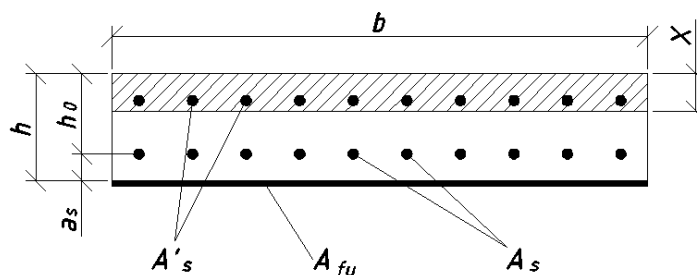


Рисунок 4.2 Расчётное сечение усиленной плиты

Следует учитывать, что координаты слоя внешнего армирования, наносимого на нижнюю грань усиливаемой конструкции, по высоте, из-за его малой толщины, принимаются равными координатам крайних растянутых волокон бетона.

Предельное значение изгибающего момента, который может воспринять нормальное сечение плиты после усиления без разгрузки от собственного веса, определяется по п. 4.5.

4.4 Расчет плиты проезжей части по выносливости

Предельный изгибающий момент для неусиленного сечения определяется по формулам:

- по выносливости бетона

$$M = \frac{m_{b1} R_b I_{red}}{x'}; \quad (4.10)$$

- по выносливости арматуры

$$M = \frac{m_{as1} R_s I_{red}}{n'(h - x' - a_u)}. \quad (4.11)$$

Момент инерции приведенного не усиленного сечения следует определять по формуле:

$$I_{red} = \frac{b(x')^3}{3} + n'A_s(h_0 - x')^2 + n'A'_s(x' - a'_s)^2, \quad (4.12)$$

где x' - высота сжатой зоны сечения определяемая по формуле:

$$x' = -s + \sqrt{s^2 + r}; \quad (4.13)$$

$$s = \frac{n'(A_s + A'_s)}{b}; \quad (4.14)$$

$$r = \frac{2n'(A_s h_0 + A'_s a'_s)}{b}. \quad (4.15)$$

Предельный изгибающий момент для усиленного сечения определяется по формулам:

- по выносливости бетона

$$M^y = \frac{m_{b1} R_b I_{red}^y}{x'_y}; \quad (4.16)$$

- по выносливости арматуры

$$M = \frac{m_{as1} R_s I_{red}^V}{e_s n' (h - x'_y - a_u)}. \quad (4.17)$$

где e_s – коэффициент, учитывающий перераспределение напряжений между растянутой арматурой и материалом усиления, определяемый по таблице 4.6 в зависимости от отношения площадей поперечного сечения материала усиления (A_f) и растянутой арматуры (A_s).

Таблица 4.6 – Коэффициент перераспределения напряжений

A_f / A_s	0,00	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,50	0,70
e_s	1,000	0,946	0,903	0,866	0,837	0,815	0,799	0,772	0,692

Примечание: Промежуточные значения коэффициента e_s определяются по интерполяции.

Момент инерции приведенного усиленного сечения следует определять по формуле:

$$I_{red} = \frac{b(x'_y)^3}{3} + n' A_s (h_0 - x'_y)^2 + n' A'_s (x'_y - a'_s)^2 + n'_f A'_f A'_{fu} (h_0 - x'_y + a'_s)^2, \quad (4.18)$$

где x'_{fu} – высота сжатой зоны сечения определяемая по формуле (1.36) при:

$$s = \frac{n' (A_s + A'_s) + n'_f A'_f A'_{fu}}{b}; \quad (4.19)$$

$$r = \frac{2n' (A_s h_0 + A'_s a'_s) + 2n'_f A'_f A'_{fu} + (h_0 - x'_y + a'_s)^2}{b}. \quad (4.20)$$

Предельное значение изгибающего момента, который может воспринять нормальное сечение плиты после усиления без разгрузки от собственного веса, определяется по п. 4.5.

4.5 Расчёт по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

Расчёт тавровых, двутавровых и коробчатых сечений с плитой в сжатой зоне при $\zeta = x/h_0 \leq \zeta_y$ следует производить в зависимости от положения границы сжатой зоны:

- если граница сжатой зоны проходит в плите (рисунок 4.1,а), т.е. соблюдается условие:

$$R_p A_p + R_s A_s = R_b b'_f x + R_{sc} A'_s + \sigma_{pc} A'_p, \quad (4.21)$$

расчёт несущей способности неусиленного сечения выполняется по формуле:

$$M = R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (4.22)$$

при этом высоту сжатой зоны следует определять по формуле:

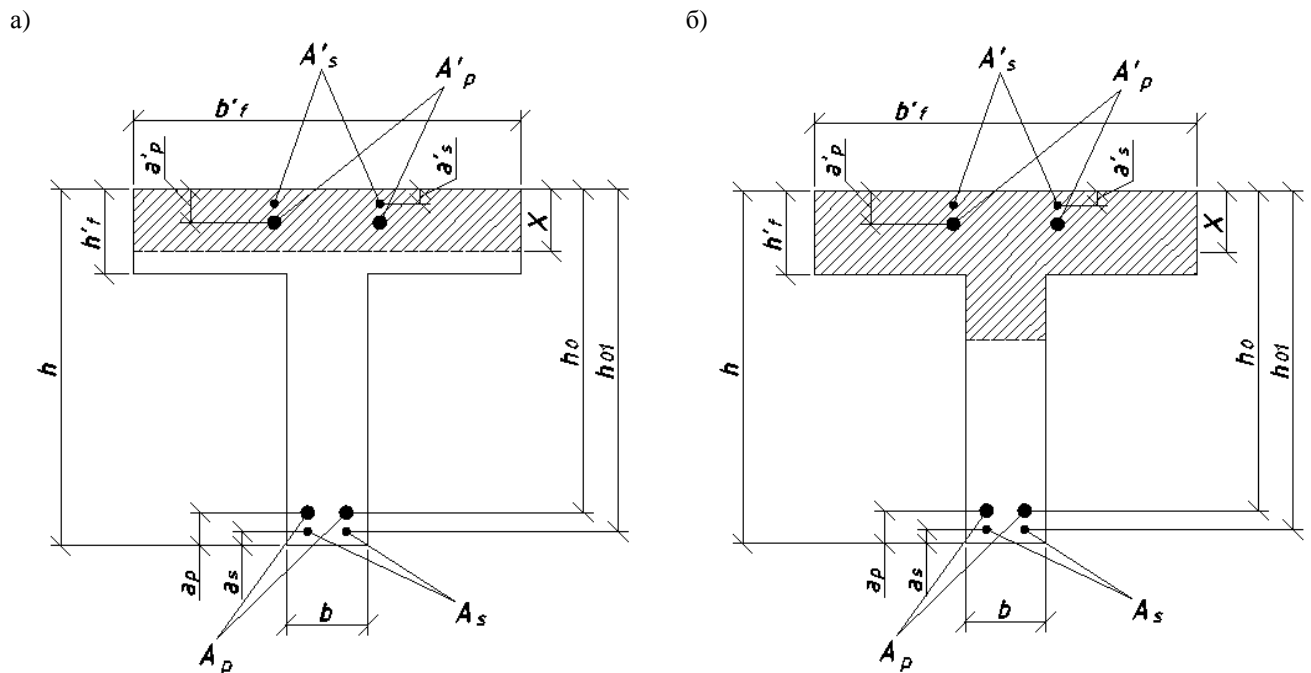
$$R_b b x = R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p \quad (4.23)$$

- если граница сжатой зоны проходит в ребре (рисунок 4.3,б), т.е. условие (4.21) не соблюдается, расчёт несущей способности неусиленного сечения выполняется по формуле:

$$M = R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s), \quad (4.24)$$

при этом высоту сжатой зоны следует определять по формуле:

$$R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f = R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p \quad (4.25)$$



а – при расположении границы сжатой зоны в плите б – то же, в ребре

Рисунок 4.3 – Расчётное сечение неусиленной балки

Расчёт усиленных сечений с плитой в сжатой зоне следует производить в зависимости от положения границы сжатой зоны:

- если граница сжатой зоны проходит в плите (рисунок 4.4,а), т.е. соблюдается условие:

$$R_p A_p + R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) = R_b b'_f x + R_{sc} A'_s + \sigma_{pc} A'_p, \quad (4.26)$$

расчёт несущей способности усиленного сечения выполняют по формуле:

$$M^y = R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p) + \sigma_{fu} A_{f1} a_s + \sigma_{fu2} A_{f2} \left(a_s - \frac{d}{2} \right) + 0,5 (\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) \left(a_s - \frac{1}{3} d \right) A_{f2}, \quad (4.27)$$

при этом высоту сжатой зоны следует определять по формуле:

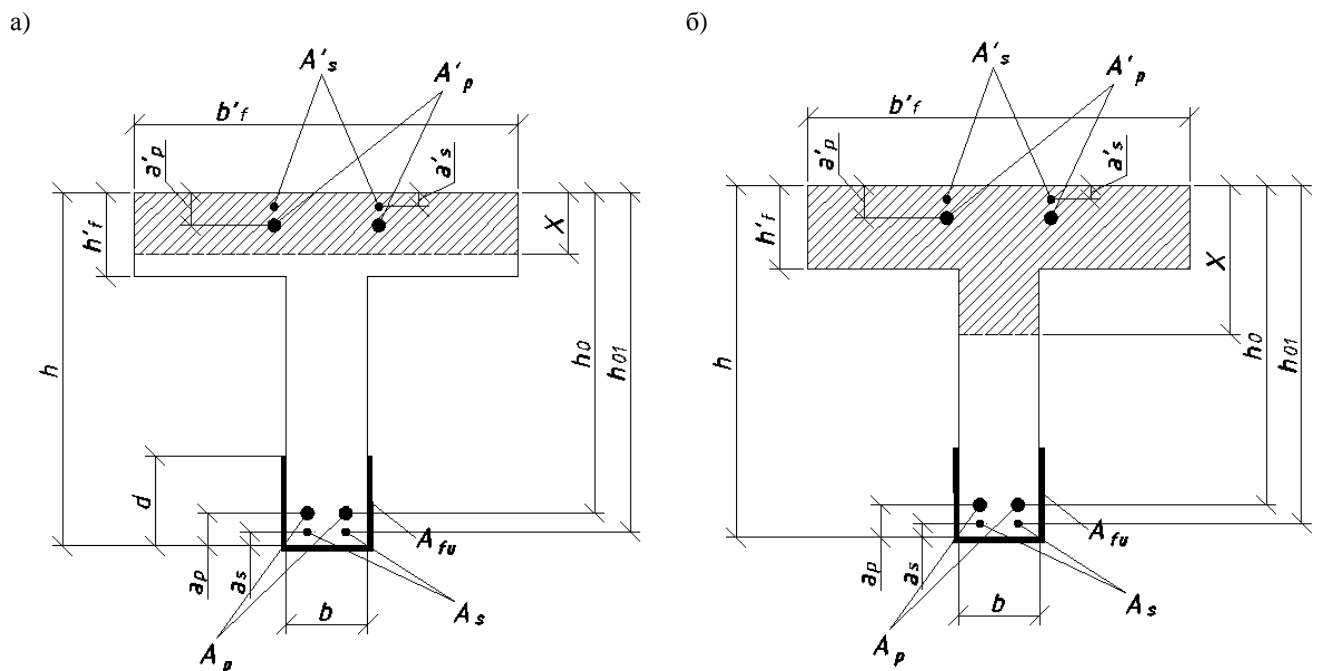
$$R_b b x = R_p A_p + R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) - 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) A_{f2} - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p. \quad (4.28)$$

- если граница сжатой зоны проходит в ребре (рисунок 4.2,б) расчёт несущей способности усиленного сечения выполняют по формуле:

$$M^y = R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p) + \sigma_{fu} A_{f1} a_s + \sigma_{fu2} A_{f2} \left(a_s - \frac{d}{2}\right) + 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) \left(a_s - \frac{1}{3}d\right) A_{f2}, \quad (4.29)$$

при этом высоту сжатой зоны следует определять по формуле:

$$R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f = R_p A_p + R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) A_{f2} - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p. \quad (4.30)$$



а – при расположении границы сжатой зоны в плите б – то же, в ребре

Рисунок 4.2 – Расчётное сечение усиленной балки

Следует учитывать, что координаты слоя внешнего армирования, наносимого на нижнюю грань усиливаемой конструкции, по высоте, из-за его малой толщины, принимаются равными координатам крайних растянутых волокон бетона. При отсутствии материала усиления на боковых гранях балки площадь A_{f2} принимать равной нулю.

В формулах 4.21 – 4.30 площадь сжатой арматуры следует учитывать согласно требованиям п. 7.60 СП 35.13330.2011.

Предельное значение изгибающего момента, который может воспринять нормальное сечение балки после усиления без разгрузки от собственного веса, определяется по формуле:

$$[M]_{пред}^Y = M + (M^Y - M) \frac{(M - M^P - M^K)}{M}, \quad (4.31)$$

где M^K – момент, возникающий от действия обращающихся нагрузок;

M^P – момент, возникающий от действия постоянных нагрузок.

В случае усиления с разгрузкой от собственного веса $[M]_{пред}^Y = M^Y$.

Расчет на действие поперечной силы

При определении предельной поперечной силы в усиленном сечении горизонтальная арматура и композиционный материал, расположенный на нижней грани не учитываются.

При расчете грузоподъемности балки необходимо проверить сечение, начинающееся от края опорной части (сечение 1), а в случае резкого изменения толщины стенки дополнительно проверить сечения, заканчивающееся у места изменения толщины стенки (сечение 2) и начинающееся от него (сечение 3). Расположение расчетных сечений показано на рисунке 4.4.

Предельную поперечную силу в неусиленном наклонном сечении следует определять по формулам:

- для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$Q = 0,8 \Sigma R_s A_{si} \sin \alpha + \frac{0,8 \Sigma R_{sw} A_{sw} c}{s} + Q_b, \quad (4.32)$$

- для элементов с напрягаемой арматурой

$$Q = 0,8 \Sigma R_p A_{pi} \sin \alpha + 0,8 \Sigma R_{pw} A_{pw} + \frac{0,8 \Sigma R_{sw} A_{sw} c}{s} + Q_b, \quad (4.33)$$

где $\Sigma R_s A_{si}$ – сумма проекций усилий всей пересекаемой ненапрягаемой арматуры, наклонной, наклонной к продольной оси элемента, на длине проекции наклонного сечения;

$\Sigma R_p A_{pi}$ – то же, для напрягаемой арматуры;

$\Sigma R_{sw} A_{sw}$ – сумма проекций усилий всей пересекаемой ненапрягаемой арматуры, нормальной, наклонной к продольной оси элемента, на длине проекции наклонного сечения;

$\Sigma R_{pw} A_{pw}$ – то же, для напрягаемой арматуры;

Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном;

s – шаг хомутов.

Поперечное усилие Q_b , передаваемое на бетон сжатой зоны, определяют по формуле:

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \leq 1,3R_{bt}bh_0, \quad (4.34)$$

где R_{bt} – расчётное сопротивление бетона растяжению.

На участках длиной $2h_0$ от опорного сечения необходимо выполнить проверку наклонных сечений с углом наклона к опорному (вертикальному) сечению 45° . Если толщина стенки, шаг и состав сечения хомутов постоянны по длине балки или изменяются плавно, проверяется одно наклонное сечение, длина проекции которого:

$$c = \sqrt{\frac{2,5R_{bt}bh_0^2s}{R_s\Sigma A_{sw}}} \leq 1,3R_{bt}bh_0, \quad (4.35)$$

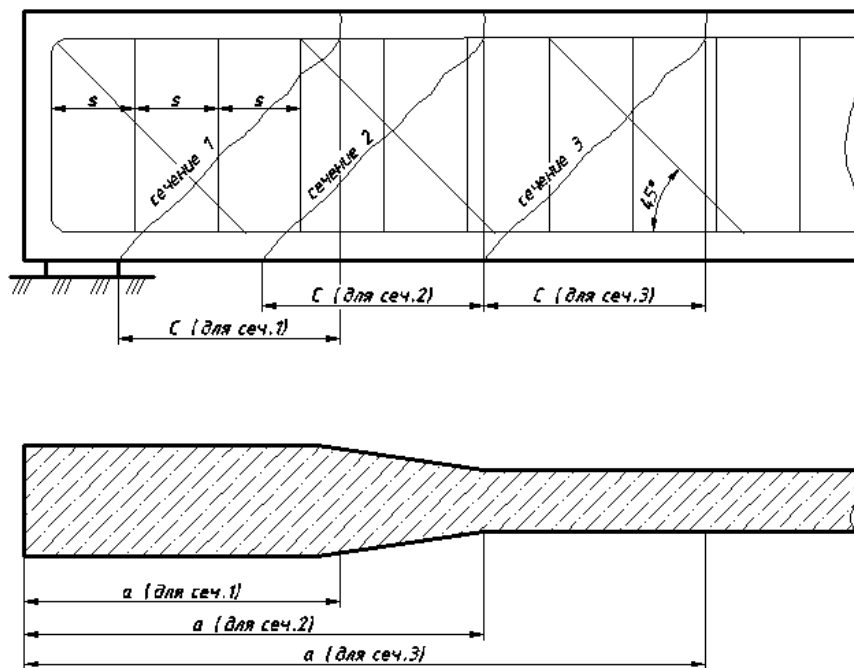


Рисунок 4.4 – Схема расположения расчетных сечений

Предельную поперечную силу в усиленном наклонном сечении следует определять по формулам:

- для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$Q = 0,8\Sigma R_s A_{si} \sin\alpha + \frac{0,8\Sigma R_{sw} A_{sw} c}{s} + Q_b + \Sigma \sigma_{fu} A_{fu} \sin\varphi + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw}, \quad (4.36)$$

- для элементов с напрягаемой арматурой

$$Q = 0,8\Sigma R_p A_{pi} \sin\alpha + 0,8\Sigma R_{pw} A_{pw} + \frac{0,8\Sigma R_{sw} A_{sw} c}{s} + Q_b + \Sigma \sigma_{fu} A_{fu} \sin\varphi + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw}, \quad (4.37)$$

где $\Sigma R_s A_{si} \sin\alpha$, $\Sigma R_{sw} A_{sw}$ – суммы проекций усилий всей пересекаемой ненапрягаемой (наклонной и нормальной к продольной оси элемента) арматуры;

$\Sigma R_p A_{pi} \sin\alpha$, $\Sigma R_{pw} A_{pw}$ – то же в напрягаемой арматуре;

$\Sigma \sigma_{fu} A_{fu} \sin\varphi$, $\Sigma \sigma_{fu} A_{fw}$ – то же, в полимерном композиционном материале.

Схема к определению несущей способности наклонного сечения на действие поперечной силы показана на рисунке 4.5.

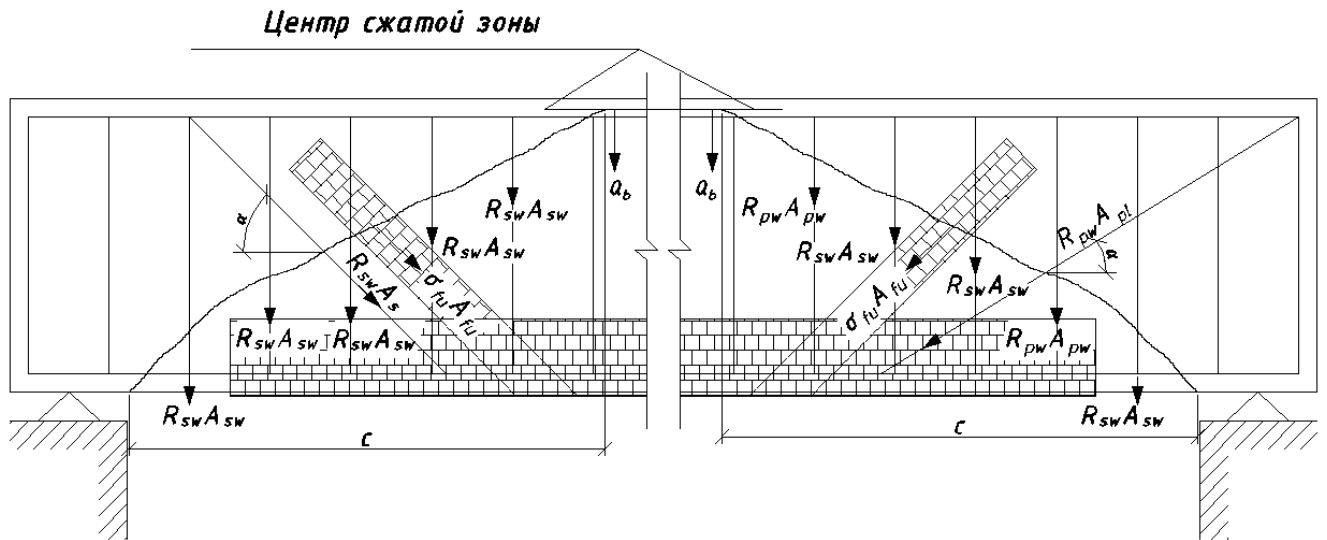


Рисунок 4.5 – Схема к определению несущей способности наклонного усиленного сечения на действие поперечной силы

Предельное значение поперечной силы, которую может воспринять наклонное сечение балки после усиления без разгрузки от собственного веса, определяется по формуле:

$$[Q]_{пред}^y = Q + (Q^y - Q) \frac{(Q - Q^K - Q^P)}{Q}, \quad (4.38)$$

где Q^K – поперечная сила, возникающая от действия обращающихся нагрузок;

Q^P – поперечная сила, возникающая от действия постоянных нагрузок.

В случае усиления с разгрузкой от собственного веса $[Q]_{пред}^y = Q^y$.

Расчет на действие изгибающего момента

Предельный изгибающий момент в неусиленном наклонном сечении следует определять по формулам:

- для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$M = R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_s A_{si} z_{si}, \quad (4.39)$$

- для элементов с напрягаемой арматурой

$$M = R_p A_p z_p + \Sigma R_{pw} A_{pw} z_{pw} + \Sigma R_p A_{pi} z_{pi} + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw}, \quad (4.40)$$

где z_{sw} , z_s , z_{si} – расстояния от усилий в ненапрягаемой арматуре до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в сечении, для которого определяется момент;

z_{pw} , z_p , z_{pi} – то же, для напрягаемой арматуры.

Предельный изгибающий момент в усиленном наклонном сечении следует определять по формулам:

- для элементов с ненапрягаемой арматурой

$$M \leq R_s A_s z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \Sigma R_s A_{si} z_{si} + \sigma_{fu} A_{f1} z_{c1} + \sigma_{fu} A_{f2} z_{c2} + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw} z_{cw} + \Sigma \sigma_{fu} A_{fi} z_{ci}, \quad (4.41)$$

- для элементов с напрягаемой арматурой

$$M \leq R_p A_p z_p + \Sigma R_{pw} A_{pw} z_{pw} + \Sigma R_p A_{pi} z_{pi} + \Sigma R_{sw} A_{sw} z_{sw} + \sigma_{fu} A_{f1} z_{c1} + \sigma_{fu} A_{f2} z_{c2} + \Sigma \sigma_{fu} A_{fw} z_{cw} + \Sigma \sigma_{fu} A_{fi} z_{ci}, \quad (4.42)$$

где z_{c1} , z_{c2} , z_{cw} , z_{ci} – расстояния от усилий в полимерном композиционном материале до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне бетона в сечении, для которого определяется момент;

Схема к определению несущей способности наклонного сечения на действие изгибающего момента показана на рисунке 4.6.

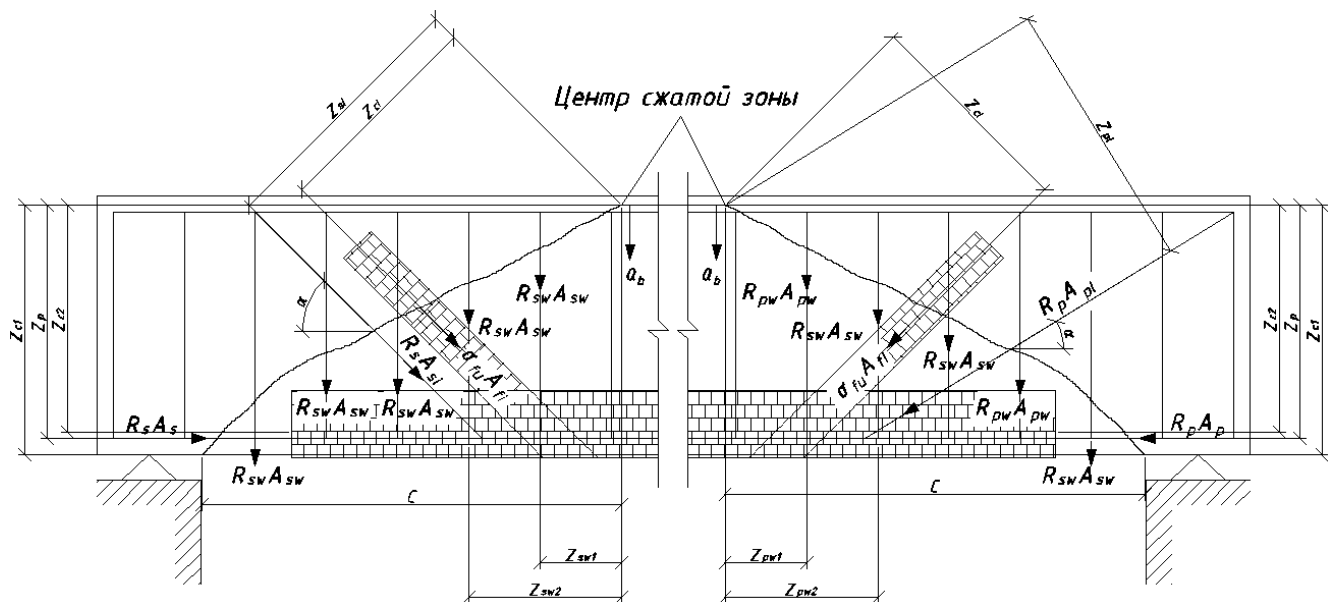


Рисунок 4.6 – Схема к определению несущей способности наклонного усиленного сечения на действие поперечной силы

Предельное значение изгибающего момента, который может воспринять наклонное сечение балки после усиления без разгрузки от собственного веса, определяется по формуле:

$$[M]_{пред}^V = M + (M^V - M) \frac{(M - M^K - M^P)}{M}, \quad (4.43)$$

где M^K – момент, возникающий от действия обращающихся нагрузок
 M^P – момент, возникающий от действия постоянных нагрузок.

В случае усиления с разгрузкой от собственного веса $[M]_{пред}^V = M^V$.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

(рекомендованное)

Пример расчета грузоподъемности пролетного строения железобетонного моста усиленного композиционными материалами

Расчет грузоподъемности пролетного строения усиленного композиционными материалами

В соответствии с результатами изучения проекта усиления пролетного строения, а так же пролетного строения были получены данные о прочностных характеристиках материала усиления, бетона и арматуры балок пролетного строения.

Пролетное строение усилено на восприятие изгибающего момента в середине пролета путем наклейки на нижний пояс и боковые грани главной балки композиционного материала класса С4200 в виде U-образной обоймы с высотой полок 60 мм. Длина наклейки холста – 3,80 м в середине балки. Расчетные характеристики материалов приведены в таблице 1.

Таблица 1 – Расчетные характеристики
материалов

Тип и наименование материала	Толщина, мм	Прочность при растяжении, МПа	Модуль упругости при растяжении, ГПа
Холст FibARM Tape 530/300	0,294	2580	218
Бетон	-	14,43	-
Арматура	-	247,78	-

На рисунке П1.1 представлена расчетная схема нормального сечения балки, усиленной композиционным материалом.

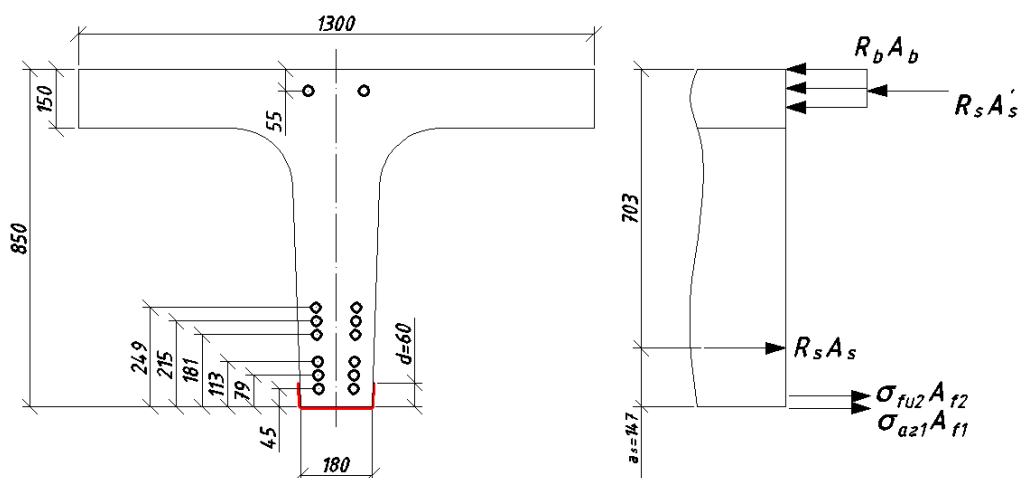


Рисунок П1.1 – Расчетная схема нормального сечения усиленной балки

Высота сжатой зоны определяется по формуле:

$$x = \frac{R_s A_s + \sigma_{fu} (A_{f1} + A_{f2}) + 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) A_{f2} - R_{sc} A'_s}{R_b b_f} \quad (\text{П1.1})$$

Уровень напряжений в материале усиления, расположенном на нижней грани балок определяется по формулам:

$$\sigma_{fu} = k_s \sqrt{\frac{R_b E_f b_f}{\sum t_f}} \leq 0,9 R_{ft}, \quad (\text{П1.2})$$

$$\sigma_{fu.2} = \sigma_{fu} \frac{h - d - x}{h - x}, \quad (\text{П1.3})$$

Для холста FibARM Таре 530/300:

$$\sigma_{fu} = 0,6 \sqrt{\frac{18,83 \cdot 218 \cdot 1}{1 \cdot 0,000294}} = 2242 \text{ МПа},$$

Определение высоты сжатой зоны производится итерационным путем. Окончательное значения высоты сжатой зоны и напряжений в верхних фибрах U-образной обоймы, полученные методом последовательных приближений:

$$\sigma_{fu2} = 2242 \frac{0,85 - 0,06 - 0,117}{0,85 - 0,117} = 2058 \text{ МПа};$$

$$x = \frac{247,78 \cdot 0,01 + 2242 \cdot (0,000294 + 0,00003528) + 0,5(2242 - 2056) \cdot 0,00003528 - 247,78 \cdot 0,00161}{18,53 \cdot 1,3} = 0,117 \text{ м}.$$

Несущая способность усиленного сечения определяется по формуле:

$$\begin{aligned} M^y &= R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \\ &+ \sigma_{fu} A_{f1} a_s + \sigma_{fu2} A_{f2} \left(a_s - \frac{d}{2} \right) + 0,5(\sigma_{fu} - \sigma_{fu2}) \left(a_s - \frac{1}{3} d \right) A_{f2}, \quad (\text{П1.4}) \\ M^y &= 18,53 \cdot 1,3 \cdot 0,117 \cdot (0,703 + 0,5 \cdot 0,117) + 247,78 \cdot 0,00161 \cdot \\ &(0,703 - 0,055) + 2242 \cdot 0,00005292 \cdot 0,055 + 2058 \cdot 0,00003528 \cdot (0,045 + \\ &0,062 + 0,5 \cdot 2242 - 2058) \cdot 0,045 - 0,063 \cdot 0,00003528 = 2416,7 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Момент, который может воспринять балка после усиления без разгрузки от собственного веса и остановки движения определяется по формуле:

$$[M]_{\text{пред}}^y = M + (M^y - M) \frac{(M - M^K - M^P)}{M}. \quad (\text{П1.5})$$

Момент от воздействия образующейся нагрузки равен $M^K = 247 \text{ кНм}$.

Момент от постоянных нагрузок $M^P = 870,44 \text{ кНм}$.

Несущий момент не усиленного сечения равен:

$$M = R_b b' f_x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s). \quad (\text{П1.6})$$

где

$$x = \frac{R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p}{R_b b}. \quad (\text{П1.7})$$

$$x = \frac{247,78 \cdot 0,01 - 247,73 \cdot 0,00161}{18,83 \cdot 1,3} = 0,085 \text{ м};$$

$$M = 18,83 \cdot 1,3 \cdot 0,085 \cdot (0,703 \cdot 0,5 \cdot 0,085) + 247,78 \cdot 0,00161 \cdot (0,703 - -0,055) = 1631,7 \text{ кНм};$$

Для балок:

$$M_{\text{пред}}^y = 1631,7 + (2416,7 - 1631,7) \frac{(1631,7 - 247 - 870,44)}{1631,7} = 1879,1 \text{ кНм}.$$

Класс пролетного строения определяется по формуле:

$$K = \frac{[S]_{\text{врем}}^{\text{расч}}}{S_{\text{Н1}}^{\text{расч}}}, \quad (\text{П1.8})$$

Максимальный изгибающий момент создает при $K=1$ нагрузка по схеме АК (120кНм).

$$K = \frac{1879,1}{120} = 15,66.$$

Класс пролетного строения равен 15,66, что дает возможность пропуска нагрузки класса А14 и НК -80.