

ГАЖК «УЗБЕКИСТОН ТЕМИР ЙУЛЛАРИ»

**ТАШКЕНТСКИЙ ИНСТИТУТ ИНЖЕНЕРОВ
ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНОГО ТРАНСПОРТА
Кафедра «Мосты и тоннели»**

УДК 624.21.072.012

Давлатьярова Дилдора Джалалиддиновна

**ПРАКТИЧЕСКИЕ РЕКОМЕНДАЦИИ ПО УСИЛЕНИЮ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МОСТОВ**

Специальность:

5А340603 «Эксплуатация мостов и транспортных тоннелей»

ДИССЕРТАЦИЯ


представлена на соискание степени магистра

Диссертация рассмотрена и
рекомендована к защите
зав.кафедрой «МиТТ»

доц. **Раупов Ч.С.**

«28» 06 2013 г.

Научный руководитель

 доц. **Раупов Ч.С.**

Ташкент – 2014

Содержание

	Наименование раздела	Стр.
	Введение	
Глава I.	Существующие методы обследования, усиления и восстановления железобетонных конструкций железнодорожных мостов	
1.1.	Существующие методы обследования железобетонных мостов на железнодорожных линиях	
1.2.	Существующие методы усиления и восстановления железобетонных конструкций железнодорожных мостов	
1.3.	Анализ имеющихся данных по усилению железобетонных конструкций искусственных сооружений фиброарматурными пластиками	
1.4.	Выводы. Цель и задачи исследования	
Глава II.	Методы оценки несущей способности железобетонных изгибаемых, сжатых и растянутых элементов мостов на высокоскоростных линиях	
2.1.	Методы оценки несущей способности железобетонных изгибаемых элементов мостов на высокоскоростных линиях, усиленных фиброарматурными пластиками	
2.2.	Методы оценки несущей способности сжатых железобетонных элементов мостов на высокоскоростных линиях, усиленных фиброарматурными пластиками	

2.3.	Методы оценки несущей способности растянутых железобетонных элементов мостов на высокоскоростных линиях, усиленных фиброарматурными пластиками	
2.4.	Выводы по главе II	
Глава III.	Расчет железобетонных элементов мостов высокоскоростных линий, усиленных фиброарматурными пластиками на ЭВМ	
3.1.	Расчет железобетонных элементов мостов высокоскоростных линий, усиленных ФАП по I группе предельных состояний на ЭВМ	
3.2.	Расчет железобетонных элементов мостов высокоскоростных линий, усиленных ФАП по II группе предельных состояний на ЭВМ	
3.3.	Разработка практических рекомендаций по усилению железобетонных элементов железнодорожных мостов высокоскоростных линий фиброарматурными пластиками	
3.4.	Выводы по главе III	
	Выводы по диссертации	
	Литература	

Аннотация

В работе изложены основные принципы диагностики, ремонта и усиления строительных конструкций. Рассмотрены методы и средства контроля качества и диагностики эксплуатируемых мостов и сооружений, а также подробно освещены современные практические методы разрушающих, неразрушающих и оптических испытаний строительных конструкций, материалов зданий и сооружений.

В работе приведены классификация дефектов и повреждений, сведения о коррозиях железобетонных элементов мостов, существующие способы восстановления и усиления железобетонных элементов мостов, а также приведены материалы, используемые для восстановления и усиления элементов железобетонных мостов, в том числе бетон для мостовых сооружений и современные полимерные композиционные материалы для усиления мостовых сооружений, область их применения, а также их физико-механические свойства.

В работе также приведены современные методы усиления элементов железобетонных конструкций транспортных сооружений тканевыми полимерными материалами и разработана методика проведения экспериментальных исследований железобетонных балок пролетных строений мостов, усиленных тканевыми полимерными материалами.

Также в работе изложены теоретические основы и необходимые предпосылки для проектирования и технологий восстановления и усиления железобетонных конструкций, а также результаты экспериментальных и теоретических исследований по оценке несущей способности усиленных железобетонных конструкций, эксплуатируемых железнодорожных мостов фиброармированными пластиками с учетом региональных условий Республики Узбекистан.

Разработаны практические рекомендации по проектированию и

технологии восстановления и усиления железобетонных конструкций, эксплуатируемых железнодорожных мостов фиброармированными пластиками с учетом региональных условий Республики Узбекистан.

Аннотация

Мазкур диссертацияда қуриш конструкцияларининг диагностика қилиш, таъмирлаш ва кучайтиришнинг асосий тамойиллари баён этилган. Эксплуатация қилинаётган куприк ва иншоотларнинг диагностикаси ва сифатини назорат қилиш усуллари ва воситалари кўриб чиқилган, шу билан бирга қуриш конструкцияларини, бино ва иншоотлар материалларнинг бузувчи, бузилмайдиган ва оптик синашларнинг замонавий амалий усуллари батафсил ёритилган.

Ишда дефект ва шикастланишларнинг таснифи, куприкларнинг темирбетон элементларини коррозиялари ҳақида маълумотлар, куприк элементларини тиклаш ва кучайтиришнинг мавжуд усуллари, ҳамда темирбетон куприклар элементларини кучайтириш ва тиклашда қўлланиладиган материаллар, шу жумладан куприк иншоотлари учун ҳам ва куприк иншоотларини кучайтириш учун полимердан ишланган композицион материаллар, уларни қўллаш соҳалари, шунингдек, уланинг физик-механик хоссалари келтирилаган.

Бу ишда, бунда ташқари, транспорт иншоотларининг темирбетон конструкциялари элементларини матоли полимер материаллар билан кучайтириш усуллари, ҳамда шу матолар билан кучайтирилган кўприклар оралиқ қурилмаларини темирбетон тўсинларини экспериментал тадқиқотларни ўтказиш методикаси ишлаб чиқилган.

Бундан ташқари ишда темирбетон конструкцияларни тиклаш ва кучайтириш технологияси ва лойиҳалаш учун зарур ва назарий асослари, ҳамда фиброарматураланган пластикли фойдаланишдаги темир йўл кўприкларнинг кучайтирилаган темирбетон конструкцияларини кўтариш қобилятини бўйича Ўзбекистон Республикасининг регионал шароитларини ҳисобга олган ҳолда олиб боррилган экспериментал ва назарий тадқиқотларнинг натижалари баён этилаган.

Ўзбекистон Республикасининг регионал шароитларини ҳисобга

олган ҳолда фойдаланишдаги фиброарматураланган пластикли темир йўл кўприкларнинг темирбетон конструкцияларни кучайтириш ва тиклаш технологияларини лойиҳалаш бўйича амалий тавсиялар ишлаб чиқилган.

Abstract

The paper presents the basic principles of diagnosis, repair and strengthening of building structures. Methods and tools for quality control and diagnostics operated bridges and structures, as well as covered in detail modern practices destructive, non-destructive testing of building and optical designs, materials and buildings.

The paper presents the classification of defects and damage information on corrosion of reinforced concrete bridge elements, the existing methods of restoration and strengthening of reinforced concrete bridge elements, and provides materials used for the restoration and strengthening of reinforced concrete bridges, including concrete for bridges and advanced polymer composite materials to strengthen bridges, their field of application, as well as their physical and mechanical properties.

The paper also presents the modern methods of strengthening of reinforced concrete structures transport facilities tkanevymi polymeric materials and the method of experimental studies of reinforced concrete beams bridge spans reinforced tkanevymi polymeric materials.

Also in the work of the theoretical foundations and prerequisites for the design and technology of restoration and strengthening of reinforced concrete structures, as well as theoretical and experimental studies to assess the carrying capacity of reinforced concrete structures, operated railway bridges fiber reinforced plastics to regional conditions in Uzbekistan.

Practical recommendations for the design and technology of restoration and strengthening of reinforced concrete structures, operated railway bridges fiber reinforced plastics to regional conditions in Uzbekistan.

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы. Мосты относятся к важнейшим сооружениям инфраструктуры и имеют большое значение с точки зрения функционирования транспорта в народном хозяйстве. В наши дни к несущим конструкциям моста предъявляются все более высокие требования вследствие постоянно растущих нагрузок и воздействий:

- повышение временной нагрузки;
- воздействия химических веществ (реагенты и прочие активные вещества);
- механические нагрузки;
- динамические нагрузки (более высокая интенсивность движения, усталостная надежность).

Часто требуется обеспечить надежную эксплуатацию уникальных, дорогих, исторически значимых конструкций, демонтаж и замена которых значительно дороже ремонта или невозможна вообще. Усиление строительных конструкций углепластиковыми является на сегодняшний день самым «бережным» методом восстановления и повышения их эксплуатационных характеристик.

Большинство существующих железобетонных мостов нередко имеют неудовлетворительную несущую способность, по следующим причинам:

- значительная коррозия обычной и предварительно напряженной арматуры;
- изменение временных нагрузок;
- ошибки при проектировании;
- изменение строительных норм и правил;
- интенсивное образование дефектов;
- неудовлетворительная сейсмостойкость.

В настоящее время в Узбекистане до 85% эксплуатируемых мостов

составляют железобетонные мосты. Поэтому особую важность приобретает обеспечение прочности и долговечности железобетонных мостов для непрерывного пропуска транспорта, которые по ним проходят. Это достигается совершенствованием методов проектирования и расчета пролетных строений железобетонных мостов.

К необходимости усиления конструкций могут приводить многие факторы [22]: физические повреждения, ошибки, допущенные при проектировании, неправильные условия эксплуатации, атмосферные воздействия и т.д. Во избежание рисков для здоровья и безопасности людей и техногенных аварий необходимо своевременно производить усиление и ремонт конструкций.

Перед разработкой проекта по усилению конструкции должно быть проведено тщательное обследование сооружения и оценка дефектов, их причин и возможности железобетонной конструкции выполнять свои функции. Проект также должен содержать указания по технологии производства работ, учитывающей условия их выполнения и требования к используемым материалам.

Наиболее распространенными в мировой практике способами усиления мостов являются: увеличение площади поперечного сечения элемента конструкции (традиционный подход), а также применение полимер-бетонных композиционных материалов [22, 73, 86].

К числу наиболее актуальных проблем в строительной области относится проблема конструктивной безопасности [17]. В настоящее время обязательным является расчетное обеспечение конструктивной безопасности на стадии проектирования. Вместе с тем, в процессе эксплуатации здания и сооружения могут подвергаться внешними воздействиями разной природы. К ним относятся как агрессивные воздействия внешней среды и одновременно естественный износ материала, так и запроектные силовые воздействия.

Уровень конструктивной безопасности элементов и конструкций

строительных объектов оценивается коэффициентом конструктивной безопасности, который даётся отношением их силового сопротивления по несущей способности - по прочности и устойчивости (1-я группа предельных состояний) или по жесткости и трещиностойкости (2-я группа предельных состояний) к расчётным усилиям и деформациям от внешних нагрузок и воздействий. Предпочтительно такое проектирование зданий и сооружений, при котором устанавливается одинаковая конструктивная безопасность всех несущих элементов и здания, и сооружения в целом.

Таким образом, сбор, анализ информации и оценка повреждений материалов и конструкций зданий и сооружений являются первоочередной задачей. При этом исходные данные должны относиться конкретно к адресному элементу и, более того, к частным локальным сечениям и узлам.

Причины последствий. Уязвимость конструкций мостов связана, прежде всего, с применением во второй половине XX века материалов с более высокой прочностью, но с меньшим сечением. В советское время проектировщика заставляли максимально облегчать конструкцию, что привело к снижению долговечности мостов [52]. Отечественные нормы проектирования не регламентируют сроки службы мостов, и даже наиболее обоснованные нормативы не могут полностью учесть изменчивость силовых воздействий и физико-механических свойств материалов. Другая важная причина уязвимости мостов - внедрение сборных конструкций. Вероятнее, что первопричина этого явления не в сборности конструкций, а в качестве выполнения узлов соединений, составе бетонов, технологии ухода за свежеуложенным бетоном. Интересен анализ причин аварий мостовых сооружений [52]:

- недоработка норм проектирования – 4%;
- неудачное проектное решение, ошибки проекта - 25,1%;
- низкое качество материалов - 6%;
- дефекты изготовления и монтажа - 48,3%;
- неправильное содержание - 15,7%;

- прочие причины - 0,3%.

Анализ ситуации позволил обобщить причины неудовлетворительного состояния мостов [52].

1. Отсутствие нормативных требований, предъявляемых к качеству материалов для нерасчетных конструкций, и традиционно пренебрежительное отношение к ним. На протяжении десятков лет для армирования гидроизоляции мостового полотна применяли стеклоткань, которая растворяется в битумной среде без остатка, а сам битум за несколько сезонов стареет настолько, что перестает быть преградой для воды. Антикоррозионная защита железобетонных конструкций вообще не предусматривается, а для металлических толщина по нормативам составляет одну треть от нормативных значений, принятых в странах Европы. Конструктивные решения водоотводов, как правило, не соответствуют уровню нагрузок.

2. Низкая культура выполнения строительных работ, связанная с внесезоньем, нарушением технологических разрывов между операциями.

Последнее во многом определено требованием завершать строительство к какой-нибудь торжественной дате, что практикуется, к сожалению, до сих пор.

3. Нарушение принятых сроков обследования мостов и выполнения текущих ремонтов. Причины этого - отсутствие средств, специальных служб, альтернативных проездов при закрытии моста на ремонт.

Эксперты говорят, что если при регулярном выполнении текущих ремонтов расходуется единица средств в год, то при ремонте, отложенном на 20 лет, для приведения сооружения в нормальное состояние потребуется затратить 125 единиц средств.

4. Отсутствие в республике Узбекистан независимого экспертного органа, который был бы вправе ограничивать движение по мосту и даже закрывать его. В итоге мосты, по которым проезжают в сутки десятки и сотни тысяч людей, остаются без присмотра.

Теория и практика спасения мостов. И все же в Республике Узбекистан проводятся научные исследования и их реализация по диагностике, методам усиления, реконструкции мостов. Необходимо внедряет меры для предупреждения массового выхода мостов из эксплуатации [52]:

- вопросы технического состояния существующих мостов систематически рассматривать на специальных советах;
- увеличить процент финансирования ремонтов мостов (однако эффект от мероприятия нивелирован за счет сокращения финансирования в целом;
- внедрить техническую диагностику мостов с использованием метода акустической эмиссии;
- внедрить прогрессивные материалы и технологии ремонта сооружений (гидроизоляционные материалы, гофрированные металлические конструкции, полимерные и синтетические материалы, добавки к бетонам;
- реконструировать мостов методом расширения монолитной или сборно-монолитной накладной плитой;
- проводить постепенный отказ от использования полносборных конструкций, с переходом на сборно-монолитные и монолитные конструкции;
- осуществлять переход от типового проектирования к индивидуальным проектным решениям.

В последние годы остро обозначилась проблема восстановления эксплуатационных параметров железобетонных конструкций, поврежденных в процессе эксплуатации.

Основным способом реконструкции железобетонных мостов старых лет проектировки на сети железных дорог является замена старых пролетных строений на новые, однако это весьма дорогостоящий способ.

Поэтому вторым вариантом решения проблемы становится реабилитация мостов, что является более реальным, позволяя при восстановлении конструкций увеличить также и её грузоподъемность [50].

Одним из эффективных способов усиления основных несущих конструкций мостов может стать использованием новых материалов, в частности композиционных материалов.

Сейчас при производстве работ по усилению пролётных строений мостов и других конструкций чаще всего используют технологию увеличения поперечного сечения главных балок с помощью металла и железобетона.

Однако такая технология существенно увеличивает общий вес сооружения. К тому же металл и бетон подвержены коррозии, что может затруднить дальнейшую эксплуатацию пролётных строений.

Решить эту проблему можно, используя современные композитные материалы [22, 53]. Они отличаются лёгкостью, хорошими механическими характеристиками и коррозионной стойкостью.

К тому же такие материалы точно повторяют форму усиливаемых элементов, поэтому их удобно применять в случаях, когда необходимо сохранить внешний вид зданий и сооружений, являющихся памятниками архитектуры и истории.

По мнению авторов [22, 53], применение подобной технологии на железнодорожном транспорте является очень перспективным направлением. Причём для этого в нашей стране имеется вся необходимая сырьевая база. Однако широкое внедрение новых материалов в практику мостостроения пока сдерживается отсутствием необходимой нормативно-технической документации.

Практическое решение возникших проблем, - считает автор [22, 53], директор ООО «Интер-ТЭК», - стало возможным благодаря ускоренному развитию химической промышленности. В практике уже используется предварительное натяжение неметаллической арматуры.

Композиционные материалы можно также использовать при восстановлении железобетонных конструкций, поврежденных в ходе эксплуатации («отстрел» защитного слоя, коррозия арматуры и бетона,

наличие трещин, непроектных прогибов и т. д.). В результате такого восстановления сохраняются эксплуатационные свойства этих конструкций, и повышается их долговечность.

Это объясняется сравнительно высокой прочностью полимербетонных композитов, низкой влагонепроницаемостью, устойчивостью к воздействию многих химических факторов. Можно сказать, что усиление строительных конструкций композиционными материалами является менее трудоемким и энергозатратным процессом по сравнению со всеми другими аналогичными способами. К недостаткам композиционных материалов следует отнести низкую огнестойкость, изменение свойств при воздействии ультрафиолетового излучения, возможное трещинообразование при изменении объема в условиях ограничения свободы деформаций. Физико-механические свойства этих материалов делают их восприимчивыми к температурным колебаниям. При высоких температурах они склонны к значительным деформациям ползучести.

Анализ отечественной и зарубежной литературы указывает на явную целесообразность и экономическую эффективность применения композитных материалов при усилении железобетонных несущих конструкций. Технология имеет все шансы занять ведущее место на рынке и потеснить традиционные методы усиления. Поэтому, целью работы является разработка теоретических основ и необходимых предпосылок для проектирования и технологий восстановления и усиления, а также практических рекомендаций по проектированию и технологии восстановления и усиления железобетонных конструкций, эксплуатируемых железнодорожных мостов фиброармированными пластиками с учетом региональных условий Республики Узбекистан.

ГЛАВА I. СУЩЕСТВУЮЩИЕ МЕТОДЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ, УСИЛЕНИЯ И ВОССТАНОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЖЕЛЕЗНОДОРОЖНЫХ МОСТОВ

1.1. Существующие методы обследования железобетонных мостов на железнодорожных линиях

Эксплуатация железобетонных мостов в особых условиях. Содержание искусственных сооружений. Основной хозяйственной и производственной единицей, занимающейся непосредственно вопросами содержания искусственных сооружений на железнодорожной линии, является дистанция пути. Комплекс работ на искусственных сооружениях выполняют под руководством начальников дистанций пути и их заместителей, мостовых и дорожных мастеров и бригадиров. На железных дорогах искусственные сооружения находятся в ведении служб пути, в составе которых имеются отделы искусственных сооружений, помогающие осуществлять общее руководство эксплуатацией сооружений в пределах дороги. В системе ГАЖК «Узбекистон темир йуллари» общее руководство эксплуатацией искусственных сооружений на железных дорогах РУз осуществляет Главное управление пути, в составе которого имеется отдел искусственных сооружений. Основные положения по содержанию искусственных сооружений, порядок выполнения работ, а также обязанности линейных работников определены Инструкцией по содержанию искусственных сооружений ЦП 3084 1973 г. Содержание мостов, тоннелей, труб и других искусственных сооружений должно обеспечивать исправное их состояние для бесперебойного и безопасного движения поездов с установленными скоростями, а также длительный срок службы всех элементов путем выполнения планово-предупредительных ремонтов [8].

Основой содержания искусственных сооружений должно являться предупреждение возникновения в них неисправностей и отказов своевременными освидетельствованиями и ремонтом. В связи с этим работы по содержанию искусственных сооружений, технологию и периодичность их выполнения регламентируют специальными нормативами, разработанными на основе обобщения передового опыта и достижений науки и техники. Содержание искусственных сооружений предусматривает их текущее содержание и капитальный ремонт.

Текущее содержание включает организацию надзора на протяжении всего периода эксплуатации и выполнение определенных работ. За всеми без исключения эксплуатируемыми искусственными сооружениями устанавливают тщательный надзор, включающий [8]:

- систематический надзор;
- текущие осмотры;
- периодические осмотры; обследования и испытания;
- специальные наблюдения и осмотры.

Систематический надзор осуществляют обходчики пути и сооружений, бригадиры или монтеры пути. При осмотрах следует обращать особое внимание на состояние пути, отвод воды и пожарную безопасность сооружения. Кроме того, необходимо очищать сооружения и осуществлять по указанию дорожного и мостового мастеров простейшие наблюдения за ними.

Текущие осмотры искусственных сооружений проводят бригадиры пути, дорожные и мостовые мастера в сроки, определяемые Инструкцией по текущему содержанию пути и начальником дистанции пути для каждого сооружения в зависимости от его состояния. Так, исправные металлические, железобетонные, бетонные и каменные мосты и трубы требуется осматривать не реже одного раза в два месяца, а деревянные мосты и тоннели – не реже одного раза в месяц. При текущих осмотрах определяют общее состояние сооружения на основании

освидетельствования всех его частей и элементов, а также контролируют выполнение систематического надзора. На основании текущего осмотра выявляют дефекты, требующие незамедлительного устранения, и определяют объем ремонтных работ. Результаты текущего осмотра сооружения заносят: бригадир пути и дорожный мастер – в книгу проверки пути и стрелочных переводов, а старший дорожный и мостовой мастера – в книгу искусственного сооружения.

Периодические осмотры сооружений производят начальник дистанции пути или его заместитель при участии мостового, старшего дорожного и дорожного мастеров не реже двух раз в год – весной после прохода высокой воды и осенью. Сроки периодических осмотров устанавливает начальник службы пути в зависимости от состояния сооружений. В особых случаях периодические осмотры проводят с участием представителей отдела пути отделения дороги или службы пути управления дороги. При периодических осмотрах проверяют общее состояние искусственного сооружения, качество содержания, а также определяют дефекты и причины их возникновения. Результаты периодических осмотров заносят в книгу искусственного сооружения, а при наличии серьезных неисправностей составляют отчет, направляемый в службу пути. Помимо текущих и периодических осмотров, все искусственные сооружения по плану, утверждаемому начальником службы пути, обследует мостоиспытательная станция службы пути дороги. Обследования сложных, ответственных и дефектных сооружений производят обследовательские станции Главного управления пути, научно-исследовательских институтов и железнодорожных вузов по плану Главного управления пути ГАЖК. При таких обследованиях в необходимых случаях сооружения испытывают соответствующими нагрузками. По результатам осмотров и испытаний сооружений составляют отчет, в котором подробно отражают состояние всех элементов, результаты испытаний и измерений, а также дают

рекомендации о проведении необходимых работ и определяют режим последующей эксплуатации сооружения (нагрузки, скорость).

Слабые и дефектные сооружения, а также сооружения с опытными конструкциями осматривают чаще и по специальным планам и программам. Специальный порядок надзора устанавливают и за особо крупными и ответственными сооружениями с учетом их состояния и конструктивных особенностей.

Работы по текущему содержанию сооружений выполняют по мере необходимости в течение всего года, имея целью предупреждение неисправностей и устранение дефектов в самом начале их развития. В комплекс работ по текущему содержанию искусственных сооружений входят: содержание пути в пределах сооружений и на подходах к ним, а также мостового полотна в соответствии с нормативами; содержание в чистоте мостового полотна, элементов пролетных строений и опор; очистка от наносов, зарослей и снега подмостовых русел; содержание в исправности регулиционных сооружений и водоотводных обустройств с элементов моста; подготовка к зиме и пропуску паводковых вод; наблюдения за состоянием подмостового русла. За выполнение указанных работ отвечает дорожный мастер, а контроль исполнения осуществляет мостовой мастер.

Обследование зданий и сооружений. При длительных сроках эксплуатации (более 30...40 лет) возникает необходимость в проведении обследования зданий и сооружений. Обследование конструкций проводится также в следующих случаях [21, 115]:

- при обнаружении в процессе текущих или периодических осмотров существенных дефектов, повреждений, оценки, опасности которых не может дать служба технической эксплуатации предприятия;
- при необходимости реконструкции или технического перевооружения, связанных с изменением объемно-планировочного решения здания, нагрузок или условий эксплуатации;

- при возникновении аварий на аналогичных сооружениях.

Обследование может быть полным или выборочным, в зависимости от состояния конструкций и поставленных задач. При выборочном обследовании достаточно охватить 20% однотипных конструкций (балок, ферм, колонн и так далее.), находящихся в наиболее неблагоприятных условиях работы, – в зонах повышенной вибрации, агрессивной среды и т. п. Если при выборочном обследовании обнаружены существенные неисправности.

Цели, задачи и методология обследования и испытания конструкций и сооружений. Целями и задачами обследования и испытания любых сооружений является разработка методов и средств, предназначенных для качественной и количественной оценки показателей, характеризующих конструктивные и эксплуатационные свойства и состояние функционирующих объектов, их элементов и материалов, а также составление рекомендаций по их дальнейшей эксплуатации в соответствии с техническими требованиями.

Обследование несущих конструкций зданий и сооружений имеет главную цель – определить действительное техническое состояние конструкций, их способность воспринимать действующие в данный период расчетные нагрузки и обеспечивать нормальную эксплуатацию транспортных сооружений. При обследовании выявляют дефекты конструкций, отступления от проекта и от действующих на данный период норм и технических условий, а также уточняют действительную работу конструкций на реальные эксплуатационные нагрузки. В результате обследования выявляют также степень физического износа отдельных конструкций, узлов и здания в целом, возможные причины нарушения нормальной эксплуатации или аварии. В задачи обследования могут входить поиски наилучших вариантов усиления конструкций и приспособляемости здания под новые нагрузки и условия эксплуатации при предполагаемой реконструкции здания. Если обследование проводится

после аварии, анализируют ее причины, целесообразность и возможность восстановления здания или отдельных его частей. При рыночной оценке стоимости здания также проводится обследование конструкций и здания в целом, на основании которого можно судить об износе конструкций и снижении первоначальной стоимости здания, о будущих затратах на устранение дефектов и расходах на ремонт [6-8].

Обследование может быть полным или выборочным – наиболее ответственных конструкций, находящихся в неблагоприятных условиях или уже получивших повреждения и вызывающих сомнения в надежности конструкций и безопасности людей. Обследование строительных конструкций зданий и сооружений содержит методы контроля качества изготовления и монтажа элементов конструкций, обеспечивающих соответствие объекта проектным значениям, а также отображение действительной работы систем.

Эффективность методов обследования строительных конструкций зданий и инженерных сооружений может быть проиллюстрирована на примере разработки антисейсмических мероприятий при строительстве зданий в г. Газли. Основой для разработки этих мероприятий послужили материалы обследования построек после происшедшего в 1976 г. в этом городе землетрясения. Здания, построенные с использованием разработанных антисейсмических мероприятий, при вновь происшедшем в 1984 г. землетрясении получили лишь частичные повреждения. Происшедшее в 1985 г. землетрясение в г. Мехико разрушило более 500 зданий, в том числе около 40 высотных, тем не менее ряд высотных зданий, находящихся в сейсмоактивной зоне, не получили существенных повреждений, так как были построены с учетом конструктивных решений, снижающих сейсмические эффекты [6–8].

Основная задача испытаний сооружений заключается в установлении соответствия между реальным поведением строительной конструкции и ее расчетной схемой. Инженерные сооружения представляют собой

достаточно сложные механические системы, состоящие из большого числа элементов, работающих в условиях сложного напряженно-деформированного состояния и образующих пространственные конструкции.

По материалам обследований мостов и труб решают вопросы оценки качества сооружений и пригодности их к дальнейшей эксплуатации, определяют грузоподъемность, разрабатывают рекомендации по ремонту и усилению отдельных частей и т. п. При этом устанавливают и условия эксплуатации. В особо ответственных случаях материалы обследований дополняют испытаниями искусственного сооружения под нагрузкой. Особое внимание при обследовании мостов надлежит уделять оценке состояния мостового полотна.

По результатам освидетельствования с учетом данных соответствующих перерасчетов дается общая оценка состояния сооружения и, в случае необходимости, решается вопрос о проведении статических и динамических испытаний.

Испытания конструкций сооружений являются составным элементом обследования, но по своей методологии, аппаратному обеспечению и по методам обработки представляют самостоятельное направление экспериментальной механики. Цель этого направления состоит в создании методов и средств, позволяющих на базе экспериментальных исследований получить объективную информацию о свойствах конструкционных материалов, поведении элементов конструкций и действительной работе сооружений. Никакой, даже самый точный, расчет не сможет дать объективную информацию о действительном поведении реальных систем.

Диагностика дефектов и повреждений конструкций. В решении задач технической эксплуатации строительного фонда инженерная оценка технического состояния конструктивных элементов, оборудования и здания в целом — диагностика занимает центральное место. Задача диагностики - изучение и определение признаков и причин повреждений, а также разработка способов и средств их анализа и оценки. Диагностика

базируется на учении о физическом износе и коррозии строительных конструкций и основывается на следующих методиках [6–8, 123]:

- визуального определения износа по внешним признакам;
- инструментальной оценки состояния конструкций и зданий с помощью приборов;
- инженерного анализа диагностических данных с целью оценки технического состояния и разработки мероприятий по техническому обслуживанию и ремонту зданий и сооружений.

Для решения этих задач имеется значительный набор инструментальных средств, способствующих объективной оценке состояния отдельных элементов или здания в целом работниками эксплуатационных служб. Наличие инструментальных средств диагностики, не снижает значимости визуальных методов оценки состояния строительных конструкций по характерным признакам износа, но предъявляет повышенные требования к подготовке работников эксплуатационных служб. Имеющаяся нормативная база, регламентирующая параметры предельно допустимого износа конструктивных элементов, обеспечивает эффективность диагностической системы оценки технического состояния зданий и сооружений железнодорожного транспорта.

Диагностируемые в процессе эксплуатации фактические нагрузки могут существенно отличаться от предусмотренных проектов, как по величине, так и по месту приложения. В связи с этим устанавливают систематический контроль за эксплуатационными нагрузками, которые не должны превышать нормируемых величин. При этом кроме действительной величины нагрузки от собственной массы конструкций, контролируется:

- место приложения статических и динамических нагрузок от технологического оборудования и их величина;
- места складирования материалов, полуфабрикатов, готовой продукции

и величины предельных нагрузок от них;

- грузоподъемность и режим работы мостовых, консольных, козловых и других грузоподъемных кранов и устройств, различного подъемно-транспортного оборудования (тельферы, автопогрузчики и т.п.);

- места повышенных снеговых и пылевых отложений на покрытии.

- К эксплуатационным воздействиям относятся:

- температурный режим эксплуатации конструкций, зависящий от технологических и природно-климатических условий;

- деформации фундаментов, вызываемые общими и локальными изменениями гидрогеологических свойств основания (появление техногенных вод, повышение уровня грунтовых вод, протечки в грунт химически активных жидкостей, строительные работы в непосредственной близости от фундаментов и т. п.);

- увеличение, по сравнению с проектной, степени агрессивности среды (повышение содержания в воздухе агрессивных газов, жидкостей, пыли, абразивное воздействие сыпучих сред и т.п.).

Здания и сооружения железнодорожного транспорта, расположенные вблизи железнодорожных путей, испытывают вибродинамические воздействия (микросейсмику) от проходящих поездов и нуждаются в усиленной защите от внешнего шума и электромагнитных полей. В свою очередь, в самих железнодорожных зданиях нередко размещают оборудование для производств, являющихся источниками шума и вибрации, ультразвуковых и электромагнитных полей, выделяющих вредные вещества в окружающую среду и так далее. Все перечисленные факторы оказывают неблагоприятное воздействие на людей, находящихся внутри помещений и даже вне зданий. Если уровни таких воздействий превышают допустимые [6–8, 16], необходимо предусматривать мероприятия по их снижению.

Сильно действующим фактором износа строительных конструкций является их увлажнение. Воздействие влаги усиливается при колебаниях температуры и влажности, а также при загрязнении окружающей среды

агрессивными примесями. Повышение влагосодержания характерно для многих конструкций, контактирующих с водой в процессе изготовления и эксплуатации. При этом различают пять видов увлажнения:

- при изготовлении конструкций (строительная влага);
- атмосферными осадками;
- утечками из водопроводно-канализационной сети;
- конденсатом водяных паров воздуха;
- капиллярным и электроосмотическим подсосом;
- грунтовой водой.

Практика показывает, что повышенное влагосодержание отрицательно сказывается на эксплуатационных показателях несущих и ограждающих конструкций. С увеличением влажности возрастает теплопроводность материалов, ухудшаются теплозащитные свойства. Кроме того, при изменении влажности возрастает объемный вес материалов, а при многократном увлажнении нарушается их структура и снижается долговечность. Неблагоприятно сказывается переувлажнение и на состоянии воздушной среды помещений, ухудшая ее гигиенические показатели.

1.2. Существующие методы усиления и восстановления железобетонных конструкций железнодорожных мостов

Традиционные методы усиление пролетных строений. Железобетонные пролетные строения, как правило, имеют высокую грузоподъемность, поэтому необходимость в усилении возникает редко. Это относится в равной мере и к мостам, построенным под нагрузку норм 1907 г. Выполненные усиления железобетонных пролетных строений показывают, что усиление балочных пролетных строений вызывается необходимостью повышения их грузоподъемности (класса) чаще всего по нормальным и главным растягивающим напряжениям. Для этих целей

увеличивают сечения (площади арматуры, бетона) балочных пролетных строений или изменяют статическую систему с соответствующим добавлением конструктивных элементов.

Способы усиления железобетонных балочных пролетных строений можно разделить на несколько групп [58]:

- усиление элементов пролетного строения увеличением их сечения;
- установка и включение в работу пролетного строения предварительно напряженных элементов из высокопрочных материалов;
- направленное деформирование статически неопределимых конструкций пролетных строений;
- изменение статической схемы работы моста под нагрузкой;
- улучшение пространственного взаимодействия главных балок за счет увеличения поперечной жесткости пролетного строения;
- наклеивка дополнительной стержневой и листовой арматуры в ослабленной зоне;
- усиление балок шпренгельными конструкциями.

Усиление ребристых пролетных строений прибетонированием и наклеивкой дополнительной арматуры. Усиление ребристых пролетных строений автодорожных мостов включает мероприятия по усилению продольных (главных) балок, поперечных (диафрагм) и плиты проезжей части.

Особенностью ребристых пролетных строений является доступность их элементов для выполнения всех видов ремонтных работ и усиления. Поэтому с 40-х годов широкое распространение получили способы ремонта с установкой рабочей арматуры усиления и нанесением дополнительного слоя бетона. Для этого удаляют защитный слой бетона (в основном слабопрочный и трещиноватый) и оголяют нижний ряд арматуры ребра до половины ее диаметра.

Для повышения грузоподъемности на 10 - 15 % по нормальным сечениям балок арматуру усиления размещают рядом с существующей и

объединяют с ней сваркой при помощи коротышей длиной 10 - 20 см. Затем защитный слой восстанавливают торкретированием или омоноличиванием в опалубке. Высота балки увеличивается незначительно, а грузоподъемность возрастает в основном за счет добавляемой арматуры, которая будет работать только на усилия от временной нагрузки [58].

Значительно большее усиление железобетонных пролетных строений (до 15-35%) достигается увеличением высоты балок и площади рабочей арматуры приваркой арматурного каркаса, состоящего из продольных изогнутых стержней и коротких хомутов. После удаления защитного слоя, добавляемую продольную арматуру соединяют с существующей приваркой наклонных коротышей и хомутов.

Класс бетона по прочности должен быть не ниже В30 и на 10 МПа выше, чем у бетона усиливаемой конструкции, консистенция бетона - пластичная, по возможности на быстротвердеющих, безусадочных и расширяющихся цементах.

Обе схемы имеют общий недостаток - наличие резкой границы между старым и новым бетоном.

Трудоемкость такого метода усиления в значительной степени удается избежать при усилении балок способом наклейки дополнительной арматуры в ослабленных зонах. Схемы усиления однопролетных балок ребристых пролетных строений обычно выполняют способом наклейки стального листа.

Усиление балок на действие изгибающего момента может быть выполнено наклейкой горизонтального стального листа к нижней грани ребра. Это простая в конструктивном отношении схема применяется при прочной и ровной поверхности ребра балки во избежание отслоения горизонтального листа вместе с защитным слоем бетона. В этой схеме особенно остро стоит вопрос об устойчивости клеевого шва к значительным колебаниям температуры и влажности. Клей должен иметь коэффициент линейного расширения, близкий к аналогичному

коэффициенту бетона и стали.

Прямоугольные вертикальные листы дополнительной арматуры применяются для усиления по наклонным сечениям железобетонной балки. В этом случае также можно существенно увеличить прочность и надежность объединения стального листа с бетоном балки, если дополнительно обжать листы обычными или высокопрочными болтами.

Опыт эксплуатации мостов с ребристыми пролетными строениями, усиленными способом наклейки арматуры усиления, показал достаточную надежность и долговечность усиления.

Усиление балочных пролетных строений внешней напрягаемой арматурой и комбинированными металлическими каркасами. Балочно-разрезные ребристые пролетные строения нередко усиливают дополнительной предварительно напряженной арматурой [58].

Принципиальные схемы усиления высокопрочной внешней арматурой в виде напрягаемых затяжек могут быть с использованием прямолинейных и полигональных затяжек. Эти схемы используют при усилении как бездиафрагменных, так и пролетных строений с диафрагмами. Длина свободного от закрепления прямолинейного участка затяжки не превышает 4 - 6 м. Затяжка обычно состоит из двух ветвей, симметрично расположенных по обе стороны ребра балок.

Более рационально усиление полигональными затяжками причем для бездиафрагменных балок необходимо закреплять оттяжку от скольжения к середине пролета. При наличии диафрагм оттяжку можно опереть на некоторые из них. В данной схеме достигается, с одной стороны, уменьшение свободной длины затяжки, с другой, - усиление как по нормальному, так и по наклонным сечениям.

В приведенных схемах усиления основной технологической трудностью является натяжение затяжек (шпренгелей). С этой целью используют домкраты.

Усиление балок пролетного строения одновременно на действие

изгибающего момента и поперечной силы обеспечивает схема усиления комбинированными металлическими каркасами различных конструктивных форм. К нижней части ребра балки приклеивается швеллер, охватывающий полками ребро. К швеллеру привариваются упоры. На плите проезжей части укладывают горизонтальный стальной лист (полоса), объединенный с плитой клеевым швом или высокопрочными болтами отдельно или в сочетании. В горизонтальном стальном листе имеются отверстия, через которые высверливают отверстия под тяги в плите проезжей части. Швеллер и полоса объединены напряженными при монтаже тягами, которые верхним концом приварены между двумя параллельно расположенными коротышами, в свою очередь приваренными к стальному листу продольными швами.

Это дает возможность при сборке каркаса не приваривать тяги непосредственно к полосе, так как в противном случае при их натяжении образуются трещины в сварном шве от местных деформаций листа, толщина которого не превышает 12 мм. Кроме того, коротыши компенсируют ослабление сечения полосы отверстиями под тяги.

Преимущества в отношении крепления элементов усиления имеют способы усиления пролетных строений комбинированными металлическими каркасами.

Усиление балочных мостов изменением их статической схемы. Для железобетонных пролетных строений при изменении их статической схемы необходимо обеспечить совпадение знаков эксплуатационных эпюр внутренних усилий до и после усиления. Из всех известных решений этому в наибольшей степени отвечают шпренгельные конструкции усиления [58].

Их целесообразно применять по соображениям конструктивного порядка и требований минимального ограничения движения поездов во время ведения работ. Шпренгельные системы обычно образуют из двух ветвей, располагаемых симметрично по отношению к ребрам балки,

очертание их может быть прямолинейным или полигональным. При прямолинейном шпренгеле в балке уменьшаются только изгибающие моменты, а при полигональном - изгибающие моменты и поперечные силы

Возможны несколько конструктивных вариантов усиления балочно-разрезной системы путем преобразования их в балочно-неразрезные.

В одной из таких схем на торцах балок оголяют арматуру, объединяют между собой арматурные стержни соседних балок смежных пролетов по плите проезжей части, омоноличивают опирные участки. При этом возможны два варианта - с омоноличиванием балок по ширине пролетного строения и формированием диафрагмы, армированной предварительно напряженной или обычной каркасной арматурой.

Для уменьшения объема ручных работ предпочтительней является схема с использованием листовой арматуры и торцевого упора. Зазор между балками над опорой перекрывают стальным листом, уложенным на поверхности плиты проезжей части на слой полимерраствора и закрепленным высокопрочными болтами. Полное объединение балок в неразрезность осуществляют с помощью клина и направляющих прокладок, установленных между балками пролетного строения. Клин закреплен в расчетном положении высокопрочным болтом.

Общим недостатком традиционных схем усиления являются высокая трудоемкость, большой объем ручных работ, возможность нарушения регулярности и симметрии конструктивных параметров пролетного строения в результате неточности выполнения работ требующих высокую квалификацию исполнителей.

1.3. Анализ новых методов усиления железобетонных конструкций высокопрочными композиционными полимерными материалами

Строительство высотных зданий в крупных городах и ответственных транспортных сооружений делает наиболее актуальной проблему

защитных мер против опасности обрушения строительных конструкций в результате чрезвычайных ситуаций, таких как взрывы, огневые воздействия, землетрясения. Эти здания и сооружения потенциально наиболее опасны с точки зрения возможности и последствий прогрессирующего разрушения. Конструктивные элементы таких зданий и сооружений являются особо нагруженными и требуют применения конструкционных материалов с повышенными физико-механическими характеристиками.

Одним из перспективных направлений для решения комплекса проблем является применение внешнего армирования опорных и изгибаемых балочных и плитных конструкций с помощью эффективных композиционных материалов [34].

За рубежом и в России накоплен большой опыт внешнего армирования железобетонных конструкций, как для восстановления их несущей способности, так и для усиления с целью возможности восприятия увеличенных нагрузок. Для этого широко используют углеродные, арамидные и стеклоткани, наклеиваемые на поверхность усиливаемых конструкций. В качестве клеев, как правило, применяют эпоксидные компаунды [34].

Имеется достаточно большой опыт научно-экспериментальных работ, свидетельствующий о возможности существенного (до 50%) повышения прочности центрально и внецентренно сжатых опорных конструкций (колонн круглого, квадратного и прямоугольного сечений) - основных элементов в системе, обеспечивающих устойчивость зданий и сооружений, а также изгибаемых конструкций (плит, балок, ригелей и пр.) [34]. В то же время практически отсутствовали данные о характере разрушения таких конструкций при воздействии на них ударной волны, так как моделирование подобных ситуаций сопряжено с весьма большими материальными затратами.

Поэтому особый интерес представляют экспериментальные

исследования эффективности усиления строительных конструкций внешним армированием, проводимые за рубежом в лабораторных условиях и на натуральных образцах, на крупноразмерных фрагментах.

Так в работе Crawford J.E., Malvar L.J. Morrill K.B., Ferritto J.M. предлагается расчетный аппарат для определения прочности железобетонных колонн на срез и изгиб при восприятии взрывных нагрузок [34]. Компьютерные расчеты были подтверждены результатами сравнений испытаний на натурном фрагменте четырехэтажного здания с обычными и усиленными внешним армированием композитными материалами колоннами.

Изучение влияния внешнего армирования на восприятие взрывной волны горизонтальными железобетонными плитами было проведено в университете Миссури (США) [34]. Во взрывной камере испытывали плиты размером 12090 x 1200 x 90 мм. Были сделаны выводы, что для восприятия нагрузки от взрывной волны желательна наклейка усиливающего композиционного материала на обе поверхности плиты.

Полимерные затвердевшие клеевые составы начинают деградировать при температурах от 65 до 150°C, вплоть до возгорания с выделением токсичных газов. В то же время собственно углеродная ткань не является огнеопасной и имеет температуру возгорания свыше 1000°C [34].

По заказу ООО «ИнтерАква» совместно с ОАО «Ленметрогипротранс» в Независимом испытательном центре пожарной безопасности МЧС России были проведены испытания углепластиковых накладок, используемых для усиления строительных конструкций [34].

По результатам испытаний сделано заключение, что углепластиковые накладки относятся к слабогорючим строительным материалам группы Г-1 (группы трудносгораемых по СТ СЭВ 2437-80) и к умеренно воспламеняемым материалам группы В-2 с высокой дымообразующей способностью группы Д-3.

Результаты испытаний образцов из углепластикового композита

являются весьма обнадеживающими, однако свидетельствуют о необходимости выполнения огнезащитного покрытия на усиливаемых конструкциях.

Для уточнения требований к такому покрытию в США были проведены специальные исследования - полномасштабные огневые испытания железобетонных колонн круглого сечения ($L = 3734,0 = 400$ мм), усиленных одним слоем однонаправленной углеродной ткани, наклеенной на поверхность колонн с помощью эпоксидного адгезива.

В отличие от обычной практики огнезащиты железобетонных или стальных конструкций была поставлена задача предотвратить достижение на поверхности углепластика температуры свыше 1000°C за расчетную продолжительность времени.

Применение эффективной теплоизоляции усиленных композитами железобетонных конструкций позволило при пожаре сохранить температуру на поверхности углепластика ниже температуры стеклования в течение нескольких часов, что должно было предотвратить отказ системы усиления в этот промежуток времени.

Для огнезащитного покрытия применили специальный состав на основе вермикулита, наносимый набрызгом. Масса теплоизоляционного материала $240\text{--}270$ кг/м³ при теплопроводности - $0,082$ Вт/моС. Поверх этой теплоизоляции наносили тонкий герметизирующий слой вспучивающейся эпоксидной краски. Он предотвращает быстрое испарение содержащейся в теплоизоляции воды при повышении температуры, сохраняя целостность теплоизоляционного слоя [34].

Были испытаны две колонны, отличавшиеся толщиной тепловой изоляции - 57 мм и 32 мм. В качестве основного критерия огнестойкости принимали потерю колонной несущей способности. Кроме того, рассматривали возможность отказа системы усиления из-за потери сцепления углепластиковой накладки с поверхностью колонн при деградации адгезива, а также сгорания композита

Отечественные исследования в области внешнего армирования конструкций композитными материалами как в целом, так в особенности и в части их взрыво- и пожаробезопасности пока что не сопоставимы с проводимыми на Западе масштабными и дорогостоящими работами

Особенностью испытательной схемы было расположение колонн во время огневых испытаний внутри силовой рамы с возможностью передачи на них испытательной нагрузки и ее изменения в ходе опыта. Такие испытания проводились в единственной в Северной Америке специальной печи, воспроизводящей температурные условия реального пожара с достижением температуры 1000°C.

Испытания показали, что для достижения температуры 100°C (условная величина температуры стеклования эпоксидного адгезива) потребовалось 180 мин. для колонны с изоляцией толщиной 57 мм и 82 мин. для колонны с изоляцией толщиной 32 мм. Эксперимент не мог подтвердить либо опровергнуть нарушение сцепления композитных накладок с поверхностью колонны. Авторы исследований лишь высказывают предположение о возможном повышении «температурной устойчивости» адгезива при его работе совместно с углеродной тканью внутри композитной структуры. В этом случае фактическая огнестойкость конструкции будет соответствовать более высокой температуре на поверхности усиливающей накладки и будет обеспечена при большей продолжительности огневого воздействия.

Возгорание композита на обеих колоннах отмечалось после 5-часового огневого воздействия. В целом обе испытываемые колонны показали более чем 5-часовую огнестойкость. Отказ колонны (разрушение) произошел после увеличения испытательной нагрузки через 5,5 часа приблизительно на 180% против рабочей [34].

В дальнейшем аналогичные исследования были проведены на натурных колоннах квадратного сечения (406 x 406 x 3800 мм), Т-образных балках и плитах толщиной 150 мм. На рис. 6 приведены результаты измерения

температур в огневой камере и по показаниям термопар, установленных на поверхности теплоизоляции, в клеевом слое между бетоном и композитной накладкой, а также на поверхности стальной арматуры внутри колонны. Видно, что при использовании изоляции толщиной 57 мм температура композита не превышала 80°C (т.е. была в пределах температуры стеклования) в течение 4 часов. Полученные результаты подтвердили возможность применения композитных материалов для испытанных конструкций с достижением более чем 4-часовой огнестойкости при соответствующей огнезащите.

Результаты проведенных полномасштабных исследований свидетельствуют о высокой эффективности внешнего армирования железобетонных конструкций усиливающими накладками из углеродной ткани не только для повышения их несущей способности, но и для увеличения упругости и вязкости конструктивных систем. Эти свойства являются определяющими в системе мер, предотвращающих внезапное обрушение зданий и сооружений при природных и технических катастрофах, а также в случае террористических действий.

Расширяющееся использование композитных материалов для внешнего усиления железобетонных конструкций с целью противодействия различным чрезвычайным ситуациям находит все большее отражение в специальной нормативной и инструктивной литературе, выпускаемой авторитетными организациями в Северной Америке и Европе. В частности, крупнейшая независимая лаборатория Underwriters Laboratories, Inc., сертифицирующая продукцию по критериям безопасности (в первую очередь - пожаробезопасность), в своих руководствах и справочниках предусматривает усиление железобетонных балок и колонн с огнезащитой, обеспечивающей 4-часовой период огнестойкости [34].

Кроме того, метод внешнего армирования железобетонных конструкций композитными материалами рассматривается как одна из эффективных мер в «Руководстве по снижению опасности террористических атак на

здания» (FEMA - 426), выпущенном в США Федеральным агентством по чрезвычайным ситуациям.

Компания "Интер Тэк" [36] уже 10 лет занимается реставрацией и реконструкцией зданий и сооружений. Все это время усиление конструкций зданий и сооружений проводилось традиционным методом усиления - металлом.

С 1986 года углеволокно стали применять повсеместно в строительстве и реставрации сооружений из железобетона и кирпича, особенно в зонах повышенной сейсмоактивности, а также, в автомобилестроении. Во всем мире этот способ усиления постепенно вытесняет традиционный метод усиления. Простота технологии нанесения, физико-технические характеристики, обеспечивают кратчайшие сроки проведения работ, в десятки раз сокращающие подобные усиления в металле. Использование углеволокна позволяет во много раз сократить расходы по усилению при реставрации зданий и сооружений. За усилением конструкций углеволокном будущее и не только строительного рынка, но и многих отраслей России [36].

При испытаниях максимальных разрушающих нагрузок в Урал НИИАС было зафиксировано, что сломанная плита после усиления углеволокном увеличила свою несущую способность на 206 % выше, чем изначально целая.

Усиление железобетонных конструкций. Повреждения железобетонных конструкций, как правило, связаны с различными коррозионными повреждениями, перегрузкой отдельных элементов и неправильной эксплуатацией, ошибок проектирования и производства работ [56].

Исторически, применение технологии внешнего армирования в России [40] связано именно с железобетонными конструкциями мостов. Впервые в России были усилены элементами из углеволокна и практически одновременно эстакада, входящая в состав третьего транспортного кольца

Москвы (фирмой «Триада-Холдинг») и железнодорожный мост в г. Домодедово Московской области (фирмой «Практик»).

Для усиления железобетонных конструкций применяются элементы в виде лент и холстов. Механические характеристики элементов внешнего армирования варьируются в следующих пределах: $E = 70000 - 640000$ МПа, $R = 1700 - 4800$ МПа.

При усилении железобетонных конструкций с применением лент необходимо решить проблему анкеровки ленты на конструкции, что приводит к необходимости устройства закладных деталей - стальных или из углехолста.

Усиление пролетной зоны изгибаемых конструкций. Наиболее распространенное решение при усилении железобетонных конструкций с применением углеволокна - расположение элемента внешнего армирования со стороны наиболее растянутого волокна в пролетной зоне изгибаемых конструкций, хотя имеется успешный опыт усиления сжатой зоны. В зоне действия пролетных моментов могут устанавливаться как ленты, так и холсты. В последнее время имеет место тенденция более широкого распространения холстов. Это связано с их более высокими механическими характеристиками, простотой монтажа и обеспечения надежной анкеровки [56].

Усиление приопорных участков изгибаемых конструкций. Важной областью применения элементов внешнего армирования является усиление приопорных участков в зоне действия поперечных сил. В этих зонах, как правило, устанавливают холсты из углехолста вдоль линии главных растягивающих напряжений. Углехолсты можно наклеивать в несколько слоев и формировать любые сечения, необходимые по расчету [56].

Усиление сжатых и внецентренно-сжатых железобетонных элементов. Применение элементов внешнего армирования для усиления сжатых, внецентренно-сжатых железобетонных элементов типа колонн, пилонов, простенков производится двумя способами. Во-первых,

для усиления «коротких» элементов (с соотношением высоты к габариту поперечного сечения не более 10) эффективно устройство бандажей из углехолста, создающих «эффект обоймы» по типу косвенного армирования. Во-вторых, установка углехолста вдоль сжатого элемента является дополнительной рабочей арматурой.

При усилении колонн рассмотрим два основных случая: усиление коротких стоек со случайными эксцентриситетами и усиление гибких колонн.

Усиление коротких колонн с отношением $h/a < 10$ сжатых сослучайным эксцентриситетом производится по принципу “косвенного армирования” [56]. Подбор сечения и шага поперечных бандажей производится с применением известных зависимостей для спиральных хомутов, при этом диаметр условного бетонного сердечника внутри “спирали” равен максимальному диаметру окружности, вписанной в прямоугольное поперечное сечение. Для устройства поперечных бандажей при усилении железобетонных колонн используются элементы внешнего армирования из углеродного волокна. Шаг поперечных бандажей $S < 1$ м, количество бандажей на колонне не может быть меньше 3 штук.

В рамных узлах сопряжения колонн и плит перекрытий, рекомендуется устанавливать крайние бандажи по обрезу колонн. При усилении сейсмостойких конструкций рекомендуется для крайних бандажей использовать трех или четырехнаправленный холст [56].

Применение предварительно напряженных элементов из углеволокна. Перспективной областью применения элементов внешнего армирования из углеволокна является предварительно напряженные элементы. Впервые предварительно-напряженные углеродных ленты были применены при усилении автомобильного железобетонного моста на юге Германии в 1982г (Совместный проект концерна «ЗИКА» проектного бюро «Леонгард, Андрэ и парт.» и фирмы «Леоба»). В России впервые предварительно-напряженные углепластиковые ленты были применены

фирмой «Практик» при усилении балок пролетного строения автодорожного моста через реку Киржач на 104 км трассы Москва-Нижний Новгород в 2003 г. В 2006г. фирмой «Практик» было проведено первое усиление предварительно напряженными холстами «Зика Карбоврап» [56].

Предварительное напряжение элементов внешнего армирования значительно повышает его эффективность и расширяет сферы его применения. Натяжение производится гидродомкратами с использованием специальных захватов и анкерных устройств. При натяжении элементов внешнего армирования из углеволокна с его последующим закреплением на конструкции достигается не только повышение несущей способности, но также достигается повышение жесткости и трещиностойкости усиливаемого элемента.

Усиление внецентренно сжатых конструкций. Усиление внецентренно сжатых стальных элементов производится путем установки элементов внешнего армирования из углеволокна симметрично относительно центра тяжести сечения. Возможно несимметричное расположение элементов внешнего армирования, например, при восстановлении сечения при ремонте коррозионных повреждений [56].

Для усиления внецентренно сжатых стальных элементов целесообразно применять элементы внешнего армирования из углеволокна с максимально высоким модулем упругости (до 640000 МПа).

В 2006г. фирмой «Практик» применено усиление сжатых раскосов стропильных ферм пролетом 34м зрительного зала в Москве.

1.4. Выводы. Цель и задачи исследования

Из приведенного обзора существующих методов усиления железобетонных пролетных строений мостов вытекают следующие выводы:

1. Подробно освещены методы ремонта и усиления элементов железобетонных мостов.

2. Изложены основные принципы диагностики, ремонта и усиления строительных конструкций.

3. В отличие от традиционных усилений элементов, при усилении листами ФАП эксплуатационные расходы существенно уменьшаются. Вместе с тем стоимость листов ФАП сравнима со стоимостью стальных пластин при той же несущей способности, однако стоимость установки, транспортировки и обработки листов ФАП, а также их расход при эксплуатации намного ниже, чем металлических элементов усиления.

4. Усиление строительных конструкций композитными материалами является на сегодняшний день самым «бережным» методом восстановления и повышения эксплуатационных характеристик строительных конструкций. Вместе с тем в отечественной научно-технической литературе до настоящего времени отмечается лишь незначительное количество обобщающих публикаций по этому типу усиления.

5. Анализ отечественной и зарубежной литературы указывает на явную целесообразность и экономическую эффективность применения композитных материалов при усилении железобетонных несущих конструкций. Технология имеет все шансы занять ведущее место на рынке и потеснить традиционные методы усиления. Поэтому, целью работы является разработка теоретических основ и необходимых предпосылок для проектирования и технологий восстановления и усиления, а также практических рекомендаций по проектированию и технологии восстановления и усиления железобетонных конструкций, эксплуатируемых железнодорожных мостов фиброармированными пластиками с учетом региональных условий Республики Узбекистан.

ГЛАВА II. МЕТОДЫ ОЦЕНКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗГИБАЕМЫХ, СЖАТЫХ И РАСТЯНУТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МОСТОВ НА ВЫСОКОСКОРОСТНЫХ ЛИНИЯХ

2.1. Методы оценки несущей способности железобетонных изгибаемых элементов мостов на высокоскоростных линиях, усиленных фиброарматурными пластиками

Оценка технического состояния конструкций транспортных сооружений и оценка их несущей способности. Составление дефектных ведомостей при обследовании сооружений. При обследовании конструкций выявляются дефекты, которые целесообразно заносить в ведомости или таблицы. Они могут быть произвольной формы, например, в виде таблицы, и дают привязку дефекта (местоположение, расстояния от осей, этаж и т. д.); обозначают схематично дефект и дают его геометрические размеры; подробно описывают дефект и указывают предполагаемые причины его возникновения; методы устранения дефекта, предполагаемые в данный период и др. Если обследуется большеразмерная конструкция, в которой много дефектов [7].

Проведение проверочных расчетов конструкций при обследовании сооружений. Проверочные расчеты основных несущих конструкций зданий и сооружений являются одним из важнейших этапов обследования зданий. Они оказываются необходимыми в следующих случаях [7]:

- при недостаточности или полном отсутствии расчетных данных, с чем часто приходится встречаться при обследованиях уже эксплуатируемых сооружений с несохранившейся документацией;
- при наличии несоответствий между расчетными предпосылками и установленными при обследовании фактическими данными в отношении

принятой расчетной схемы, нагрузок, размеров, свойств материалов и т. д.;

- при наличии дефектов и повреждений, влияющих на несущую способность и деформативность сооружения.

Проведение проверочных расчетов обследуемых строительных конструкций зданий и сооружений можно разделить на два этапа:

- 1) определение несущей способности отдельных элементов (расчет по предельным состояниям первой группы);

- 2) определение усилий в конструкциях от внешних нагрузок и воздействий, соответствующих проектному заданию на реконструкцию. В случаях, когда конструкции выполнены в соответствии с проектом и не имеют дефектов и повреждений, при наличии технической документации, включая данные о их несущей способности, проверочные расчеты могут быть выполнены в ограниченном объеме: производят сопоставление внутренних усилий, возникающих от расчетных нагрузок, с несущей способностью конструкций, приведенной в технической документации [7].

Действительные постоянные нагрузки от собственного веса конструкций должны быть установлены на основании определения плотности и фактических размеров элементов. Путем случайного отбора образцов, количество которых должно быть не менее 5, рекомендуется определять нормативные нагрузки от собственного веса конструкций путем статистической обработки результатов взвешивания образцов. Этот способ целесообразен для материалов, обладающих существенной изменчивостью плотности: легких и ячеистых бетонов, засыпок, утеплителей и др. Для стали и тяжелого бетона плотность устанавливается по справочным данным. Способ определения нагрузок от собственного веса путем установления плотности образцов предполагает их взвешивание, вычисление объема и на основании этих данных получение плотности, которая и является исходной для установления фактической нагрузки.

Методика проверочного расчета включает выполнение последовательных шагов. Расчет зданий начинают с установления расчетных схем

здания и его несущих элементов. Затем определяют расчетные нагрузки. В табличной форме составляются нагрузки на 1 м^2 проекции всех ограждающих конструкций кровли, перекрытий. Подсчитывают нагрузки от стен, колонн, перегородок, лестниц и т. д. Определяют грузовую площадь на колонну, простенок или ширину грузовой площади на стропилы, балки от кровли и перекрытий. Складывают нагрузки по этажам на конкретный несущий элемент здания. Например, простенок или колонну любого этажа, стену подвала, фундамент и т. д. Выполняют статический и динамический расчеты здания в целом и его отдельных несущих элементов. При этом используют современные программные комплексы расчета на прочность, которые могут учитывать пространственную работу конструкций и в целом здания, деформированность, нелинейность и т. д. Ниже будут показаны возможности новых программ «Микро-Fe» и «Лири-Windows», которые применяют в настоящее время в нашей стране для расчета конструкций и автоматизированного проектирования транспортных сооружений [7].

Целесообразно выделить среди подлежащих проверке расчетом конструкций две группы: не имеющие дефектов (повреждений) и с дефектами (повреждениями), способными снизить несущую способность элементов. Конструкции первой группы при условии их эксплуатации под проектной нагрузкой не менее 10 лет, а также в случаях, когда предлагаемые в дальнейшем изменения нагрузок не приведут к увеличению внутренних усилий (M , N , Q), могут проверяться расчетом по нормам, действующим во время их проектирования. В противном случае расчет конструкций следует выполнять по нормам, действующим на момент обследований. При этом необходимо внимательно относиться к выбору расчетных величин прочностных характеристик материалов, не забывая, что, например, для железобетонных конструкций класс бетона и арматурной стали и их прочностные нормативные и расчетные характеристики по действующим в настоящее время нормам установлены при обеспеченности 0,95, что соответствует технологическому уровню

современных предприятий строительной индустрии и металлургической промышленности. Для определения исходных прочностных характеристик материалов, конструкций, возведенных в прошлом, необходимо воспользоваться обработкой опытных данных по методике, приведенной ниже. В процессе обработки результатов обследований сопоставляют действительные (полученные при испытаниях) прочностные характеристики материалов конструкций с заложенными в проекте. При этом для установления нормативных значений сопротивлений материалов по результатам испытаний, полученных в процессе обследований, как для отдельных образцов, так и для испытаний, выполненных на натурных конструкциях с применением безобразцовых методов, способами, рассмотренными ранее и утвержденными соответствующими ГОСТами или другими нормативными документами, используются вероятностные оценки.

Следует учесть фактические и предполагаемые сочетания постоянных и временных нагрузок и другие принятые в расчете предложения.

На найденные расчетные усилия (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) проверяют сечения элементов конструкций, узлов соединений, стыков и т. д. Определяют также деформативность, крены, ширину раскрытия трещин в соответствии с требованиями КМК для каждого типа конструкций по материалу. При отсутствии в конструкциях дефектов и повреждений, недопустимых прогибов и трещин проверочные расчеты допускается выполнять по проектным данным о размерах сечений, расчетным сопротивлениям материалов, расчетной схеме, армирования и т. д. Поскольку часто встречаются задачи проверочного расчета жилых и гражданских зданий, ниже будет представлена методика сбора нагрузок и расчета нескольких элементов таких зданий. В табл. 2.1 представлены основные расчетные формулы для проверочных расчетов конструкций из разных материалов. Наглядно видно, что они, в основном, схожи и отличаются только для железобетонных элементов. При выполнении

расчетов металлических конструкций необходимо учитывать влияние коррозионных повреждений.

Таблица 2.1.

Основные расчетные формулы для проверочных расчетов

Материал, элемент	Металл	Бетон	Железобетон
Растянутый	$N \leq A_n R_\gamma \gamma_c$	$N < A_\delta R_{bt}$	$N < R_a A_a$
Сжатый – на прочность – на устойчивость	$N \leq A_n R_\gamma$ $N \leq \varphi A R_\gamma$	$N < \alpha R_b A_b$	
Изгибаемый	$M < W_{\min} \cdot R_\gamma \gamma_c$ $Q \leq (I \cdot t \cdot R_s \cdot \gamma_c) / S$ $f < [f]$	$M < \alpha R_{bt} \cdot W_{pl}$ $W_{pl} = b \cdot h^2 / 3,5$	$M \leq R_b b_x (h_0 - 0,5x) + R_a \cdot A_a (h_0 - a')$ $Q \leq 0,34 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b h_0$ $f < [f]$
Внецентренно растянутый	$(N / A \cdot R_\gamma)^n + M / cW \cdot R_\gamma < 1$ $N / A + M / W \leq R_\gamma$		$N_e < R_a A'_a (h_0 - a')$ $N_{e'} < R_a A_a (h_0 - a')$
Внецентренно сжатый – на прочность – на устойчивость	$N / A + M / w \leq R_\gamma$ $N < \varphi_e \cdot A \cdot R_\gamma \cdot c$	$N \leq R_b \cdot A_b$	$N_e < R_b x (h_0 - 0,5x) + R_a A'_a (h_{0-a'})$

При расчете изгибаемых элементов момент сопротивления равен:

$$W_{ef} = (1 - K_{sw} \Delta^*) W_0, \quad (2.1)$$

где: W_0 – момент сопротивления сечения без учета коррозии; K_{sw} – коэффициент изменения момента сопротивления от коррозионного износа. N , M – соответственно сила и изгибающий момент в рассчитываемом сечении элемента; b , h – высота и ширина сечения; A , W – соответственно

площадь и момент сопротивления сечения элемента или арматуры; R – расчетное сопротивление материала элемента; t – толщина стенки балки; e – эксцентриситет; x – высота сжатой зоны; φ , γ , m_g , ω – коэффициенты, подбираемые из условий работы.

По окончании всего цикла работ по обследованию, после анализа всех полученных материалов, членами комиссии составляется заключение о техническом состоянии объекта, которое подписывается всеми членами комиссии и заверяется печатью соответствующего учреждения. В заключении должны быть освещены такие вопросы:

- 1) на основании какого приказа или распоряжения назначена комиссия по обследованию. Состав комиссии, сроки проведения обследования. Задание на обследование и кем оно выдано;
- 2) перечень документов, используемых комиссией при обследовании; использованные первоисточники (техническая документация и т.п.);
- 3) краткое описание архитектурно-планировочного решения здания или сооружения и основных несущих конструкций;
- 4) технология производства на объекте, условия эксплуатации конструкций;
- 5) результаты натурного обследования конструкций, основные выявленные дефекты, их причины и возможные последствия; даты выполнения обследований и проверочные расчеты;
- 6) прочностные характеристики материалов конструкций;
- 7) данные о фактических нагрузках на конструкции;
- 8) результаты проверочных расчетов конструкций с учетом реальных расчетных схем, нагрузок, дефектов и ослабления сечений и т. д.
- 9) выводы о несущей способности основных конструкций и первоочередные мероприятия по обеспечению безопасности людей. Рекомендации по ремонту или усилению конструкций, необходимости дальнейшего наблюдения за объектом и т. д.

Оценка технического состояния и эксплуатационных свойств

транспортных сооружений. В железобетонных конструкциях могут быть скрытые дефекты, вызванные смещением положения арматуры, низким качеством сварки стыков арматуры, коррозией арматуры и другими причинами.

В железобетонных конструкциях встречаются следующие изъяны [6–8, 35, 39–48]:

- поверхностные неровности глубиной 2...3 см: поверхностные, глубинные и сквозные раковины, которые характерны для густо армированных участков;
- пустоты, возникающие в результате не прохождения бетона на каком-либо участке бетонирования;
- швы и прослойки, являющиеся результатом попадания в массу бетона случайных тел (строительный мусор, щепки и тому подобное).

Основным видом дефектов, повреждений железобетонных конструкций являются трещины, встречающиеся как в монолитных, так и в сборных конструкциях. Трещины могут быть вызваны усадкой бетона, неравномерным нагревом или охлаждением, неравномерностью осадки опор и перенапряжением конструкций. Трещины могут быть стабилизированными или нестабилизированными (прогрессирующими). Причиной появления трещин в сборном железобетоне могут быть нарушения технических правил транспортировки, хранения и монтажа.

Образование трещин в сжатых элементах в направлении, параллельном усилию, при одновременном появлении лещадок и отколов бетона приводит к необходимости усиления. Исключение составляют случаи, когда трещины появляются из-за коррозии арматуры. В этом случае требуется защита конструкции от проникновения влаги и действия агрессивной среды. Поперечные трещины в сжатых элементах свидетельствуют о возможном временном появлении растяжения и снижают несущую способность конструкции примерно на 15 % [6–8, 35, 39–48].

Продольные трещины в растянутых элементах свидетельствуют о

появлении растяжения в поперечном направлении от усадки, обжата предварительно напряженной арматурой, недостаточности поперечного армирования, коррозии продольной арматуры или ее выдергивании. Последние две причины связаны со снижением несущей способности и требуют мероприятий по усилению.

При освидетельствовании сборных железобетонных конструкций особое внимание следует уделить дефектам монтажа, которые можно объединить в три группы: дефекты стыков; дефекты положения элементов (отклонения от вертикали, перекосы и т. п.); дефекты опирания конструкций. Наиболее опасны дефекты стыков несущих элементов конструкций, так как они могут привести к разрушению, а также дефекты опирания. Неправильное опирание или малая его площадь приводят к нерасчетной работе конструкции, что, в свою очередь, может привести к аварии.

Картина трещин в колоннах зависит от соотношения продольной силы и момента. При малых эксцентриситетах в случае перегруза появляются вертикальные трещины, при больших эксцентриситетах – горизонтальные. Большой шаг поперечной арматуры приводит к потере устойчивости продольных сжатых стержней и соответственно к выколу бетона. Появление трещин в консольной части свидетельствует о недостаточности армирования или перегрузе колонны.

При технических осмотрах несущих железобетонных конструкций наиболее опасные силовые трещины от статических и динамических силовых воздействий фиксируют и затем наблюдают. По их развитию во времени принимается решение о необходимости проведения ремонтно-восстановительных работ или о необходимости усиления конструкции.

Составление заключения о техническом состоянии транспорт сооружений. Среди перечисленных разделов заключения ключевым является вопрос о несущей способности конструкций транспортных и сооружений. Ответ на него получают в результате проведения

проверочного расчета несущей способности оснований и конструкций объекта, используя результаты данных обследования. При более глубоком обследовании целесообразно составлять паспорт технического состояния несущих конструкций здания или сооружения. В нем представляются схемы планов и разрезов здания, типы основных несущих конструкций, их техническое состояние и фактическая надежность, имеющиеся дефекты и повреждения и рекомендации по усилению или профилактике конструкций. В паспорте также указывается организация, проводившая обследование, дата обследования и рекомендуемые сроки восстановления конструкций и последующего обследования [7].

Перерасчет конструкции по фактическим показателям, полученным при обследовании, выполняется с целью окончательной оценки несущей способности и эксплуатационной пригодности сооружения; определения напряжений, деформаций, перемещений несущих конструкций при различных уровнях полезной нагрузки (результаты используются на втором этапе обследования – в ходе испытаний конструкций статической нагрузкой). Для окончательной оценки пригодности сооружений перерасчет выполняется в соответствии с существующей на момент обследования методикой расчета по предельным состояниям. В результате такого перерасчета определяются завышенные внутренние усилия, деформации и перемещения конструкции в предположении сочетания неблагоприятных отклонений исходных параметров. Результаты расчета необходимы также для сравнения с данными проводимых впоследствии испытаний, то есть исходные параметры и уточненная методика ориентированы на ожидаемый в эксперименте результат. Перерасчет проводится по средним фактическим характеристикам с построением доверительных интервалов и соответствующих вероятностей. В расчет закладываются фактические параметры геометрии конструктивных элементов, нагрузок и реальные физико-механические характеристики материалов [7].

Окончательный поверочный расчет по результатам первого этапа обследования, если испытания пробной нагрузкой не предусматриваются, проводится согласно методике, установленной нормативными документами для соответствующих конструкций.

Заключение о состоянии конструкций представляет собой краткий отчет, в котором должны быть отражены результаты по всем видам работ обследования. Если обследованная конструкция относится к сооружениям, для которых существует нормативно-техническая документация, то заключение о состоянии конструкции и рекомендации по усилению могут быть построены на основе результатов сравнения параметров характерных дефектов конструкций с признаками износа для этих конструкций [7].

Итоговым документом обследования является акт, в котором дается окончательная оценка проектного решения, качества заводского изготовления строительных деталей, строительно-монтажных работ, соответствия условий эксплуатации конструкций сооружения техническим требованиям. На основании результатов перерасчета в акте дается заключение о возможности дальнейшей эксплуатации сооружения или необходимости усиления конструкций. Заключение о техническом состоянии зданий и сооружений служит основой для предварительного решения о целесообразности реконструкции строительной части объекта.

2.2. Методы оценки несущей способности сжатых железобетонных элементов мостов на высокоскоростных линиях, усиленных фиброарматурными пластиками

Для изучения прочности и деформации поврежденных и усиленных железобетонных балок пролетного строения мостов листами ФАП нами под руководством проф. А.А. Ашрабова и Ч.С. Раупова разработаны методика экспериментальных исследований, посвященная методологии усиления железобетонных балок [10–14, 39–47].

Для внешнего усиления будут использованы двунаправленные листы ФАП (Россия) [20, 29, 116], состоящие из двух основных компонентов - эпоксидной смолы и листов волокна. Когезионная прочность эпоксидной смолы равна 4 МПа, прочность при растяжении – 30 МПа, модуль упругости – 3,80 МПа, прочность листа волокна при растяжении – 3,80 МПа и модуль упругости – 230,0 МПа (согласно спецификации изготовителя).

ФАП будут поставляться в форме рулонного листа толщиной 0,09 мм, шириной 600 мм и длиной 5 м с ориентацией волокон в координатах x и y под углом $0/90^0$. Значения предела прочности – 3,80 МПа и модуля упругости – 230,0 МПа.

Листы ФАП будут приклеиваться на поверхность бетона, покрытой эпоксидной смолой, прикатываться роликом и покрываться заключительным слоем эпоксидной смолы.

Для измерения величины деформаций внутренней стальной арматуры будут использованы тензодатчики с базой измерения 10 мм, а на поверхности бетона и в полосах ФАП – тензодатчики с базой измерения 30 мм. Кроме того, были также будут измерены деформации на поверхности бетона в пределах середины пролета прямоугольных балок с помощью реперных точек, расположенных на расстоянии соответственно 10 мм, 40 мм, 73 мм, 135 мм, 220 мм и 310 мм от верхней поверхности балки. База измерения реперов – 150 мм.

После размещения образца на опоры он будет покрыт краской для облегчения наблюдения образования трещин в образцах.

Контрольная балка сначала будут загружены для развития предварительных трещин с разгрузкой до нуля, а затем загружали до разрушения. Восстановленные образцы будут подвергнуты загрузке для развития предварительных трещин. Далее образцы будут усилены или восстановлены листами ФАП и будут загружены обычным нагружением до разрушения. Усиленные с листами ФАП образцы (без предварительного

загружения) будут загружены до разрушения. Во время загрузки будет зафиксировано образование первых трещин, критическое раскрытие трещин, отрыв листов от поверхности бетона или разрыв армирующих полос с выкрашиванием бетона. Распространение трещин четко будет прослеживаться на каждом приращении нагрузки в течение всего испытания. Результаты испытаний будут представлены в виде зависимостей «нагрузка–прогиб» в середине пролета, «нагрузка–деформация» растянутых арматур, в полосах ФАП и на поверхности бетона.

Оценка сопротивления балок при срезе будет проводиться в зависимости от процента продольного рабочего армирования – μ , отношения пролета среза к рабочей высоте сечения – a_v/h_o , интервала, количества и ориентации полос ФАП.

Образцы будут отличаться процентом продольного рабочего армирования и отношением пролета среза к рабочей высоте, a_v/h_o . Все балки будут армированы поперечными стальными хомутами с различным интервалом. Все образцы будут испытаны при статическом нагружении. Каждая подгруппа будет иметь по три образца. Из них, одна балка перед испытанием будет усилена листами ФАП, т.е. оставалась «неповрежденной», а другая аналогичная балка будет подвержена предварительному нагружению (60% от разрушающего), или «повреждена», для получения основной системы трещин, характерных для балок, работающих в реальных условиях эксплуатации мостов и после разгрузки будут усилены листами ФАП. Одна балка из каждой подгруппы будет оставлена контрольной, т.е. без какого либо усиления. Кроме того, будут изготовлены и испытаны три кубов ребром 150 мм.

Все образцы рабочей арматуры будут испытаны при одноосном растяжении на разрывной машине [13, 14, 39–47].

Образцы группы первой группы будут подвергнуты двухточечным изгибам, а образцы второй группы – сосредоточенной нагрузкой в

середине балки.

При испытании на каждой ступени нагрузки будут измерены прогиб в середине пролета и деформации в растянутой рабочей арматуре и хомутах, деформации на боковой поверхности в среднем нормальном сечении балки и вдоль наклонного сечения, а также в наклеенных полосах ФАП. По результатам испытаний будут определены виды разрушения и характер трещинообразования при предельной нагрузке, а также выявлена степень повышения несущей способности при данном виде усиления.

Для измерения величины деформаций внутренней стальной арматуры будут использованы тензодатчики с базой измерения 10 мм, а на поверхности бетона и в полосах ФАП – тензодатчики с базой измерения 30 мм. Кроме того, были также будут измерены деформации на поверхности бетона в пределах середины пролета прямоугольных балок с помощью реперных точек, расположенных на расстоянии соответственно 10 мм, 40 мм, 73 мм, 135 мм, 220 мм и 310 мм от верхней поверхности балки. База измерения реперов – 150 мм. На образцах также будут установлены в центр балки один линейный преобразователь деформаций и два циферблатные индикатора.

Во время загрузки будут зафиксировано образование первых трещин, критическое раскрытие трещин, отрыв листов от поверхности бетона или разрыв армирующих полос с выкрашиванием бетона. Распространение трещин будет четко прослеживаться на каждом приращении нагрузки в течение всего испытания. Результаты испытаний будут представлены в виде зависимостей «нагрузка–прогиб» в середине пролета, «нагрузка–деформация» растянутых арматур и поперечных хомутов, в полосах УПВМ и на поверхности бетона.

2.1. Анализ и оценка грузоподъемности железобетонных балок пролетного строения мостов таврового сечения, усиленных ФАП

В этом разделе приведены результаты экспериментального исследования усиления зоны среза Т-образных железобетонных балок при помощи внешне соединенного листами ФАП, проведенного под руководством проф. А.А. Ашрабова и Ч.С. Раупова [1-14, 39-48]. Т-образные балки были классифицированы в три типа: контрольные балки, усиленные балки с повреждениями и усиленные балки без повреждений. Образцы серии Т имели 2980 мм длина с поперечным сечением свеса 400 мм х 100 мм и толщиной ребро 120 мм. Полная высота балки была равна 340 мм. (рис.2.1). Переменные, исследованные в испытательной серии включали отношения пролета среза к рабочей высоте, процента продольного армирования, интервала и количества стальных хомутов, интервала, ориентации и количества полос ФАП.

Серия Т состоял из шестнадцати балок, были классифицированы в две группы, основанные на процента армирования растянутой зоны, а именно, группа ТТ ($\rho = 1.69 \%$) и ТS ($\rho = 1.08 \%$). Все Т-образные балки были усилены поперечными стальными хомутами, но с различным интервалом и количеством усиления зоны среза. Тавровые балки группы ТТ и ТS были сгруппированы в две подгруппы, основанные на отношение пролета среза к рабочей высоте, а именно, подгруппы ТТ1, ТS1 и ТТ2 и ТS2, имели отношение пролета среза к рабочей высоте соответственно 2,5 и 4,0. Все образцы были испытаны при ступенчатом монотонном нагружении. Подгруппы ТТ1 и ТS1 были подвергнуты нагрузке двухточечному изгибу, а подгруппы ТТ2 и ТS2 были нагружены сосредоточенной нагрузкой в середине пролета. Каждая подгруппа имела по четыре образца. Из них, одна балка была контрольной, две балки были усиленные листами ФАП с повреждениями и одна балка была усиленная без повреждений.

Результаты эксперимента Т-образных балок. Цель эксперимента состояла в том, чтобы измерить прогиб в середине пролета и деформации в растянутой арматуре, стальных хомутах, поверхностные деформации поперек середины секции балки и на поверхности бетона и полосах ФАП в

каждой ступени нагрузки. В этой главе также представлены результаты, включая видов разрушения и виды трещин в предельной нагрузке и повышении несущей способности, достигнутом усилением [1-14, 39-48].

Подгруппа ТТ1. Виды разрушения и предельная нагрузка подгруппы ТТ1. Подгруппа ТТ1 состояла из четырех образцов с внутренними продольными арматурами в растянутой зоне и в зоне среза из двух стержней диаметром 20 мм и из четырех стальных хомутов диаметром 6 мм (то есть двойные хомуты) с шагом 120 мм. Образец ТТ1а был сохранен как контрольная балка, образцы ТТ1-1 и ТТ1-2, были преднагружены и восстановлены, а образец, ТТ1-1И был изначально усилен без предварительные трещины. Отношение пролета среза к рабочей высоте подгруппы ТТ1 было 2.5. Контрольная балка ТТ1а была загружена до 70% от разрушающей нагрузки (94.83 кН), чтобы развить предварительные трещины по поверхности и прогиб соответствующей этой нагрузке в середине пролета был 3.91 мм. Первая трещина в зоне изгиба была наблюдаена при нагрузке приблизительно 42 кН в постоянной зоне момента. С увеличением нагрузки трещины зоны среза в контрольном образце ТТ1а появлялись близко к середине пролета зоны среза, когда нагрузка достигла приблизительно 81.52 кН. Эти трещины зоны среза были начаты в левом и правом пролетах. После первого цикла загрузки, балка была разгружена до нуля и перезагружена до разрушения. В стадии перезагрузки, трещины в зоне изгиба были распространены до основания свеса и диагональные трещины были видимы по основанию зоны свеса к точке загрузки. Поскольку нагрузка увеличивалась, дополнительные трещины в зоне среза расширялись и распространялись вплоть до разрушающей нагрузки 174.65 кН. Диагональные трещины появились около середины пролета зоны среза, распространяясь к точке загрузки балки. Некоторые трещины среза были также наблюдаены около опоры до разрушения балки. На рис. 2.1 показано разрушение при срезе контрольной балки [1-5, 25-31].



Рис. 2.1. Схема разрушения при срезе для контрольной балки ТТ1а

Образцы ТТ1-1 и ТТ1-2 были подвергнуты предварительному нагружению для развития и расширения предварительных трещин на поверхности бетона. В предразрушающей стадии, вид разрушения неусиленных образцов был подобен контрольному образцу ТТ1а. Эта предварительно нагружающая стадия была выполнена для двух циклов нагружения, чтобы распространять и расширить предварительные трещины. После двух циклов нагружения до 94.83 кН, образцы ТТ1-1 и ТТ1-2 имели максимальный прогиб в середине пролета соответственно 3.71 мм и 4.17 мм. Быстрое увеличение вертикальных (изгибных) и диагональных трещин в образцах ТТ1-1 и ТТ1-2 было подобно контрольному образцу ТТ1а. Впоследствии, эти образцы были восстановлены листами УПВМ по пролету среза. Образцы ТТ1-1 и ТТ1-2 были восстановлены U-полоса УПВМ шириной 80 мм (ориентация: градус 0/90), приклеенными с интервалом соответственно 150 мм и 200 мм. Широкая полоса УПВМ с шириной 120 мм была приклеена по расчетному пролету (2480 мм) балки. В образце ТТ1-1, трещина среза была развита в левом пролете среза балки. При нагрузке 194.61 кН, четвертая U-полоса от левого крайнего пролета среза была разорвана из-за распространения трещины среза. Балка разрушалась при изгибе под точками нагружения в максимальном нагружке 241 кН, который является увеличением несущей способности среза на 38 % по сравнению с контрольной балкой ТТ1а.

Наблюдалось, что образование трещин в зоне среза было сильно уменьшено после восстановления. Образец ТТ1-2 был предразрушен подобно как образец ТТ1-1, но это было восстановлено вертикальными U-листами УПВМ с интервалом 200 мм. Количество усиления с листами УПВМ, используемого в образце ТТ1-2 было меньше чем у образца ТТ1-1. Образование трещины среза было больше в ТТ1-2 по сравнению с ТТ1-1 из-за его увеличенного интервала усиления полосы УПВМ. У образца, разрушенного при изгибе при нагрузке 267 кН (см. табл.2.1), было повышение окончательной несущей способности на 53% по сравнению с контрольной балкой ТТ1а [1-14, 39-48].

Таблица 2.1

Наим. образца	Шаг и ориентация полосы УПВМ, мм–градус	Полная разрушающая нагрузка, кН	Нагрузка трещинообразования (кН)	Доля Q , воспринимаемая УПВП, кН	Повышение несущей способн. балок при срезе (%)
¹ ТТ1а	---	174,65	87,325	—	—
² ТТ1-1	U-полоса 200–0/90	241,16	120,58	66,51	>38,08
² ТТ1-2	U-полоса 150–0/90	267,77	133,885	93,12	>53,32
³ ТТ1-1I	U-полоса 200–0/90	281,08	140,54	106,43	>60,94
¹ ТС1а	---	134,74	67,37	—	—
² ТС1-1	U-полоса 150–0/90	187,98	93,99	53,24	>39,51
² ТС1-2	U-полоса 200–0/90	161,34	80,67	26,6	>19,74
³ ТС1-1I	U-полоса 200–0/90	121,44	60,72	—	—
¹ ТТ2а	---	148,04	74,02		—
² ТТ2-1	U-полоса 150–0/90	174,65	87,32	26,61	>17,98
² ТТ2-2	L-полоса 150–45/135	201,26	100,63	53,22	>35,95
³ ТТ2-2I	L-полоса 150–45/135	214,56	107,28	66,52	>44,93
¹ ТС2а	---	108,14	54,07		—
² ТС2-1	U-полоса 200–0/90	148,04	74,02	39,9	>36, 90
² ТС2-2	L-полоса 150–45/135	134,74	67,37	26,6	>24,59
³ ТС2-1I	L-полоса 150–45/135	121,44	60,72	13,3	>12,29

¹ – контрольные образцы без усиления;

²— усиленные образцы с повреждениями;

³— усиленные образцы без повреждений.

Образец без повреждения ТТ1-1I был усилен вертикальными У-листами УПВМ с ориентацией и интервалом, подобным образцу ТТ1-1. Первая трещина в зоне изгиба была наблюдаема приблизительно при нагрузке 48 кН. Поскольку нагрузка была увеличена, поверхностная трещина в зоне среза появилась в развернутой части балки при нагрузке 108 кН, сопровождаемой трещиной в зоне среза при 121 кН. Критическая диагональная трещина была наблюдаема при нагрузке 194 кН и разорванной полосе УПВМ в правом пролете среза около опоры. В постоянной зоне момента, трещины в зоне изгиба распространены к зоне свеса в предельной нагрузке. Разрушение происходило при изгибе под точкой загрузки, подобным, испытанным образцам ТТ1-1 и ТТ1-2. Полная предельная нагрузка была 281 кН и наблюдалось повышение несущей способности на 61 % по сравнению с контрольным образцом ТТ1а. На рис. 2.2 показан образец разрушения изначально усиленной балки ТТ1-1I. В табл. 2.1 приведена ведомость результатов эксперимента для подгруппы ТТ1.

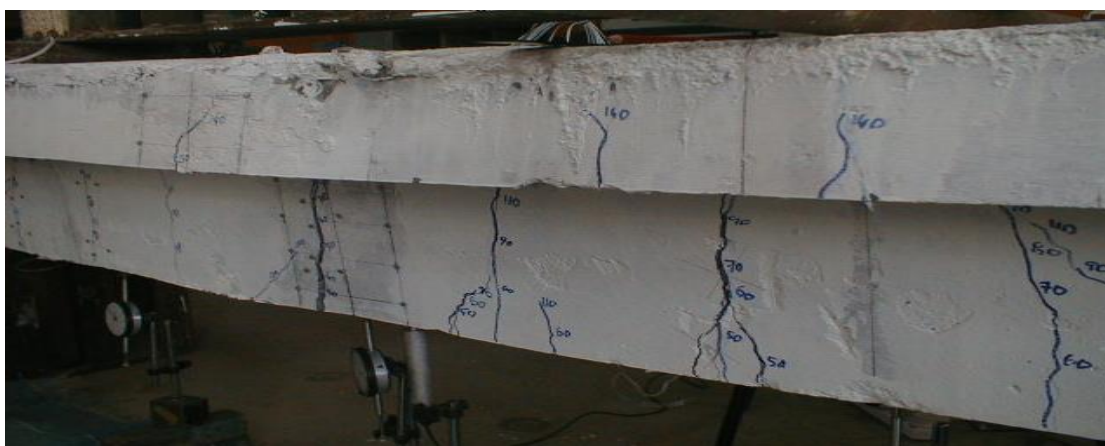


Рис. 2.2. Схема разрушения при изгибе для усиленных образцов с повреждениями ТТ1-2

Усиленные образцы с повреждениями и без повреждений предотвратили нарушения сцепления или отслоения полос УПВМ от

поверхности бетона или в зоне среза или изгиба. Однако, они показали комбинированное разрушение разрыва полосы УПВМ и изгиба в точках загрузки. Повышение несущей способности обернутых балок листами УПВМ ТТ1-1, ТТ1-2 и ТТ1-1И по сравнению с контрольной балкой ТТ1а было соответственно 38 %, 53 % и 61%. Несущая способность среза изначально усиленного образца ТТ1-1И была на 17% больше чем восстановленного образца ТТ1-1, а интервал и количество УПВМ, оставалась тем же. Наблюдено, что образец ТТ1-2 получил 11%-ое повышение по сравнению с образцом ТТ1-1, хотя количество укрепления УПВМ было меньше чем образца ТТ1-1. Наблюдалось, что несущая способность среза увеличилась с уменьшением интервала внешнего укрепления среза УПВМ.

Результаты показывают, что увеличение количества полос УПВМ (как внешнее усиление среза), возможно, не увеличивает несущую способность пропорционально, но изменяет вид разрушения от сдвигового механизма с разрывом полос к изгибному из-за присутствия чрезмерного количества усиления среза. Экспериментальные результаты также показывают, что железобетонные балки с поперечными стальными хомутами могут быть усилены с внешне соединенными двунаправленными листами УПВМ для более высокой предельной нагрузки зоны среза. Результаты также показывают, что двунаправленная технология U-полосы УПВМ не только предотвращает нарушения сцепления или отслоения полосы УПВМ от поверхности бетона, но и увеличивает прочности среза, уменьшающую распространение и расширение трещины [1-14, 39-48].

Анализ деформационных свойств тавровых балок мостов приведен в приложение 1.

2.3. Выводы по главе II

1. Очень важно отметить, что не было никакого нарушения сцепления

УПВП от поверхности бетона и в прямоугольной и в Т-образном балках. По сравнению с прямоугольными балками, область соединения Т-образных балок происходила относительно очень мало из-за присутствия свеса. В тавровых балках, усиленных полосами УПВП образцы имеют упругой стадии без внезапного разрушения в зоне среза как прямоугольные балки. Упругость усиленных полосами УПВП балок была больше по сравнению с усиленными элементами в подгруппах BT1, BT2, и BS1.

2. Результаты экспериментальных исследований, что вклад полосы УПВП в несущую способность зависит от процента продольного рабочего армирования - μ , отношения пролета среза к рабочей высоте сечения - a/h_0 , интервала, количества, тип (двунаправленная или однонаправленная) и ориентации полос УПВМ, схемы обертывания (U-полосы (соединенные на двух сторонах и на ребро) и наклонных L-полосах (поверхности и ребро)) и с и без усиления среза балкию

3. Результаты экспериментальных исследований, что полосы УПВП может использоваться для Т-образных балок с различным интервалом и количеством внутреннего усиления зоны среза и ее эффективность изменяется относительно переменных параметров. Преждевременное разрушение в зоне изгиба происходило из-за чрезмерного внутреннего усиления арматурами и внешнего усиления полосами УПВМ.

4. Также рекомендует не использовать полосу ФАП шириной менее 80 мм для получения большой прочности. Кроме того, это имеет практические трудности, включая размещение полосы на бетонный слой.

5. Повышение несущей способности этой подгруппы было в пределах 38 – 61 % по сравнению с контрольной балкой.

6. Повышение несущей способности усиленных образцов с повреждениями TT1-1 и TT1-2 с интервалом \square полосы ФАП 150 мм по сравнению с образцом TT1-1 с интервалом полосы УПВМ 200 мм было 11%. Наблюдалось, что несущая способность при срезе увеличилась с

уменьшением интервала полосы ФАП.

7. Результаты исследований подтверждают, что внешнее усиление полосами ФАП могут использоваться для увеличения грузоподъемности зоны среза бетонных и железобетонных Т-образных балок и ее эффективность изменяется в зависимости от процента продольного рабочего армирования - μ , отношения пролета среза к рабочей высоте сечения - a/h_0 , интервала, количества и ориентации полос армирования, выполненных из УПВМ.

8. Все усиленные полосами ФАП Т-образные балки достигли преждевременного разрушения в зоне изгиба. Также отмечалось, что теоретические значения, вычисленные по моделям Khalifa и ACI хорошо согласуются с результатами модели Triantafillou.

ГЛАВА III. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МОСТОВ ВЫСОКОСКОРОСТНЫХ ЛИНИЙ, УСИЛЕННЫХ ФИБРОАРМАТУРНЫМИ ПЛАСТИКАМИ НА ЭВМ

3.1. Расчет железобетонных элементов мостов высокоскоростных линий, усиленных ФАП по I группе предельных состояний на ЭВМ

Расчет прочности усиленных железобетонных тавровых балок мостов высокопрочными композиционными материалами. В работе приведена методика расчета прочности нормальных и наклонных сечений усиливаемых железобетонных тавровых балок внешним армированием листами ФАП на основе углеродных, арамидных и стеклянных волокон.

В основу расчета положены рекомендации Руководства по усилению конструкций [49], исследования, проведенные автором [1-14, 39-48] и результаты многочисленных зарубежных экспериментальных исследований [19, 20, 22, 23, 28-33, 36, 38, 50, 51, 56].

Расчет нормальных сечений тавровых балок. Характеристики бетона и арматуры при отсутствии в них повреждений принимаются в соответствии со СНиП 52-101-2003 [54].

При наличии результатов обследования усиливаемых конструкций назначение характеристик бетона и арматуры производят с учетом требований СП 13-102-2003 [55] и СП 52–101–2003 [54]. Расчетные характеристики ВКМ определяются на базе нормативных характеристик с учетом коэффициента надежности γ_f и коэффициента условия работы C_E , учитывающего влияние окружающей среды согласно [54, 55].

Расчетная прочность на растяжение ФАП с учётом коэффициентов надежности условия работы C_E определяется по выражению:

$$R_{ft} = \frac{C_E R_f}{\gamma_f}, \quad (3.1)$$

а расчетная деформация растяжения:

$$\varepsilon_{ft} = \frac{C_E \varepsilon_f}{\gamma_s} \quad (3.2)$$

Расчетные значения модуля упругости при растяжении E_{ft} принимаются равными их нормативным значениям:

$$E_{ft} = E_f = \frac{R_f}{\varepsilon_f} \quad (3.3)$$

Отслаивание ФАП может произойти, если деформация в нём не может быть воспринята основанием. Чтобы предотвратить отслаивание ФАП, нужно ограничить уровень его деформаций. Выражение (3.4) даёт оценку коэффициента условия работы ФАП k_m , который зависит от жесткости элемента усиления ВКМ:

$$k_m = \left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{60\varepsilon_{ft}} \left(1 - \frac{nE_{ft}t_f}{360000} \right) \leq 0,9 \\ \frac{1}{60\varepsilon_{ft}} \left(\frac{90000}{nE_{ft}t_f} \right) \leq 0,9 \end{array} \right\} \quad (3.4)$$

Первое выражение используется при $nE_{ft}t_f \leq 180000$, а второе – при $nE_{ft}t_f$

≥ 180000 .

С помощью коэффициента k_m из выражения (3.4) в расчетах ограничивается достижение предельной деформации разрыва ФАП, что обеспечивает отсутствие отслоения ФАП при расчетных нагрузках. С увеличением жесткости ФАП возрастает вероятность отслоения, и, соответственно, требования к ограничению деформаций становятся более строгими. Поэтому коэффициентом k_m по сути ограничивается предельное допускаемое усилие, возникающее в арматуре ФАП.

Допустимые предельные расчетные деформации ВКМ определяются:

$$\varepsilon_{fu} \leq k_m \varepsilon_{ft} \quad (3.5)$$

Величину достигаемых максимальных деформаций во внешнем армировании ФАП в предельном состоянии можно определить из выражения:

$$\varepsilon_{fu} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{h-x}{x} \right) - \varepsilon_{bi} \leq k_m \varepsilon_{ft} \quad (3.6)$$

Допустимый уровень напряжений в ФАП определяется по закону Гука:

$$\sigma_{fu} \leq E_f \varepsilon_{fu} \quad (3.7)$$

Расчетная прочность внешнего армирования ФАП R_{fu} принимается равной значению σ_{fu} по выражению:

$$R_{fu} = \sigma_{fu} \quad (3.8)$$

Расчетная деформация внешнего армирования ФАП при растяжении:

$$\varepsilon_{fu} = \frac{R_{fu}}{E_f} \quad (3.9)$$

Определение случаи расчета тавровых сечений. Условие прочности усиленного таврового сечения можно представить как сумму моментов, воспринимаемых ребром, свесами и ФАП, т.е.

$$M < M_r + M_{fc} + M_f = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b)(h_0 - 0,5h'_f) + R_{fu} A_f a_s. \quad (3.10)$$

Условие равновесия

$$R_s A_s + R_{fu} A_f - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f - R_b b x = 0 \quad (3.11)$$

Для тавровых сечений должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_R$ (первый случай разрушения). При расчете балок таврового сечения с полкой, расположенной в сжатой зоне, возможны два расчетных случая: 1) сжатая зона находится в пределах полки; 2) сжатая зона переходит в ребро.

Случай 1. Если сжатая зона бетона находится в пределах полки, т. е. $x < h_f$ (рис.3.1,а) тогда тавровые сечения этого типа рассчитывают как прямоугольные шириной, равной ширине полки b_f' и рабочей высотой h_o .

Случай 2. Сжатая зона бетона выходит за пределы полки и распространяется в ребро, т. е. $x > h_f$ (рис.3.1,б). Это будет в том случае, если внешний момент больше внутреннего, воспринимаемого одной только сжатой полкой, т. е.

$$M > R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') + R_{fu} A_f a_s. \quad (3.12)$$

а при известном количестве арматуры

$$R_{fu} A_f + R_s A_s > R_b b_f' h_f' + R_{sc} A_s \quad (3.13)$$

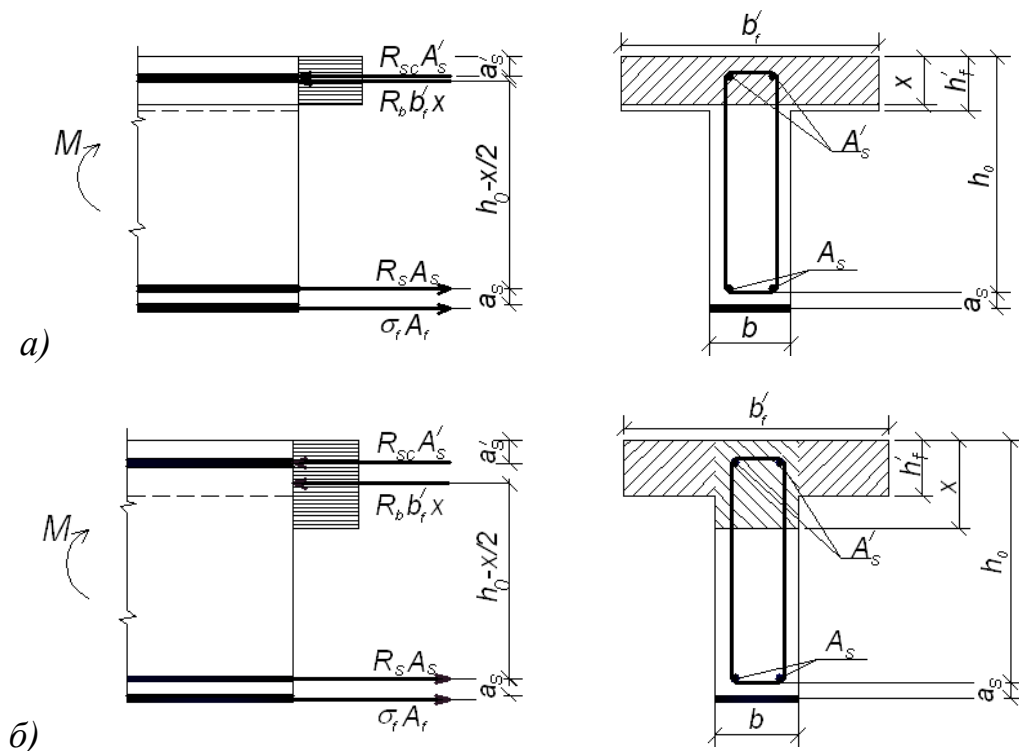


Рис. 3.1. Расположение усилий в поперечном тавровом сечении усиленного элемента

Случай 2 встречается при расчетах сечений с мало развитой полкой. Высоту сжатой зоны находят, используя уравнение равновесия:

$$R_s A_s + \sigma_f A_f - R_b b x - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s = 0 \quad (3.14)$$

Высота сжатой зоны x при разрушении усиленного сечения по арматуре и ВКМ ($\xi < \xi_{Rf} < \xi_R$) определяется из выражения:

$$x = \frac{R_{fu} A_f + R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s}{R_b b} \quad (3.15)$$

тогда значение M_{ult} может быть найдено следующим образом:

$$M_{ult} = R_{fu} A_f a_s + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_b b x (h_0 - 0,5 x) \quad (3.16)$$

Высота сжатой зоны x при разрушении бетона сжатой зоны усиленного сечения и достижения в растянутой и сжатой стержневой арматуре напряжений, равных пределу текучести, определяется из выражения:

$$x = \frac{\sigma_f A_f + R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc} A'_s}{R_b b} \text{ при } \xi_{Rf} < \xi < \xi_R \quad (3.17)$$

тогда предельный изгибающий момент равен:

$$M_{ult} = A_f \sigma_f a_s + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_b b x (h_0 - 0,5 x) \quad (3.18)$$

В случае, если напряжения в растянутой стержневой арматуре и в ФАП не достигли предельных, а прочность бетона сжатой зоны исчерпана и напряжения в сжатой стержневой арматуре достигли предела текучести, высота сжатой зоны определяется из выражения:

$$x = \frac{\sigma_f A_f + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b} \text{ при } \xi_{Rf} < \xi_R < \xi \quad (3.19)$$

тогда предельный изгибающий момент:

$$M_{ult} = \sigma_{fu} A_f a_s + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_b b x (h_0 - 0,5 x) \quad (3.20)$$

По найденной площади ФАП производят проверку прочности. По окончании расчетов усиленного нормального сечения необходимо провести проверку обеспечения несущей способности по наклонным сечениям.

Расчет прочности наклонных сечений тавровых балок мостов,

усиленных высокопрочными композиционными материалами. В работе приведена методика расчета наклонных сечений усиливаемых железобетонных тавровых балок внешним армированием листами ФАП на основе углеродных, арамидных и стеклянных волокон.

В основу расчета положены рекомендации Руководства по усилению конструкций [49], исследования, проведенные автором [1-14, 39-48] и результаты многочисленных зарубежных экспериментальных исследований [19, 20, 22, 23, 28-33, 36, 38, 50, 51, 56].

Характеристики бетона и арматуры при отсутствии в них повреждений принимаются в соответствии со СНиП 52-101-2003 [54].

При наличии результатов обследования усиливаемых конструкций назначение характеристик бетона и арматуры производят с учетом требований СП 13-102-2003 [55] и СП 52-101-2003 [54].

Системы ВКМ могут быть использованы для усиления наклонных к продольной оси сечений. Усиление достигается наклеиванием ФАП в поперечном направлении к оси элемента или перпендикулярно потенциальным трещинам в опорном сечении.

На рис. 3.2 приведены основные схемы наклейки, используемые при усилении наклонных сечений. Для балок в основном используется наклейка ФАП с трех или двух сторон элемента.

Номинальная прочность наклонных сечений элемента, усиленного системой ФАП, должна превышать требуемую прочность. В общем виде условие прочности наклонных сечений элемента, усиленного ФАП записывается так:

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} + \psi_f Q_f \quad (1)$$

ψ_f – коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ФАП.

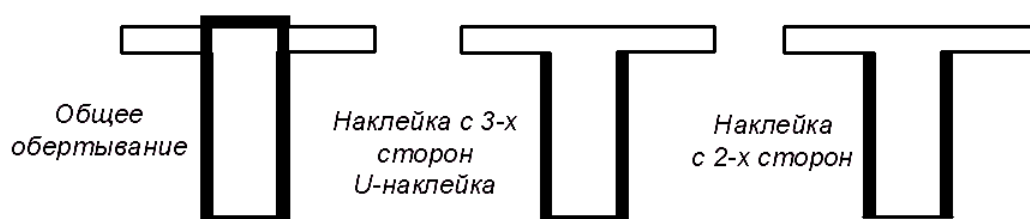


Рис. 3.2. Схемы наклейки ФАП при усилении наклонных сечений

Коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ФАП для полностью обернутых элементов $\psi_f=0,95$, а для трехсторонних U-образных хомутов или приклеенных к наружной поверхности слою $\psi_f=0,85$.

Рисунок 3.3 иллюстрирует параметры, которые используются для вычисления прочности наклонных сечений с учетом ФАП. Вклад системы ФАП в увеличение прочности на сдвиг элемента основан на работе соответствующего направления фибры по отношению к предполагаемой траектории трещины.

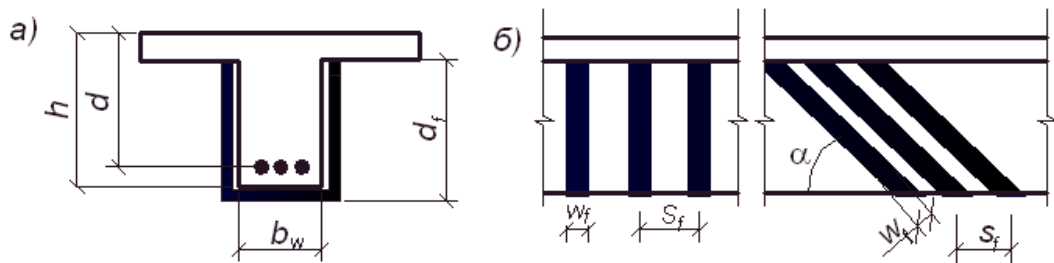


Рис. 3.3 Размещение хомутов из ФАП для усиления наклонных сечений

После подбора сечения усиливающей накладки необходима проверка обеспечения несущей способности сечений:

- наклонных к продольной оси элемента на действие поперечной силы по наклонной полосе между наклонными трещинами,
- на действие поперечной силы по наклонной трещине,
- на действие изгибающего момента по наклонной трещине.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят по выражению {6.65 [49]}:

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (3.21)$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил осуществляется по {п. 6.2.34 [49]} с учетом следующих дополнений.

Общее условие прочности (рис. 3.1):

$$Q \leq Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_{f,sh} = Q_b + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} \sin \theta + Q_{f,sh} \quad (3.22)$$

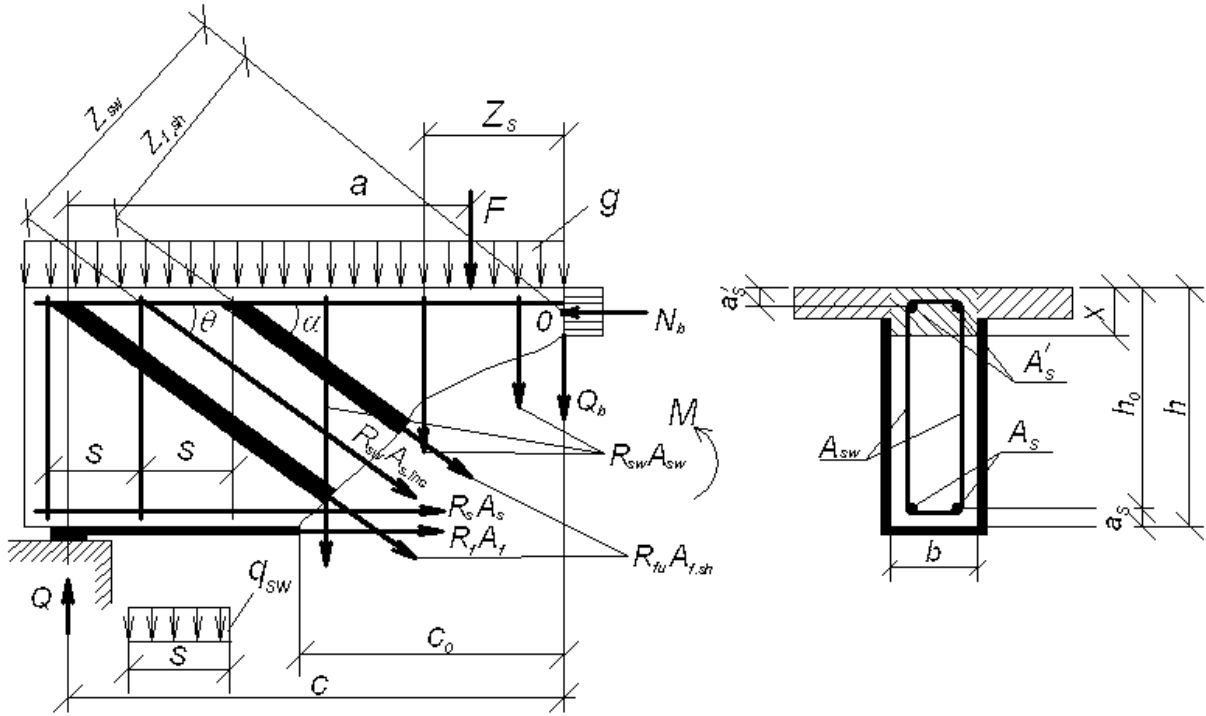


Рис.3.4 Расчетная схема при расчете наклонного сечения на поперечную силу и изгибающий момент

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении Q_b , определяется по [п. 6.67 [49]]:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (3.23)$$

$$0,5 R_{bt} b h_0 < Q_b < 2,5 R_{bt} b h_0. \quad (3.24)$$

Усилие Q_{sw} , воспринимаемое поперечной стальной арматурой, нормальной к продольной оси элемента определяется по выражению [6.68 [49]]:

$$Q_{sw} = 0,75 q_{sw} c, \quad (3.25)$$

$$\text{где } q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}; \quad c \leq 2h_0.$$

Усилие Q_f , воспринимаемое хомутами из ФАП, согласно Руководство [49] и ACI 440 [84] определяется из выражения:

$$Q_f = \frac{A_{f,sh} \sigma_{fu} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f}, \quad (3.26)$$

$$\text{где } A_{f,sh} = 2nt_f w_f. \quad (3.27)$$

Растягивающие напряжения в арматуре ФАП в предельном состоянии прямо пропорциональны достигнутому уровню деформации:

$$\sigma_{fu} = \varepsilon_{fe} E_f. \quad (3.28)$$

В зависимости от схемы наклейки поперечных хомутов вводятся ограничения на величину деформаций ФАП.

Для железобетонных колонн и балок, обернутых системой ФАП вкруговую, может наблюдаться потеря сцепления с бетоном при деформации в ФАП меньше предельной. Для предупреждения этого типа разрушения необходимо ограничить используемую при проектировании максимальную деформацию до 0,4%:

$$\varepsilon_{fe} = 0,004 \leq 0,75 \varepsilon_{ft}. \quad (3.29)$$

Для системы ВКМ, не охватывающей все сечение (двух и трехсторонние хомуты) расчетная деформация вычисляется с использованием коэффициента запаса по сцеплению k_v :

$$\varepsilon_{fe} = k_v \varepsilon_{ft} \leq 0,004. \quad (3.30)$$

Коэффициент запаса по сцеплению является функцией от прочности бетона, типа схемы наклейки и жесткости ВКМ. Этот коэффициент можно вычислить с помощью выражений (3.31) – (3.34):

$$k_v = \frac{k_1 k_2 L_f}{11,900 \varepsilon_{ft}} \leq 0,75. \quad (3.31)$$

Параметр L_f определяется из выражения (3.32):

$$L_f = \frac{23,300}{(nt_f E_f)^{0,58}}. \quad (3.32)$$

Коэффициенты k_1 и k_2 , учитывающие прочность бетона и тип схемы наклейки определяются из выражений:

$$k_1 = \left(\frac{R'_b}{27} \right)^{\frac{2}{3}}; \quad (3.33)$$

$$k_2 = \frac{d_f - L_f}{d_f} - \quad \text{для U-образных хомутов,} \quad (3.34)$$

$$\text{а } k_2 = \frac{d_f - 2L_f}{d_f} - \quad \text{для двухсторонних.}$$

Усилие Q_f , воспринимаемое хомутами из ФАП, согласно Khalifa [85] определяется из выражения:

$$Q_f = A_f R_{fe} \frac{(\sin \beta + \cos \beta)}{s_f} d_f \quad (3.36)$$

$$\text{где } R_{fe} = K R_{fu}$$

Предложенный коэффициент снижения (K) зависит в основном от вида разрушения. Коэффициент снижения должен быть принят как наименьшее значение следующих уравнений.

$$K_1 = 0,5622(\rho_f E_f)^2 - 1,2188(\rho_f E_f) + 0,778 \quad (3.37)$$

$$K_2 = \frac{(R'_{cu})^{2/3} w_f}{\varepsilon_{fu} d_f} [738,93 - 4,06(t_f E_f)] \times 10^{-6} \quad (3.38)$$

Значение w_{fe} вычислено следующим образом:

если полоса ФАП находится в форме U-обертки без концевого анкера, то:

$$w_f = d_f - L_f \quad (3.39)$$

если полоса ВКМ приклеена только на боковой поверхности балки

$$w_f = d_d - 2L_f \quad (3.40)$$

$$K_3 = \frac{0,006}{\varepsilon_{fu}} \quad (3.41)$$

Усилие Q_f , воспринимаемое хомутами из ФАП, согласно Triantafillou [86] определяется из выражения:

$$Q_f = \frac{0,9}{\gamma_f} \rho_f E_f \varepsilon_{fe} b_w d_f (1 + \operatorname{ctg} \beta) \sin \beta \quad (3.42)$$

где, γ_f – частичный запас прочности для полосы ФАП в одноосном напряженном состоянии (принят 1,15 для полосы ФАП).

$$\varepsilon_{fe} = 0,0119 - 0,0205(\rho_f E_f) + 0,0104(\rho_f E_f)^2 \quad \text{при } 0 \leq \rho_f E_f < 1 \text{ ГПа} \quad (3.43)$$

$$\varepsilon_{fe} = -0,00065(\rho_f E_f) + 0,00245 \quad \text{при } \rho_f E_f > 1 \text{ ГПа} \quad (3.44)$$

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов производят из условия (рис.3.4):

$$\begin{aligned} M &\leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc} + M_{f,sh} = \\ &= R_s A_s Z_s + \Sigma R_{sw} A_{sw} Z_{sw} + \Sigma R_{s,inc} A_{s,inc} Z_{s,inc} + \Sigma R_{f,sh} A_{f,sh} Z_{f,sh}, \end{aligned} \quad (3.45)$$

где: M_s, M_{sw} – определяются по {п. 6.2.35 [3]}:

$$M_s = R_s A_s Z_s, \quad (3.46) \quad M_{sw} = 0,5 Q_{sw} c, \quad (3.47) \quad M_{f,sh} = 0,5 Q_f c. \quad (3.48)$$

В связи с расположением хомутов из ВКМ в зоне анкеровки ФАП продольного направления, усилия в последнем в расчетах не учитываются.

3.2. Расчет железобетонных элементов мостов высокоскоростных линий, усиленных ФАП по II группе предельных состояний на ЭВМ

Расчет по образованию трещин. Расчет по образованию трещин для усиленных листами ФАП элементов следует проводить в соответствии с общими указаниями {п.п. 7.2.1–7.2.11 [49]} с некоторыми изменениями, указанными ниже.

Момент инерции приведенного сечения {п. 7.2.9 [49]} рассчитывается с учетом внешней арматуры ВКМ:

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha + I_f \alpha_f \quad (3.49)$$

A_{red} – площадь приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$A_{red} = A + A_s \alpha_s + A'_s \alpha_s + A_f \alpha_f \quad (3.50)$$

$$\alpha_f = \frac{E_f}{E_b} \quad (3.51)$$

При определении момента образования трещин на основе нелинейной деформационной модели, приведённой в разделе 4.1 [49] настоящих рекомендаций, нужно учитывать работу бетона в растянутой зоне нормального сечения.

Расчет по раскрытию трещин. Расчет по раскрытию трещин для усиленных листами ФАП элементов следует проводить в соответствии с указаниями {п.п. 7.2.12 – 7.2.15 [49]} с некоторыми изменениями, указанными ниже.

Значение коэффициента приведения листами ФАП к бетону α_{f1} определяют по формуле

$$\alpha_{f1} = \frac{E_f}{E_{b,red}} \quad (3.52)$$

Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента I_{red} относительно его центра тяжести {п. 7.2.13 [49]} определяют с учетом площади сечения бетона сжатой зоны, площади сечения сжатой и растянутой стальной арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s1} и листами ФАП с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{f1}

$$I_{red} = I_b + I'_s \alpha_{s1} + I_s \alpha_{s1} + I_f \alpha_{f1} \quad (3.53)$$

По данным некоторых исследований наличие внешними листами ФАП приводит к уменьшению расстояний между трещинами, однако имеющихся к настоящему времени данных недостаточно для количественной оценки этого влияния.

Расчет по деформациям. Расчет усиленных листами ФАП элементов по деформациям следует проводить в соответствии с общими указаниями {п. 7.3 [3]}.

Определение кривизны сечения на участках без трещин в

растянутой зоне. Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента I_{red} относительно его центра тяжести {п. 7.3.10 [49]} определяют с учетом площади сечения бетона сжатой зоны, площади сечения сжатой и растянутой стальной арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α и листов ФАП с коэффициентом приведения арматуры к бетону α'_f

$$\alpha'_f = \frac{E_f}{E_{b1}} \quad (3.54)$$

При использовании нелинейной деформационной модели полную кривизну сечения на участках без трещин в растянутой зоне усиленного сечения определяют по выражению {(7.28) [49]}. Значения кривизны, входящие в выражение {(7.28) [49]} определяют согласно настоящих рекомендаций.

Определение кривизны сечения на участках с трещинами в растянутой зоне. Полную кривизну на участках с трещинами в растянутой зоне усиленного сечения рекомендуется определять с помощью нелинейной деформационной модели по выражению {(7.29) [49]}. Значения кривизны, входящие в выражение {(7.29) [49]} определяют согласно п. 4.1.34 настоящих рекомендаций.

Определение прогибов. Расчет усиленных арматурой ВКМ элементов по прогибам следует проводить в соответствии с {п.п. 7.3.1 – 7.3.6 [49]}, принимая значения кривизны элементов, полученных расчетом в соответствии с п.п. 5.3.1 – 5.3.3 руководства [49].

3.3. Разработка практических рекомендаций по усилению железобетонных элементов железнодорожных мостов высокоскоростных линий фиброарматурными пластиками

Общие положения. В Руководстве приведена методика расчета усиливаемых железобетонных конструкций внешним армированием

композиционными материалами на основе углеродных, арамидных и стеклянных волокон (фиброармированными пластиками, далее ФАП).

Основные положения настоящего Руководства распространяются на:

- железобетонные конструкции, не имеющие повреждений, но требующие усиления в связи с увеличивающимися в результате реконструкции (в т.ч. перепрофилирования) сооружений расчётными эксплуатационными нагрузками или из-за изменения схем работы конструктивных элементов зданий и сооружений;

- железобетонные конструкции, поврежденные в ходе эксплуатации ("отстрел" защитного слоя, коррозия арматуры и бетона, наличие трещин, непроектных прогибов, и т.д.) с целью восстановления их эксплуатационных свойств и повышения долговечности.

В Руководстве рассматривается усиление конструкций композиционными материалами как заводского изготовления (ламинаты), так и создаваемыми непосредственно на строительном объекте из тканей (лент, холстов) за счёт пропитки и наклейки их специальными полимерными составами (в основном на эпоксидной основе).

В основу разработки положены рекомендации Руководства по усилению конструкций [49], исследования, проведенные автором [1-14, 39-48] и результаты многочисленных зарубежных экспериментальных исследований, рекомендации производителей композиционных материалов для усиления строительных конструкций, а также анализ данных практического применения композиционных материалов для усиления строительных конструкций за рубежом [19, 20, 22, 23, 28-33, 36, 38, 50, 51, 56].

Единицы физических величин, приведенные в Руководстве: силы выражены в ньютонах (Н) или килоньютонах (кН); линейные размеры - в "мм" (для сечений) или в "м" (для элементов или их участков); напряжения, сопротивления и модули упругости - в мегапаскалях (МПа); распределенные нагрузки и усилия - в кН/м или Н/мм.

Учитывая отсутствие достаточного опыта применения ФАП в стране, в Руководстве приведены рекомендации по технологии производства работ, приведенные в работе [49] с некоторыми дополнениями.

Основные требования. Максимальная эксплуатационная температура работы системы ФАП не должна превышать температуру стеклования полимерной матрицы и клея (ориентировочно 60-150°C).

Внешние ФАП используются для продольного и поперечного армирования стержневых элементов, для создания армирующих усиливающих оболочек на колоннах и опорах мостов, эстакад, консолях колонн, для усиления плит, оболочек, элементов ферм и других конструкций.

Рациональной степенью усиления с помощью системы ФАП является диапазон 10-60% от начальной несущей способности усиливаемой конструкции.

Система усиления ФАП может применяться, если фактическая прочность на сжатие бетона конструкции составляет не менее 15 МПа. Это ограничение не распространяется на усиление сжатых и внецентренно сжатых элементов горизонтальными обоймами, когда важна только механическая связь обоймы с конструкцией.

За основной метод расчета принят метод предельных состояний. Расчет конструкций, усиленных ФАП, по первой группе предельных состояний производится во всех случаях. Расчет по второй группе предельных состояний производится только в тех случаях, когда расчетная нагрузка после усиления увеличивается.

Расчет системы усиления на основе ФАП требует рассмотрения нескольких видов разрушения и предельных состояний усиленного элемента. Поэтому вначале рекомендуется ориентировочно назначить площадь сечения ФАП выбранного типа и затем изменять её в соответствии с результатами проверок соответствующих предельных состояний. Расчеты проводятся итерационно, поэтому желательно

применение компьютерных программ для автоматизации вычислений.

Определение усилий в элементах конструкций производится с учётом данных, полученных при обследовании, предшествующим усилению.

Использование системы ФАП не останавливает начавшиеся процессы коррозии арматурной стали в бетоне. Поэтому перед усилением конструкции необходимо обработать бетонную поверхность мигрирующим ингибитором коррозии арматурной стали, а при отделении защитного слоя - оголить арматуру и обработать её грунтом-преобразователем ржавчины и затем восстановить защитный слой специальными полимерцементными ремонтными составами, обеспечивающими высокую адгезию к «старому» бетону, предотвращение развития коррозии арматуры.

Материалы для усиления. Характеристики бетона и арматуры при отсутствии в них повреждений принимаются в соответствии со СНиП 52-101-2003 [54].

При наличии результатов обследования усиливаемых конструкций назначение характеристик бетона и арматуры производят с учетом требований СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений» [54].

Для армирования в системе ФАП используются: стекловолокно, арамидные и углеродные волокна. Физико-механические свойства волокон и отвержденных пластиков представлены в справочных Приложениях 5-7 [54].

Плотность армирующих волокон ФАП находится в пределах 1,2-2,1 г/см³ (табл. 3.1)

Коэффициент линейного температурного расширения (к.л.т.р.) ФАП зависит от типа волокна, смолы и объемного содержания волокна. К.л.т.р. для армирующих материалов ФАП в продольном и поперечном направлениях представлены в таблице [49].

При растяжении ФАП имеют линейную зависимость между напряжениями и деформациями вплоть до разрушения. Свойства ФАП в основном определяются типом, ориентацией и количеством армирующих волокон. Механические свойства всех систем ФАП независимо от их вида должны определяться по результатам испытаний образцов слоистого материала с оценкой объемного содержания волокон, которое должно составлять не менее 60%. Механические характеристики многослойных пластиков определяются путем испытания образцов с соответствующим количеством слоев ткани (ленты) в соответствии с ГОСТ 25.601-80[10]. Основные физико-механические характеристики ФАП и тканей (по данным производителей) приведены в Приложениях 5, 6, 7 [54].

Технология производства работ. *Принципиальные схемы усиления основных типов конструкций.* Усиление сжатых и внецентренно сжатых конструкций (колонны, простенки) осуществляется путем устройства вокруг сечения элементов бандажей с направлением волокон перпендикулярно продольной оси усиливаемой конструкции. Бандажи устанавливаются по всей высоте конструкции (рис. 3.5) (См. Приложение 2).

Подготовка основания под наклейку. Под основанием подразумевается поверхность бетона, на которую производится наклейка усиливающего элемента - ламината или ткани.

Основание должно отвечать определенным геометрическим, механическим и физико-химическим критериям.

До наклеивания усиливающих элементов (лент, ткани, ламинатов) поверхность основания должна быть выровнена, а локальные геометрические дефекты устранены.

На поверхность основания мелом наносятся линии разметки в соответствии с принятой проектом схемой наклейки элементов усиления.

Поверхность бетона должна быть очищена от краски, масла, жирных пятен, цементной пленки.

Очистка поверхности осуществляется путем пескоструйной обработки

или обработки металлическими щетками с последующей высоконапорной промывкой водой (под давлением не менее 100 атм.).

Для лучшего сцепления адгезива с бетоном, поверхность основания должна быть шероховатой. Это достигается обработкой поверхности бетона каменотесным долотом с последующей зачисткой металлической щеткой. Обработке должен подвергаться только поверхностный слой до обнажения на поверхности крупного заполнителя.

После очистки поверхность бетона обрабатывается грунтовочным составом с целью упрочнения основания и улучшения сцепления адгезива с бетонной поверхностью.

Неплоскостность поверхности должна быть меньше 5 мм на базе 2 м или 1 мм на базе 0,3 м. Мелкие дефекты (сколы, раковины, каверны) не должны быть глубже 5 мм и площадью не более 25 см². Такие дефекты должны быть устранены с помощью полимерцементных ремонтных смесей с быстрым набором прочности. Выравнивание значительных (более 25 см²) участков поверхности производится с использованием полимерцементных ремонтных составов с наполнителем в виде песка и мелкого щебня.

В случае разрушения (отслоения) защитного слоя бетона в результате коррозии арматуры следует удалить его, очистить обнаженную арматуру от продуктов коррозии, обработать ее преобразователем ржавчины и после этого восстановить защитный слой специальными ремонтными составами.

Прочность основания является решающим фактором для тех случаев усиления, когда сцепление имеет определяющее значение, например, при усилении на изгиб или срез (поперечное армирование). В этих случаях прочность основания на сжатие должна быть не менее 15 МПа. Указанное значение минимальной прочности не относится к тем задачам, когда определяющим является контактная связь, например, при усилении колонн путем обертывания их усиливающей лентой. В этом случае минимальное значение прочности на сжатие бетона может быть равным 10,0 МПа.

При оборачивании конструкций в поперечном направлении лентой, на наружных углах конструкции необходимо выполнить фаски с катетом 1-2 см, либо скругления с радиусом 1-2 см, а на внутренних углах ремонтными смесями выполнить галтель радиусом не менее 20 см (см. приложение 2 Рис. 3.8).

Трещины с раскрытием более 0,3 мм должны быть отремонтированы низковязкими эпоксидными или полиуретановыми составами, трещины с меньшим раскрытием могут быть затерты полимерцементным раствором.

Раскрой ленты или ламината. Раскрой ленты или ламината производится в соответствии с принятой проектом схемой наклейки и осуществляется на гладком столе (верстаке), покрытом полиэтиленовой пленкой. При использовании ленты стол должен быть снабжен приспособлением для разматывания ленты с бобины. Для резки ленты следует использовать ножницы или острый нож, для резки ламината - специальные отрезные диски.

Заготовки лент каждого размера нарезаются в требуемом количестве; ленты сматываются в рулон, снабжаются этикеткой с указанием номера, размера и количества заготовок и помещаются в мешок.

Приготовление адгезива. При приготовлении адгезива компоненты смешиваются в соотношении, рекомендованном инструкцией поставщика. Количество приготавливаемого адгезива в одной порции не должно превышать технологические возможности его использования в течение времени жизнеспособности..

Приготовление адгезива производится в чистой металлической, фарфоровой, стеклянной или полиэтиленовой емкости объемом не менее 3-х литров.

Дозирование компонентов А и Б осуществляется взвешиванием каждого компонента отдельно, также допускается объемное их дозирование.

В емкость для приготовления адгезива выливается дозированное количество компонентов. Компоненты тщательно перемешивают вручную

деревянной или алюминиевой лопаткой, либо с помощью низкооборотной дрели с насадкой при оборотах до 500 в минуту (с целью ограничения аэрации смеси). Емкость с приготовленным адгезивом закрывают крышкой, снабжают этикеткой и передают к месту производства работ.

Наклейка лент (ткани). Первый слой адгезива наносят на основание из расчета $0,7 \div 1,0$ кг/м² с помощью шпателя, кисти, валика с коротким ворсом.

Перед нанесением на бетонное основание слоя адгезива поверхность должна быть продута сжатым воздухом.

Ткань (лента) должна всегда укладываться на слой адгезива. Делается это тыльной стороной руки путем постепенного размещения ткани с одного края основания до другого. В процессе укладки необходимо следить, чтобы кромка полотнища была параллельна линии разметки на основании, либо кромке предыдущего полотнища. Лента может быть предварительно нарезана на отрезки проектной длины (заготовками), либо постепенно разматываться с бобины и обрезаться по месту в процессе наклейки.

Ткань (лента) должна укладываться без складок и без излишнего натяжения. После укладки осуществляется прикатка ткани (ленты), в процессе которой происходит ее пропитка. Пропитка осуществляется с помощью жесткого резинового валика или шпателя от центра к краям строго в продольном направлении (вдоль волокон). После пропитывания ткань должна быть слегка липкой на ощупь, но без явно видимого присутствия адгезива.

Перед укладкой второго слоя ткани (при многослойной конструкции усиления) на прикатанную ленту наносится слой адгезива из расчета $0,5 \div 0,6$ кг/м². Укладка и прикатка второго и последующих слоев производится аналогичным образом.

После укладки последнего слоя ленты на поверхность ленты наносится финишный слой адгезива из расчета $0,5$ кг/м².

При многослойной конструкции усиливающего элемента наклейку всех слоев ткани (ленты) предпочтительно выполнить в течение одной рабочей смены с последующим отверждением всего сечения. В случае, если указанное не возможно по условиям производства работ (например, усиление пространственных конструкций с разным направлением лент по слоям), следует выполнить наклейку одного слоя по всей площади усиления, дождаться отверждения его, после чего таким же образом наклеить 2-ой и последующие слои.

По специфике производства работ можно выделить:

- наклейку на горизонтальные поверхности сверху;
- наклейку на горизонтальные поверхности снизу (на поверхность плит, балок, потолка);
- наклейку на вертикальные поверхности (стен, колонн и др.).

При наклейке на горизонтальные поверхности сверху лента постепенно укладывается без натяжения от центра к краям, разглаживается руками (в резиновых перчатках) и прикатывается валиком или шпателем. Укладка осуществляется двумя рабочими. Укладка каждого последующего слоя может начинаться сразу же после завершения прикатки предыдущего слоя. Технологических ограничений по количеству укладываемых слоев нет.

При наклейке на горизонтальные поверхности снизу (потолок) лента прижимается (фиксируется) с одного конца и затем постепенно разглаживается и фиксируется по всей длине. В зависимости от вязкости адгезива (определяемой в значительной мере температурой окружающей среды), наклейка ленты производится непосредственно вслед за нанесением адгезива, либо после некоторой выдержки, за время которой вязкость адгезива возрастает и обеспечивается фиксация ленты на потолочной поверхности (лента не отваливается после прикатки).

Время выдержки определяется экспериментально. Продолжительность выдержки перед наклейкой каждого последующего слоя определяется аналогичным образом. Прикатка (прижатие) ленты осуществляется от

центра к краям с целью предотвращения образования складок. Как правило, наклейка лент на потолочную поверхность осуществляется как минимум двумя рабочими.

При длине усиливающих элементов более 3-х метров, в целях облегчения процесса укладки, ленту можно наклеивать отдельными полосами, которые необходимо стыковать между собой внахлест по длине. При этом длина нахлеста должна составлять не менее 100 мм. Наклейка внахлест может осуществляться как на влажный слой адгезива, так и на уже отвердевший. В последнем случае зона покрытия должна быть обработана наждачной бумагой и протерта смоченной ацетоном ветошью.

Стыковка осуществляется всегда вдоль ленты, по направлению расположения волокон.

Стыковка многослойной конструкции усиления должна осуществляться в разбежку по длине (в разных сечениях).

Ленту не желательно разрезать в продольном направлении, поскольку она распускается на отдельные пряди. При необходимости резки в продольном направлении (вдоль волокон) лента по линии разрезки должна быть предварительно обработана клеем БФ, предотвращающим распускание волокон в поперечном направлении.

При выполнении усиления на вертикальных поверхностях нанесение адгезива на основание производится сверху вниз. Наклейка вертикальных накладок осуществляется путем фиксации (прижатия) ленты в верхней части и постепенной укладки и разглаживания по высоте с последующей прикаткой. Наклейка горизонтальных полос на вертикальные поверхности производится путем фиксации ленты в крайнем (левом или правом) положении с последующей укладкой, разглаживанием и прикаткой по длине. Прикатка производится от середины к краям. Время выдержки перед наклейкой каждого последующего слоя определяется опытным путем, обеспечивая отсутствие оползания ленты и нарушения ее фиксации. При многослойном элементе усиления на вертикальных поверхностях в

горизонтальном и вертикальном направлениях ("сетка") производится последовательная послойная наклейка в 2-х направлениях.

Производство работ по устройству усиливающих накладок в значительной мере зависит от температуры и относительной влажности окружающей среды, температуры поверхности бетона и его влажности, соотношения температуры поверхности бетона и точки росы. Операции по наклейке лент могут выполняться при температуре окружающей среды в диапазоне $+5^{\circ}\text{C} \div +45^{\circ}\text{C}$; при этом температура основания бетона должна быть не ниже 5°C и выше температуры точки росы на 3°C . Если температура поверхности бетона ниже допустимого уровня, может произойти недостаточное насыщение волокон и низкая степень отверждения смолы, что отрицательно скажется на работе системы усиления. Для повышения температуры могут быть использованы дополнительные локальные источники тепла.

Грунтовочные и адгезивные составы нельзя наносить на мокрую поверхность. Открытая влага должна быть удалена, поверхность бетона вытерта и продута сжатым воздухом. Допустимая влажность поверхности - не более 5%.

Полное отверждение адгезивных составов в естественных условиях происходит в течение нескольких суток и в значительной мере зависит от температуры окружающей среды. Как правило, время отверждения должно составлять не менее 24 часов при температуре выше 20°C и не менее 36 часов при температуре от 5°C до 20°C .

Для обеспечения безопасности (пожарной, защиты от вандализма) или по эстетическим соображениям элементы усиления на заключительной стадии работ могут быть дополнены различными покрытиями (полимерцементными, полиуретановыми, специальными огнеупорными составами, совместимыми с используемым адгезивом). Для лучшего сцепления этих покрытий с накладкой поверхность последней в процессе укладки финишного слоя присыпается (чипсуется) тонким слоем сухого

песка крупностью 0,5÷1,5 мм.

Наклейка ламината. Ламинат может быть использован как для внешнего армирования (наклейка на поверхность конструкций), так и для внутреннего (с размещением узких полос ламината в предварительно подготовленных пазах).

При внешнем армировании подготовка поверхности осуществляется так же, как и в случае наклейки ленты или ткани.

Перед наклейкой мерные заготовки ламината раскладываются на рабочем столе (верстаке) и тщательно протираются смоченной ацетоном ветошью. На протертую поверхность шпателем наносится тонкий (1-1,5 мм) слой адгезива (желательно, чтобы наносимый на ламинат слой адгезива имел бы скаты к краям полос). Аналогичный слой адгезива толщиной 1 мм наносится на предварительно подготовленное и обеспыленное основание. Затем ламинат укладывается на основание (клей к клею) и прикатывается валиком так, чтобы вытеснить избыток адгезива по обеим сторонам наклеиваемой полосы. Избыток адгезива убирается шпателем. В случае если проектом усиления предусматривается накладка из двух или нескольких слоев ламината, производится предварительное склеивание предусмотренного количества слоев на рабочем столе, выдержка в течение срока полимеризации и последующее приклеивание всего пакета к основанию.

Внешняя сторона усиливающего элемента может быть покрыта защитными красками или полимерцементным раствором.

В случае внутреннего армирования ламинат предварительно разрезается на узкие (шириной 10-30 мм) полосы.

В конструкции в соответствии со схемой армирования выполняются пазы шириной 3 мм и глубиной, равной ширине полос плюс 2 мм. Пазы заполняются на 2/3 адгезивом, затем в них погружаются заготовки ламината. Избыток адгезива выдавливается на поверхность и удаляется шпателем.

3.3. Выводы по главе III

1. Эффективность применения листов ФАП зависит от тщательности подготовки поверхности, выбора эпоксидной смолы и схемы наклейки листов УПВМ.
2. Отслоение листов ФАП от поверхности бетона также зависит от качества связывающего материала и от направленности волокон (одно- или двунаправленные).
3. Двунаправленная техника полосы ФАП более надежна и экономична для восстановления или модернизации железобетонных балок.
4. Рекомендуется использовать двунаправленная техника полосы ФАП для увеличения прочности при срезе железобетонных балок с и без внутреннего армирования среза.
5. Интервал полосы ФАП должен быть меньше чем сумма ширины полосы плюс одна четверть рабочей высоты как заявлено [87].
6. Также рекомендует не использовать полосу ФАП шириной менее 80 мм для получения большой прочности. Кроме того, это имеет практические трудности, включая размещение полосы на бетонный слой.
7. Рекомендуются применять оба – вертикальная U-полоса ФАП ($0/90^0$) и наклонная L-полоса ($45/135^0$) ориентации для усиления среза железобетонных Т-образных балок. Но несущая способность при срезе образца L-листами имела лучшее повышение по сравнению с образцом с вертикальными U-листами. Кроме того, образование трещин и их распределение в образце с наклонными L-листами были меньше по сравнению с образцом с вертикальными U-листами.
8. Разработаны практические предложения по применению ФАП для усиления железобетонных конструкций мостов
9. Разработаны практические рекомендации по проектированию и технологии восстановления и усиления железобетонных конструкций, эксплуатируемых железнодорожных мостов фиброармированными

пластиками с учетом региональных условий Республики Узбекистан.

Выводы по диссертации

1. Из приведенного обзора существующих методов усиления железобетонных пролетных строений мостов вытекают следующие выводы:

2. В отличие от традиционных усилений элементов, при усилении листами УПВМ эксплуатационные расходы существенно уменьшаются. Вместе с тем стоимость листов УПВМ сравнима со стоимостью стальных пластин при той же несущей способности, однако стоимость установки, транспортировки и обработки листов ФАП, а также их расход при эксплуатации намного ниже, чем металлических элементов усиления.

3. Усиление строительных конструкций композитными материалами является на сегодняшний день самым «бережным» методом восстановления и повышения эксплуатационных характеристик строительных конструкций. Вместе с тем в отечественной научно-технической литературе до настоящего времени отмечается лишь незначительное количество обобщающих публикаций по этому типу усиления.

4. Анализ отечественной и зарубежной литературы указывает на явную целесообразность и экономическую эффективность применения композитных материалов при усилении железобетонных несущих конструкций. Технология имеет все шансы занять ведущее место на рынке и потеснить традиционные методы усиления. Поэтому, целью работы является разработка теоретических основ и необходимых предпосылок для проектирования и технологий восстановления и усиления, а также практических рекомендаций по проектированию и технологии восстановления и усиления железобетонных конструкций, эксплуатируемых железнодорожных мостов фиброармированными

пластиками с учетом региональных условий Республики Узбекистан.

5. Рекомендуются применять оба – вертикальная U-полоса ФАП ($0/90^0$) и наклонная L-полоса ($45/135^0$) ориентации для усиления среза железобетонных Т-образных балок. Но несущая способность при срезе образца L-листами имела лучшее повышение по сравнению с образцом с вертикальными U-листами. Кроме того, образование трещин и их распределение в образце с наклонными L-листами были меньше по сравнению с образцом с вертикальными U-листами.

6. Эффективность применения листов ФАП зависит от тщательности подготовки поверхности, выбора эпоксидной смолы и схемы наклейки листов УПВМ.

7. Отслоение листов УПВП от поверхности бетона также зависит от качества связывающего материала и от направленности волокон (одно- или двунаправленные).

8. Двунаправленная техника полосы УПВМ более надежна и экономична для восстановления или модернизации железобетонных балок.

9. Рекомендуется использовать двунаправленная техника полосы УПВМ для увеличения прочности при срезе железобетонных балок с и без внутреннего армирования среза.

10. Интервал полосы УПВМ должен быть меньше чем сумма ширины полосы плюс одна четверть рабочей высоты как заявлено [87].

11. Также рекомендует не использовать полосу УПВП шириной менее 80 мм для получения большой прочности. Кроме того, это имеет практические трудности, включая размещение полосы на бетонный слой.

12. Рекомендуются применять оба – вертикальная U-полоса УПВП ($0/90^0$) и наклонная L-полоса ($45/135^0$) ориентации для усиления среза железобетонных Т-образных балок. Но несущая способность при срезе образца L-листами имела лучшее повышение по сравнению с образцом с вертикальными U-листами. Кроме того, образование трещин и их распределение в образце с наклонными L-листами были меньше по

сравнению с образцом с вертикальными U-листами.

13. Разработаны практические предложения по применению УПВМ для усиления железобетонных конструкций мостов.

14. Разработаны практические рекомендации по проектированию и технологии восстановления и усиления железобетонных конструкций, эксплуатируемых железнодорожных мостов фиброармированными пластиками с учетом региональных условий Республики Узбекистан.

15. Результаты научно-исследовательской работы будут использованы при совершенствовании Республиканских нормативных документов по проектированию, строительству и эксплуатации транспортных сооружений, а также при разработке и внедрении новых конструктивных решений транспортных сооружений Республики Узбекистан.

Литература

1. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С., Садыков А.И., М.С.Джаафар. О взаимных смещениях трещин при сдвиге в бетоне и железобетоне./Сб. трудов республ. научно-практ конф. «Замонавий илм-фан ва технологияларнинг энг мухим муаммолари». Джизак. 2004, 14-15 май. с.174-176.

2. А. А. Ашрабов, Ч. С. Раупов. Учет контактных взаимодействий в трещинах при оценке нелинейного деформирования железобетонных элементов. Сб. трудов Междунар. конф. «Проблемы механики и сейсמודинамики сооружений». Ташкент. 27-28-май, 2004. с. 31-34.

3. А.А.Ашрабов, Ч.С.Раупов. Расчетная модель прочности железобетонных балок с учетом усилий и деформаций среза. Проблема механики. 2005, №3. с.50-56.

4. А.А. Ашрабов, Ч. С. Раупов. Исследование сопротивления железобетонных тавровых балок с учетом усилий и деформаций сдвига. Вестник ТашИИТа. 2005/2. с. 3–12.

5. А.А. Ашрабов, Ч.С. Раупов. Экспериментальные методы и средства проведения инженерных испытаний. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть I. 2006. – 117 с.

6. А.А. Ашрабов, Ч.С. Раупов. Экспериментальные методы и средства проведения инженерных испытаний. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть II. 2006. – 109 с.

7. А.А. Ашрабов, Ч.С. Раупов. Техническая диагностика и реабилитация строительных конструкций. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть I и II. 2006. – 73 и 97 с.

8. А.А.Ашрабов, Ч.С.Раупов. Реконструкция и восстановление эксплуатируемых сооружений на железнодорожном транспорте. Часть I. Учебное пособие для магистров строительного профиля. ТашИИТ. Часть I и II. 2007. – 82 и – 97 с.

9. А.А. Ашрабов, Ч.С. Раупов Исследование влияние продольного армирования на прочность железобетонных балок при поперечном изгибе. Вестник ТашИИТа. 2006/1. с. 3–10.

10. Ашрабов А.А., Ишан ходжаев А.А., Раупов Ч.С. О передаче напряжений в трещинах железобетонных элементов, усиленных полимерными волокнистыми материалами. Проблема механики. 5/2006. с. 7-11.

11. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С. К расчету усиления железобетонных балок, восстановленных углепластиковыми тканевыми материалами. Сборник трудов Респ. НП конф. ТашИИТ. 2009. июнь.

12. Ашрабов А.А., Раупов Ч.С. К расчету усиления железобетонных балок, восстановленных углепластиковыми тканевыми материалами. Сборник трудов Респ. НП конф. ТашИИТ. 2009. июнь.

13. А.А.Ашрабов, Раупов Ч.С. Транспорт иншоотлари конструкцияларининг юқори мустаҳкамли полимер материаллар ёрдамида реабилитацияси/ 5A580603–«Кўприklar ва транспорт тоннелларида фойдаланиш» мутахассислиги талабалари учун ўқув қўлланма. ТошТЙМИ,

2011. – 114 б.

14. Ашрабов А.А., Ахмедов Ш.Б., Раупов Ч.С. Несущая способность зоны среза балок пролетного строения мостов прямоугольного сечения, усиленных ТПМ. //Проблемы внедрения инновационных идей, технологий и проектов в производство. II Сборник трудов II Респ. НТК. Джиззак. 14-15 мая 2010 года. с. 36-40.

15. Д А.А. Ашрабов, Ч.С. Раупов, Ш.Б. Ахмедов Несущая способность балок железобетонных мостов, усиленных тканевыми полимерными материалами. Вестник ТАДИ. 2010 №2. с.

16. Байков С.Д. Железобетонные конструкции. М.: Стройиздат, 1989, с.423.

17. Бондаренко В.М., Меркулов С.И. Развитие теории реконструированного железобетона //Проблемы обеспечения безопасности строительного фонда России: Материалы III Международных академических чтений РААСН. – Курск, Изд-во Курск ГТУ, 2004. с. 10–22.

18. Бондаренко В.М., Ивахнюк В.А. Фрагменты теории силового сопротивления бетона, поврежденного коррозией. Ж-л Бетон и железобетон. №5. М. 2003. С 42-46.

19. Бондаренко В.М., Ягулов Б. А. Некоторые вопросы несиловых повреждений конструктивной безопасности и живучести сооружений. Бетон и железобетон. №1. М. 2007.

20. Ватин Н. И., Дьячкова А. А., Кишиневская Е. В., Кузнецов В. Д.. Усиление железобетонных конструкций с использованием композиционных материалов на основе углеродных волокон и постнапрягаемых стрендов. "СтройПРОФИль" 4-09. 2009.

21. Восстановление фундаментов сложными составами на минеральной основе. КомпанияООО «ВармаСтрой». varmastroy@mail.ru. <http://www.varmastroy.ru/services/item/15/>.

22. 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».

23. Давлетшин И. Восстановление мостов: оправданы ли затраты? Материалы ООО «Интер-ТЭК».

24. Клевцов В.А., Фаткуллин Н.В. "Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов, усиленных внешней арматурой из полимерных композиционных материалов", Научно-техническая конференция молодых ученых и аспирантов ЦНИИС, 2006.

25. КМК 2.01.03-96. Строительство в сейсмических районах. Госстрой РУз, Ташкент, 1996, с. 59.

26. КМК 2.03.01-96 «Бетонные и железобетонные конструкции». -Т.: Стройиздат, 1997. - 79 с.

27. КМК 2.05.03-96 «Мосты и трубы». - М.: Стройиздат, 1997. -199с.

28. КМК 2.01.07-97 «Нагрузки и воздействия».

29. Манец И.Г., Веселовский Р.А. Композиционные полимерные материалы в горном деле, "Недра", Москва, 1988, с. 235.

30. Материалы ООО "Фирма "Практика" (Россия). <http://www.stroyportal.ru/profile/33144.html>. и компании ООО «ВармаСтрой». <http://www.varmastroy.ru/>.

31. Меркулов С.И.. Восстановление железобетонных конструкций. – Курск, Изд-во Курск ГТУ, 2004.

32. Назмеева Т.В., Параничеев Н. В., Усиление строительных конструкций с помощью углеродных композиционных материалов. г. Череповец. ГОУ Череповецкий государственный университет. 2011.

33. Об усилении строительных конструкций композитными материалами <http://www.stroy.bizvector.ru/usil.htm>.
<http://www.stroy.bizvector.ru/uglvol.htm>.
<http://www.carbon66.ru/content/id59/>. <http://www.carbon66.ru/content/id61>.

34. Опыт компании Зика. Клиентское и техническое обслуживание ООО «Зика». e-mail: info@ru.sika.com. www.sika.ru.

<http://www.sika.ru/upload/iblock/2ba/%20k%20hfjvvp%20dkdzguddfaksib%20woozq%20onbwtlsoayj%20Sika.pdf>.

35. Повышение надежности железобетонных конструкций при ЧС (зарубежный опыт)/ Статьи из научных изданий. Журнал "Высотные здания" %u21163, 2007 13.09.2007. <http://www.carbon66.ru/>.
<http://www.carbon66.ru/content/id60/>.

36. Попеско А.И. Работоспособность железобетонных конструкций, подверженных коррозии. – СПб.: СПб. гос. архит.-строит. ун-т, 1996. 182 с.

37. Попов А., ООО "Интер Тэк". Мост из углеволокна. <http://www.carbon66.ru/content/id60/>.

38. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. СП 13-102-2003.

39. Разработка рекомендаций по применению композитных материалов при ремонте железобетонных конструкций мостовых сооружений: Отчет о НИР / ФГУП «РОСДОРНИИ», руководитель В.И. Шестериков – контракт № 5-Н от 24.09.2007 г.; этапы №2 и №3. – М., 2007. – 100 с.

40. Раупов Ч.С. Исследование сдвиговой прочности и жесткости железобетонных балок, усиленных волокнистым полимерным материалом. Материалы Респ. научно-техн. конф. Ташкент. ТашИИТ. (12-13 мая 2006 г.). с.114-119.

41. Раупов Ч.С. К оценке поведения железобетонных элементов с трещинами, реабилитированных полимерными волокнистыми материалами. Вестник ТашИИТа. 2006/2. с. 3–10.

42. Раупов Ч.С. Реабилитация тавровых железобетонных балок мостов с углепластиковыми волокнистыми материалами. Вестник ТашИИТа. 3/4/2006. с. 27–33.

43. Раупов Ч.С. Реабилитация железобетонных балок мостов полимерными волокнистыми материалами//Ресурсосберегающие технологии в строительстве. Материалы Респ НТ конф., посвященные 75-летию института. ТашИИТ. 2006. с. 108–113.

44. Раупов Ч.С. Полимерные волокнистые материалы для усиления железобетонных конструкций мостов//Ресурсосберегающие технологии строительства. Межвузовский сборник научных трудов. Вып 1. ТашИИТ. 2006. с. 30-35.

45. Раупов Ч.С. К методологии реабилитации железобетонных элементов мостов при действии поперечных сил. Материалы Респ. научно-техн. конф. Ташкент. ТашИИТ. (12-13 мая 2006 г.). с.100–105.

46. Раупов Ч.С., Ашрабов А.А., Ахмедов Ш.Б. Практические предложения по усилению балок пролетного строения мостов тканевыми полимерными материалами. //Ресурсосберегающие технологии на железнодорожном транспорте. Научные труды Респ. НТК с участием зарубежных стран. Часть II. ТашИИТ. 2-3 декабря 2009 года. с.4-5.

47. Раупов Ч.С., Ашрабов А.А. К расчету несущей способности железобетонных балок при срезе, усиленных тканевыми полимерными материями. Материалы Респ. НТК. Ташкент. 2009 г. 16-17 сентябрь. с. 176-181.

48. Раупов Ч.С., Д.М.Хасанова. Современные способы восстановления мостов. Сборник трудов НП конф. ТашИИТ. 2009. май.

49. Раупов Ч.С., Пулатов Н.А. Прочность наклонных сечений железобетонных балок мостов с учетом усилий и деформаций среза. Сборник трудов НП конф. ТАДИ. 2009. май.

50. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами. 2006. ООО «Интераква» (инж. Чернявский В.Л., д.т.н. Хаютин Ю.Г., к.т.н. Аксельрод Е.З.) и НИИЖБ (д.т.н., проф. Клевцов В.А., инж. Фаткуллин Н.В.).

51. Рязанцев В.Ю., Беляев В.А.. Методы усиления и восстановления зданий и сооружений с использованием элементов внешнего армирования из углеволокна. 2004.

52. Сабилов Р. Х., Чернявский В.Л., Юдина Л. И. Технология ремонта и усиления сгустителей калийной промышленности. Химическая

промышленность, 2002, № 2. стр. 1-5.

53. Савченко Е. “Реконструкция зданий и сооружений. Опыт и проблемы”. Доклады о состоянии мостов в Украине с предложениями мер по его улучшению сделали президент АОЗТ “Киевсоюздорпроект” Г.Б. Фукс и руководитель Украинской государственной корпорации по строительству, ремонту и содержанию автомобильных дорог (Укравтодор) М.Д. Климпуш. 2008. Киев. <http://www.materialy.org/articles/read21.html>.

54. Стрельцов А. Способ упрочнения конструкций СГУПС. «Гудок». 2010. <http://www.mostro.ru/>.

55. СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Москва 2004.

56. СП 13-102-2003 «Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений».

57.58. Усиление строительных конструкций ламинатами и тканями из углеродных волокон и стеклотканью. <http://www.tsunami-ec.ru/index.php?PHPSESSID=b60a95aa2fcc2803ac35aa119669337f>.
http://www.tsunamiec.ru/index.php?show_aux_page=5&PHPSESSID=b60a95aa2fcc2803ac35aa119669337f.

58.59. Усиление строительных конструкций углеволокном. <http://www.carbon66.ru/content/id61/>.

59.62. Хаяутин Ю.Г., Чернявский В.Л., Аксельрод Е.З. Применение углепластиков для усиления строительных конструкций//Бетон и железобетон. - № 6. - 2002. - с. 17-20; № 1. - 2003. - с. 25-29.

60.64. Чернявский В. Л. Аксельрод Е. З. Применение углепластиков для усиления железобетонных конструкций промышленных зданий. Промышленное и гражданское строительство, 2004, № 3, стр. 37-38.

61.65. Шилин А.А. и др. Усиление железобетонных конструкции композиционными материалами. М., 2004.

62.66. Шмидт Г. Г.. Опыт применения состава цементного защитного проникающего действия “Кальматрон” при ремонте железобетонных

мостов. ГУ НИИ СМ при ТГАСУ, Томск. 2006.

63.67. Ashrakov, M. S. Jaafar, A. N. Bambura, T.R. Radjabov, C. S. Raupov. Stress-strain relation modeling for lightweight concrete with respect to technological factors. Malaysia. /Pertanika journal of SCIENCE AND TECHNOLOGY. Volume 10 №2. januari 2002. pp.43-48.

64.68. Ashrakov, M. S. Jaafar, A. A. A. Samad, W.A.M. Thanoon, C. S. Raupov, J. Jayaprakash. Study on the force transfer mechanisms in cracked RC concrete elements. Malaysia. /Pertanika journal of SCIENCE AND TECHNOLOGY. Volume 11 №1. januari 2003. pp.72-77.

65.69. Ashrakov A.A., Raupov Ch.S., Ishanxodgaev A.A., Kon G.N., Jayaprakash J. Study of shear resistance of reinforced concrete elements with respect to the contact interaction in cracks. Тезисы докл. II Межд. Конф. «Научные приоритеты и новые технологии в XXI веке». Г. Алматы. 8-10 сентября 2004. p. 72.

66.70. Ashrakov, M. S. Jaafar, G. N. Kon, C. S. Raupov, S. S. Shodjalilov. Comparisons of micro-cracking limits with static fatigue strength of lightweight concrete under tension and compression. Proceedings of the Second International Uzbek-Korean Symposium “Science and Technology in 21st Century”, Tashkent, 18 – 22 November, 2004. pp. 30 – 36.

67.71. Ashrakov, A. A., M. S. Jaafar, G. N. Kon, C. S. Raupov, A. I. Sadykov, Studies on limits of linear creep at compression for lightweight concrete. Proceedings of the Second International Uzbek-Korean Symposium “Science and Technology in 21st Century”, Tashkent, 2004. 18 – 22 November, pp. 21 – 29.

68.72. Ashrakov, C. S. Raupov, A. A. A. Samad, J. Jayaprakash. Study on force transfer mechanism in cracked reinforced concrete elements. The International Conference on problems of mechanics and seismodynamics of structures. Proceedings. Tashkent. 27-28 May . 2004. pp. 28-31.

69.73. Ashrakov, Y.V. Zaitsev, S. Spotar, C. S. Raupov. Modelling and strength simulation for concrete materials containing cracks. Проблемы

механики, № 4, 2005. с. 11–17.

70.74. Adhikary, B. B., Mutsuyoshi, H., and Sano, M. (2000). Shear strengthening of reinforced concrete beams using steel plates bonded on beam web: experiments and analysis. *Construction and Building Materials* Vol. 14, pp 237-244.

71.83. Khalifa A., and Nanni. A (2002). Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using TIIM composites. *Construction and Building Materials*, Vol. 16, pp 135-146.

72.85. Norris. T, Saadatmanesh. H and Mhammad R. Ehsani (1997). Shear and flexural strengthening of R/C beams with carbon fibre sheets, *Journal of Structural Engineering*, Vol. No. 7, pp.903-911.

73.88. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A. A., and Ashrabov, A. A. (2004b). Rehabilitation of RC Beams using Bi-Directional Carbon Fibre Reinforced Polymer Fabrics. *The Third International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'04)*, 2-4 September 2004, Seoul, Korea.

74.91. Triantafillou, T. C. (1998) Shear Strengthening of reinforced concrete beams using epoxy bonded FRP composites. *ACI Structural Journal*, pp. 107–115.

75.92. ACI Committee 440 (2003). Guide for Design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures.

76.95. Paeglitis A. Durability design approach for concrete bridges. 24 th International Baltik Road Conference. 2000.

77.102. Hollaway, L. Leeming, M B, editors (1999). Strengthening of Reinforced concrete structures using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering. *ROBUST book* Cambridges: Woodhead Publishing Ltd. pp 4, 7, 20, 49, 50, 59.

78.106. Veselovsky R., Savitsky N., Veselovsky D., The new approach to the impregnation of structures. Труды конф. "Инновационные технологии диагностики, ремонта и восстановления объектов строительства и

транспорта", Алушта, 2004.

79.107. König G., Tue N. V., Zink M.: Hochleistungsbeton – Bemessung, Herstellung und Anwendung. Ernst & Sohn, Berlin, 2001.

80.113. Taylor, H. P. J. (1974). The fundamental behaviour of reinforced concrete beams in bending and shear, Proceeding, ACI-ASCE shear symposium, Ottawa. American Concrete Institute, Detroit pp. 43-77.

81.116. beldornii@anitex.by. http://old.minsk.gov.by/cgi-bin/org_ps.pl?mode=pic&k_org=127. Данные БелдорНИИ.

82.117. info@ru.sika.com. www.sika.ru. <http://www.sika.ru/upload/iblock/2ba/%20k%20hfjvvpvgv%20dkdzguddfaksib%20wwoozq%20onbwtlsoayj%20Sika.pdf>. Опыт компании Зика.

83.121. 106. <http://www.pamag.ru/pazis/B.Ю.Рязанцев,В.А.Беляев>. Методы усиления и восстановления зданий и сооружений с использованием элементов внешнего армирования из углеволокна.

84. 88. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A. A., and Ashrabov, A. A. (2004b). Rehabilitation of RC Beams using Bi-Directional Carbon Fibre Reinforced Polymer Fabrics. The Third International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM'04), 2-4 September 2004, Seoul, Korea.

85. 83. Khalifa A., and Nanni. A (2002). Rehabilitation of rectangular simply supported RC beams with shear deficiencies using TPII composites. Construction and Building Materials, Vol. 16, pp 135-146.

86. 87. J. Jayaprakash, Abdul Aziz A. A., Abang, A A. A., and Ashrabov, A. A. (2004a) External Shear Strengthening Strategies of RC Beams with Bi-Directional Carbon Fibre Reinforced Polymer Sheet. Proceedings of International Conference on Bridge and Hydraulic structures, pp 219-224.

87.109. Mechtcherine V., Muller H. S.: Fracture behaviour of High Performance Concrete. Finite Elements in Civil Engineering Applications, M.A.N. Hendriks & J.G. Rots (eds.), Balkema Publishers, Lisse, The

Приложение 2

Зависимость «Нагрузка–прогиб» подгруппы ТТ1. Кривые «Нагрузка–прогиб» в середине пролета для образцов ТТ1а (контрольная балка), ТТ1-1 и ТТ1-2 (предразрушенные и восстановленные стадии) и ТТ1-1П показаны соответственно на рис. 2.3. Образцы ТТ1-1 и ТТ1-2 имели подобную жесткость в предразрушенных и восстановленных стадиях из-за присутствия внешне соединенных усиления листами УПВМ. На рис. 2.4 изображена кривая «Нагрузка–прогиб» в середине пролета для подгруппы ТТ1, исключая таковые из предразрушенной стадии образцов ТТ1-1 и ТТ1-2 [1-14, 39-48].

Снижение жесткости балки может произойти из-за образования трещин в зоне среза до разрушения. Однако, это не могло быть наблюдено в восстановленных и изначально усиленных образцах, поскольку соединение было в состоянии остановить трещину. Жесткость усиленных балок с повреждениями ТТ1-1 и ТТ1-2 и изначально усиленной балок ТТ1-1П имела подобное поведение до нагрузки 227 кН (см. рис. 2.13). Несущая

способность среза была увеличена в пределах 38– 61 % по сравнению с контрольной балкой.

Было также отмечено, что усиленные образцы с повреждениями и без повреждений в подгруппе ТТ1 привели к большей эластичности (податливости) по сравнению с контрольным образцом ТТ1а. Увеличение эластичности происходило из-за разрушения в зоне изгиба. Было ясно, что, если необходимо усилить балки с хомутами зоны среза, то необходимо усилить и зоны изгиба. Кроме того, прогиб балки, наблюдаемый в середине пролета в обернутых листами ФАП было меньше чем контрольной балки для той же нагрузки. В окончательной разрушающей нагрузке, максимальный прогиб балок в середине балках ТТ1-1, ТТ1-2 и ТТ1-1И были соответственно 1.6, 1.7 и в 1.8 раза больше чем у контрольной балки ТТ1а [1-14, 39-48].

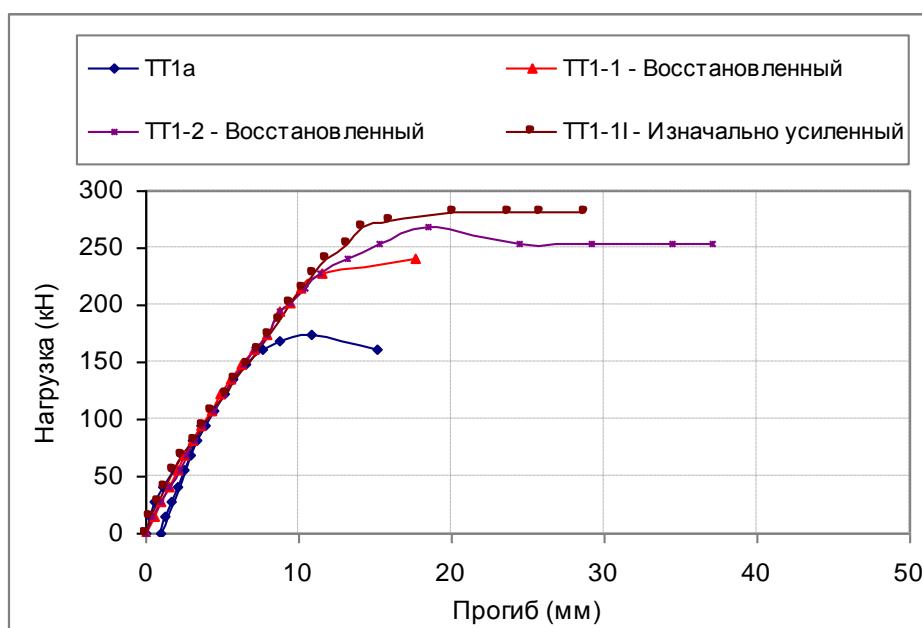


Рис.2.3. Кривая «нагрузка–прогиб» в середине пролета для подгруппы ТТ1 (после усиления)

Зависимость «нагрузка–деформация» подгруппы ТТ1. Деформация продольной арматуры подгруппы ТТ1. Электрические тензодатчики были наклеены на расстоянии 350 мм и 1240 мм от левого торца опоры. На рис. 2.4 иллюстрированы «нагрузка–деформация» в продольных стальных

стержнях для образцов ТТ1а, ТТ1-1 и ТТ1-2. В предразрушенной стадии, средние значения деформации в образцах ТТ1-1 и ТТ1-2 были подобны контрольному образцу ТТ1а. На рис. 5.9 (d) изображено сравнение кривых «нагрузка–деформация» в продольных стальных стержнях для балок ТТ1а, ТТ1-1 (восстановленная стадия), ТТ1-2 (восстановленная стадия) и ТТ1-1I. В контрольной балке ТТ1а, максимальная средняя деформация 1106 мк произошло в середине пролета для соответствующей разрушающей нагрузки 174.65 кН. Для усиленных балок с повреждениями ТТ1-1 и ТТ1-2, максимальная средняя относительная деформация была соответственно 1212 мк и 6499 мк. Эти результаты показывают, что деформация в растянутых стальных стержнях в обернутых балках с УПВМ являются меньшими, чем контрольной балки для той же нагрузки. В окончательной разрушающей нагрузке, усиленных листами УПВМ балках наблюдали больше деформации, чем у контрольной. Кривые «нагрузка–деформация» показывают, что текучесть растянутой арматуры в середине пролета образца ТТ1-2 произошло в 227 кН. Для изначально усиленной балки ТТ2-1I значение деформации в растянутой зоне около опоры было 4699 мк, которое больше, чем значения деформации в середине пролета из-за образования критической диагональной трещины в непосредственной близости от местоположения тензодатчиков. Относительные деформации в усиленных образцах с повреждениями и изначально усиленных образцах показывают линейное поведение как в контрольной балке. Средняя деформация растянутой арматуры усиленных листами ФАП балках меньше предельной деформации. Репера М2 и М4 образцов ТТ1а и ТТ1-1I не показывали никаких надежных измерений деформаций [1-14, 39-48].

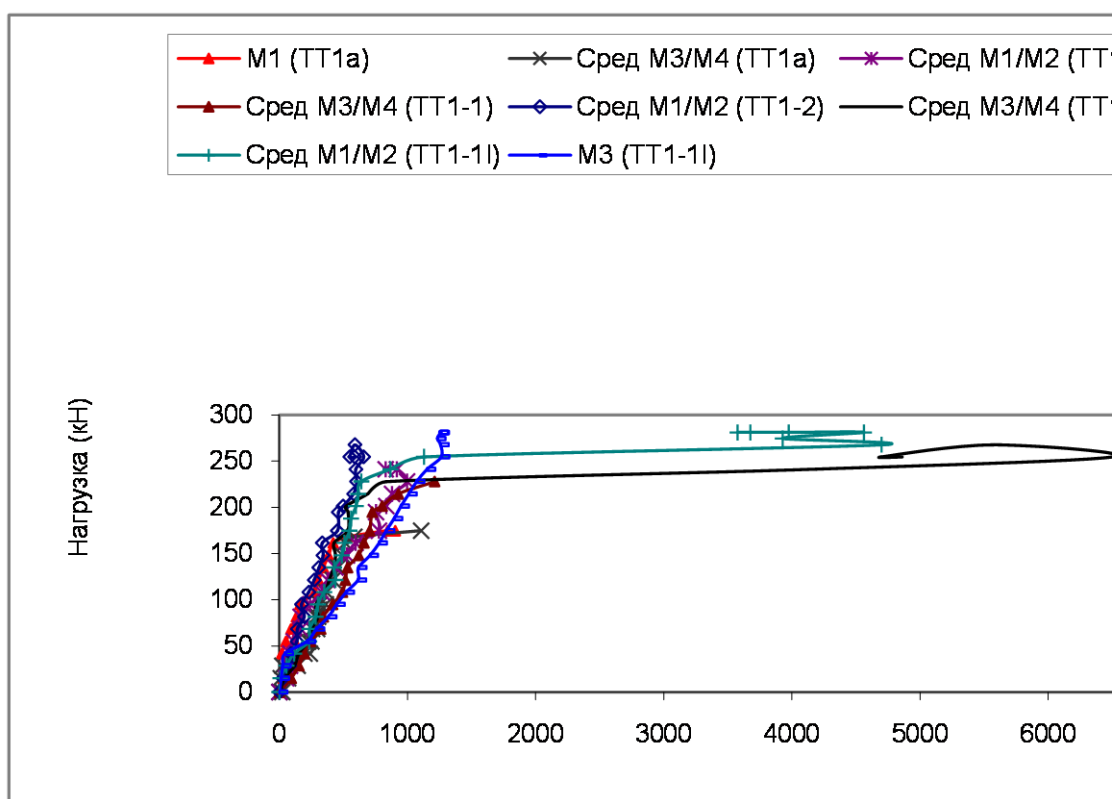


Рис. 2.4. Сравнение кривых «нагрузка–деформация» в растянутой арматуре для подгруппы ТТ1 (после усиления)

Деформация в поперечных стальных хомутах подгруппы ТТ1. В подгруппе ТТ1, каждый четырехшагный хомут среза диаметром 6 мм (то есть двойные хомуты) был установлен с двумя электрическими тензодатчиками. Шесть тензодатчики с базой 10 мм были установлены трем парам хомутов для измерения деформации хомутов во время нагружения. Эти тензодатчики ориентировались в вертикальном направлении и были расположены в середине секции высоты с расстояниями 210 мм (S1a и S1b), 450 мм (S2a и S2b) и 690 мм (S3a и S3b) соответственно от края опоры (рис. 2.1-2.2) [1-14, 39-48].

Кривые «нагрузка–деформация» в стальных хомутах для образцов ТТ1а, ТТ1-1, ТТ1-2 и ТТ1-1I иллюстрированы соответственно на рис. 2.5. В первом цикле загрузки, в образце ТТ1а была наблюдаена текучесть стальных хомутов в местоположении S2a/S2b из-за инициирования диагональной трещины в зоне среза (см. рис. 5.10 (а)), тогда как в стадии

перезагружения все тензодатчики S2a/S2b и S3a зарегистрировали подобные значения деформации при разрушении. Тензодатчики S1a/S1b и S3b не регистрировали никаких значений деформаций.

В предразрушенной стадии, зарегистрированная деформация в образце TT1-1 показала подобную тенденцию как контрольный образец TT1a. Но поведение тензодатчика S1a в образце, TT1-2 был несходен с предразрушенным образцом TT1-1. После применения полос УПВМ, внезапное увеличение деформации произошло в образцах TT1-1I (S1a) и TT1-1 (средние S1a/S1b) после нагрузки 100 кН. Это могло быть образованием диагональной трещины в бетоне. Однако в образце TT1-2, кривая «нагрузка–деформация» представляет линейное поведение до разрушения. Максимальная деформация, зафиксированная для образцов TT1-1 и TT1-2 было соответственно 1073 мк (средняя S2a/S2b) и 632 мк (S1a). В образце TT1-1, стальные хомуты S2a/S2b подверглись текучести при разрушающей нагрузке. В образце TT1-1I была наблюдаена подобное поведение в местоположении S1a из-за текучести арматуры в зоне среза [1-14, 39-48].

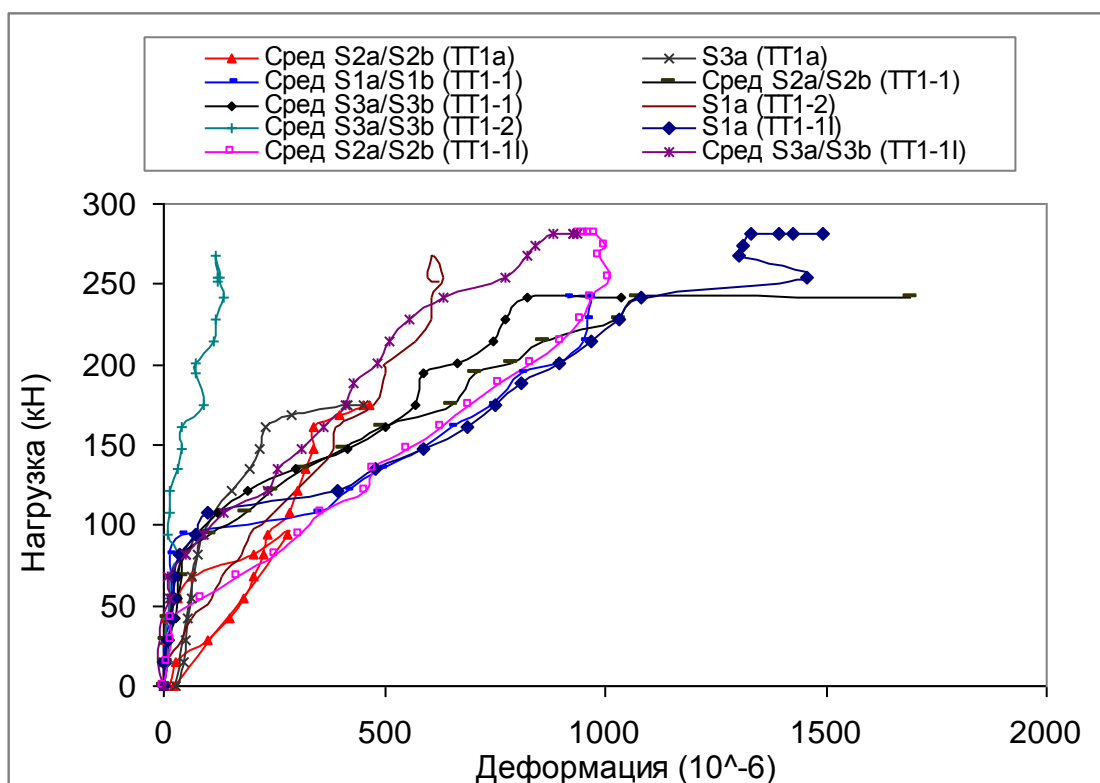


Рис. 2.5. Сравнение кривых «нагрузка деформация» в стальных хомутах для подгруппы ТТ1 (после усиления)

В разрушающей нагрузке, обернутые листами ФАП образцы достигли большой деформации, чем контрольной-неусиленной балки ТТ1а. Также наблюдалось, что деформация хомута была уменьшена в образце ТТ1-2 по сравнению с образцами ТТ1-1 (то есть интервал полосы ФАП = 150 мм). Это может произойти из-за увеличенного интервала внешнего усиления листами ФАП в образце ТТ1-2 (то есть интервал полосы ФАП = 200 мм). В этой подгруппе, максимальная деформация хомута изменилась в пределах 134 мк ϵ – 1455 мк ϵ , которая является меньше чем предельной деформации (см. рис. 2.19). тензодатчики S1b и S2a/S2b образца ТТ1-2, S1b и ТТ1-1I не зафиксировали никаких деформаций.

Поверхностная деформация в середине пролета подгруппы ТТ1-2 и ТТ1-1I. Для образцов ТТ1-2 и ТТ1-1I, средняя деформация растяжения у нижней точке (L6) было соответственно 15 600 мк ϵ и 11 680 мк ϵ , было видно, что продольная стальная арматура подвергается текучести в середине пролета. А деформация растяжения в образцах ТТ1-1 и ТТ1а не были выше, чем образцов ТТ1-2 и ТТ1-1I. Видно (рис. 2.6), что максимальная деформация сжатия была меньше чем деформации бетона. Может быть замечено, что соразмерные деформации сжатия и растяжения, усиленных УПВМ образцах являются меньшими, чем контрольной балки для той же нагрузки. Однако в этих образцах (ТТ1-2 и ТТ1-1I) наблюдали максимальные деформации сжатия и растяжения по сравнению с контрольной балкой в разрушающей нагрузке [1-14, 39-48].

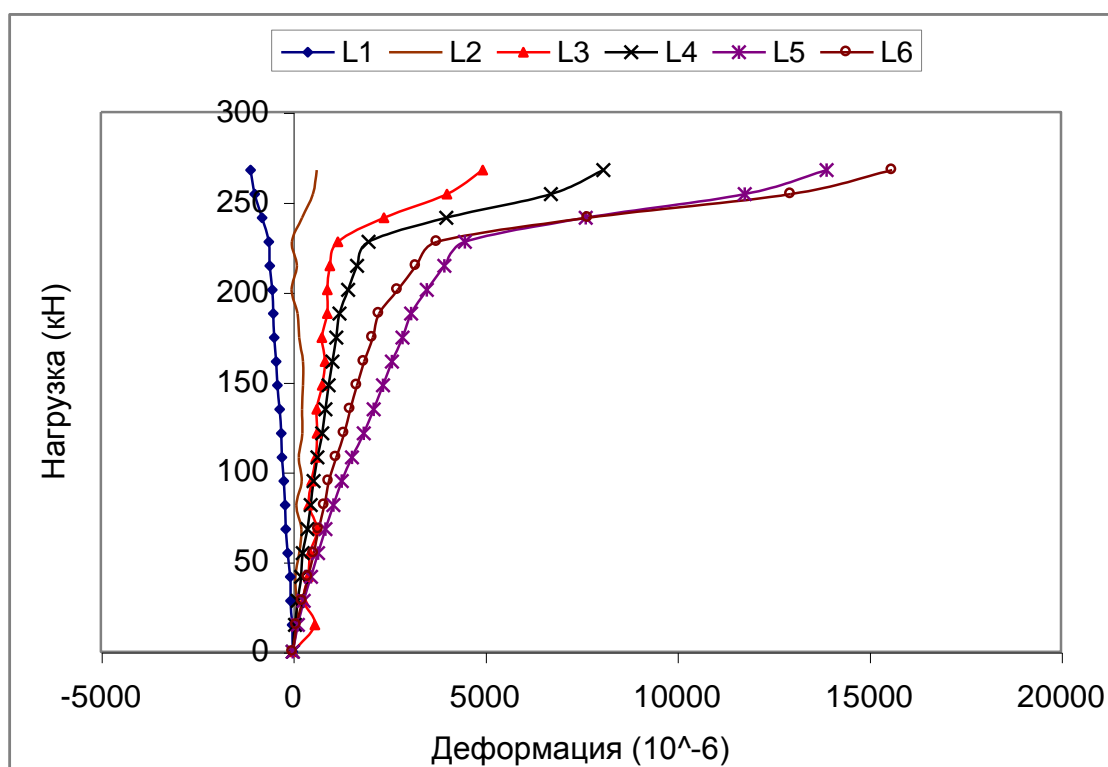


Рис. 2.6. Кривая «нагрузка–поверхностная деформация» в середине пролета для усиленной балки без повреждений ТТ1-2

Поверхностная деформация в полосах ФАП и на поверхности бетона подгруппы ТТ1. Кривая «нагрузка–деформация» для образцов ТТ1-1 и ТТ1-1П показаны соответственно на рис. 2.7. Местные деформации в полосах УПВМ и на поверхности бетона между листами были измерены, используя 30 мм электрические тензодатчики. На всех обернутых ФАП образцах (ТТ1-1, ТТ1-2 и ТТ1-1П) были установлены репера кроме контрольного [1-14, 39-48].

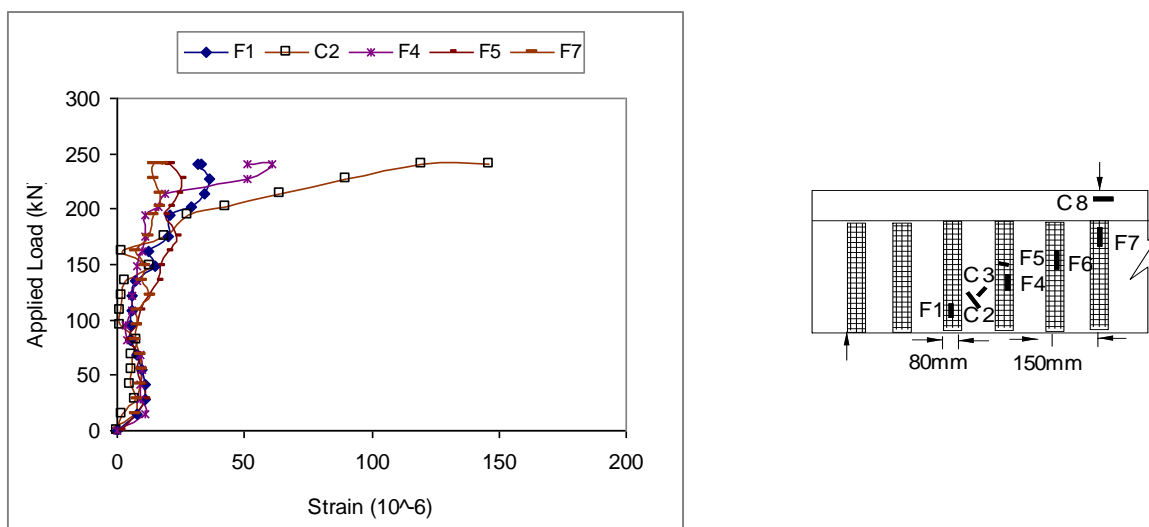


Рис. 2.7. Кривая «нагрузка–деформация» в полосе УПВМ и на поверхности бетона для усиленной балки с повреждениями ТТ1-1

В образцах ТТ1-1 и ТТ1-1П зафиксированы максимальные вертикальные деформации ФАП соответственно 61 $\mu\epsilon$ (тензодатчик F4), и 130 $\mu\epsilon$ (тензодатчик F1). В образце ТТ1-1, соразмерная деформация бетона в тензодатчике С2 были зафиксированы максимальные деформации в полосе УПВМ из-за образования диагональной трещины в развернутой части. Вертикальные деформации ФАП увеличилось медленно, пока балка не достигла нагрузки близко к 120 кН. После этой точки деформация полосы УПВМ увеличилось значительно, пока не произошло разрушение из-за образования диагональной трещины в зоне среза. Так как бетон исчерпал свою прочность, полоса ФАП должна была внести необходимое дополнительное сопротивление при срезе, приводящее к быстрому увеличению деформации. Тензодатчиками F5 (25 $\mu\epsilon$) и F4 (30 $\mu\epsilon$) были измерены горизонтальные деформации ФАП соответственно в образцах ТТ1-1 и ТТ1-1П. Эти тензодатчики были расположены горизонтально к оси балки. Оба эти тензодатчики измерили подобные значения деформации, но они были меньше чем вертикальные деформации ФАП. Видно, что тензодатчик F4 (ТТ1-1) наблюдал внезапное увеличение деформации в разрушающей нагрузке из-за перелома полосы ФАП ниже свеса.

Тензодатчики С3, F6 и С8 соответственно в образцах ТТ1-1 и С2 и С7 в ТТ1-1П были не в состоянии сделать запись измерений деформации. Данные деформации для образца ТТ1-2 были потеряны из-за дефектной инструментовки.

Приложение 2

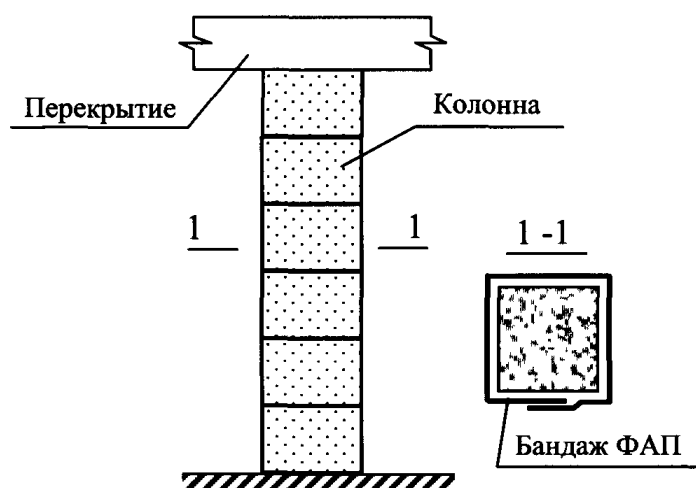


Рис. 3.5. Принципиальная схема усиления колонны

Усиление изгибаемых балочных конструкций осуществляется наклейкой ФАП на нижнюю поверхность ребра с направлением волокон вдоль оси усиливаемой конструкции и вертикальных, либо наклонных хомутов в приопорной зоне с направлением волокон перпендикулярно продольной оси (Рис. 3.6).

Усиление плитных конструкций осуществляется наклейкой на нижнюю поверхность накладок ФАП с направлением волокон вдоль оси конструкции и поверх них поперечных накладок с направлением волокон перпендикулярно продольных накладок (Рис. 3.7).

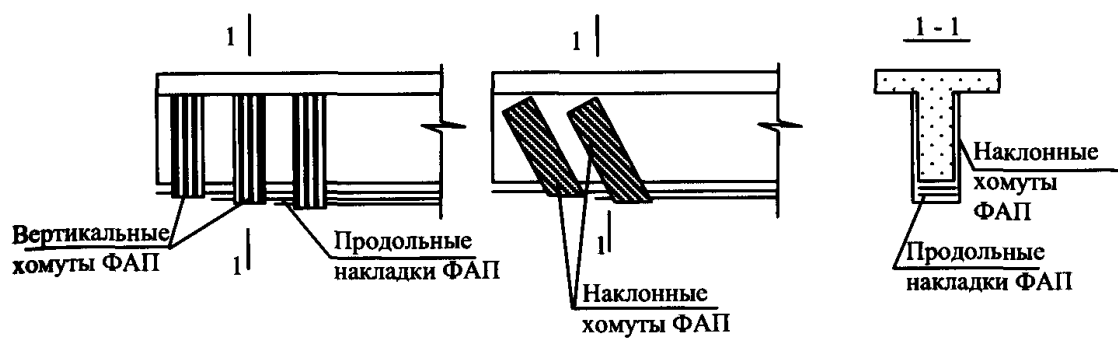


Рис. 3.6. Принципиальная схема усиления балки

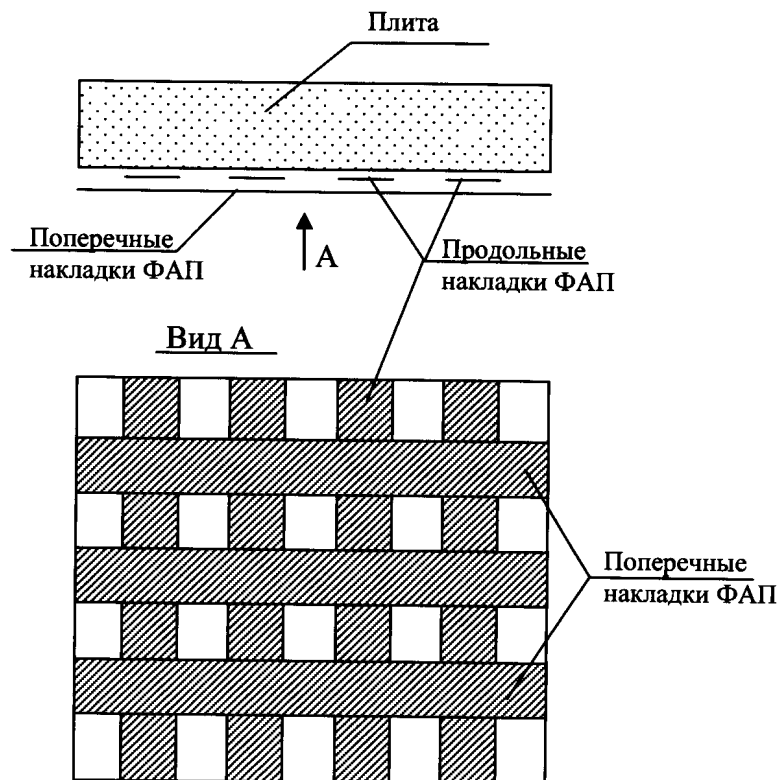


Рис. 3.7. Принципиальная схема усиления плит

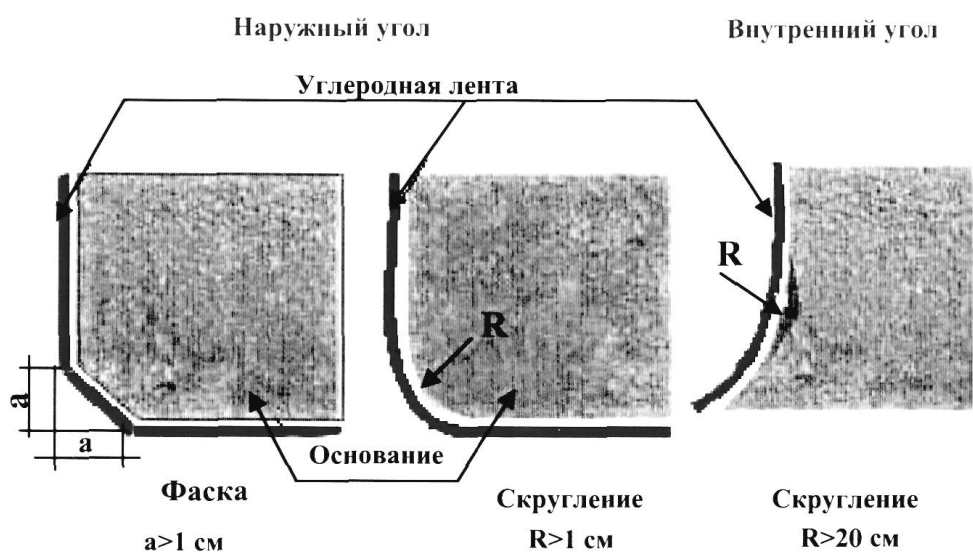
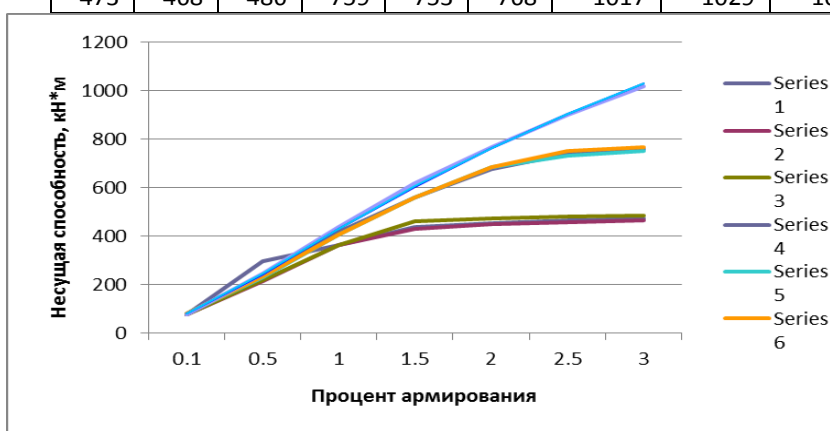


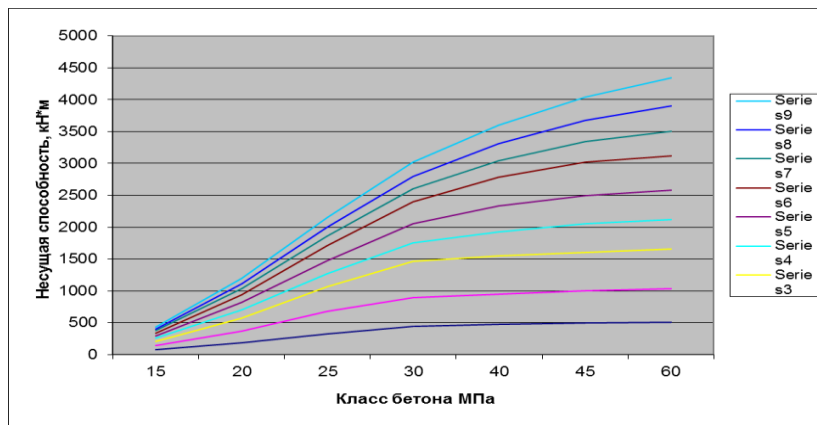
Рис. 3.8 Подготовка углов конструкции перед наклейкой углеродной

Зависимость несущей способности изгибаемого железобетонного элемента от процента армирования при различных классах бетона на осевое сжатие:								
В15			В25			В 40		
78	80	80	79	81	81	80	82	82
299	215	219	240	232	236	245	244	245
363	363	364	420	407	409	440	431	432
439	432	464	560	559	560	617	605	606
454	449	474	678	685	686	767	764	764
465	460	481	741	734	754	900	905	905
473	468	486	759	753	768	1017	1029	1029

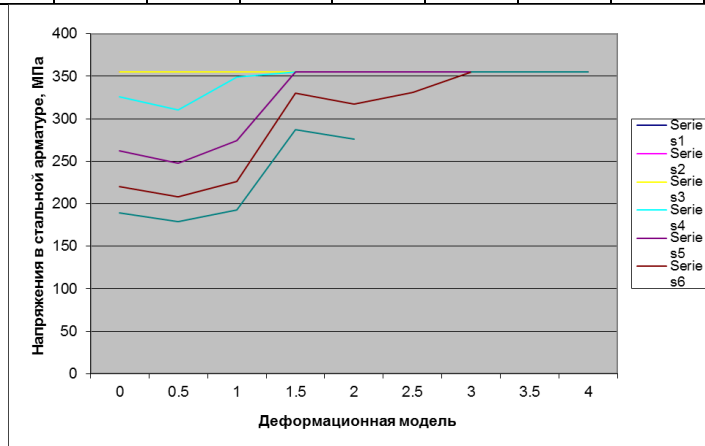


Приложение 2

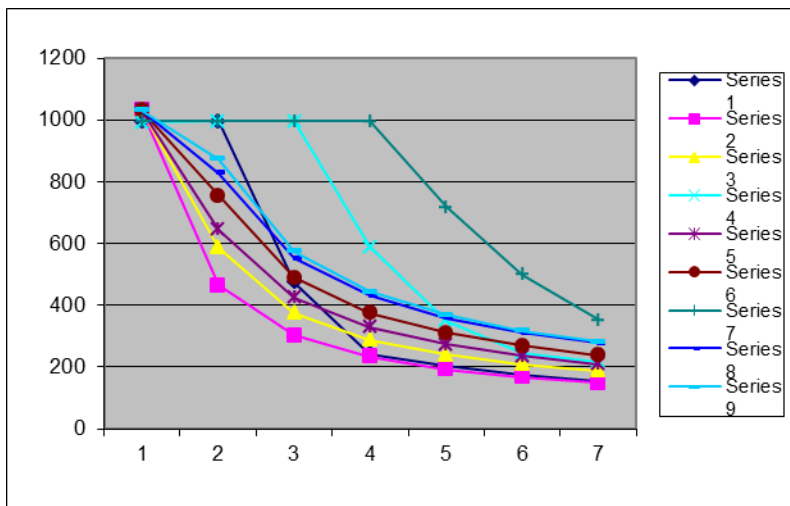
Зависимость несущей способности изгибаемого железобетонного элемента от класса бетона на осевое сжатие при различных процентах армирования:								
от класса бетона на осевое сжатие при различных процентах армирования								
В15			В25			В 40		
78	60	68	55	35	40	45	23	26
188	182	207	129	109	124	99	74	83
329	347	391	204	205	231	151	137	153
443	450	569	291	303	341	200	201	225
473	480	594	382	402	451	259	266	298
495	501	612	442	447	524	319	331	371
512	518	625	461	466	540	381	396	444



В15			В25			В 40		
355	355	355	355	355	355	355	355	355
355	355	355	355	355	355	355	355	355
355	355	355	355	355	355	355	355	355
326	310	349	355	355	355	355	355	355
262	248	274	355	355	355	355	355	355
220	208	226	330	317	331	355	355	355
189	179	193	287	276		355	355	355



В15			В25			В 40		
996	1031	1031	991	1031	1031	996	1031	1031
996	465	586	996	646	754	996	828	874
474	302	376	996	426	489	996	552	574
243	233	289	590	330	376	996	431	443
202	193	241	350	274	311	717	359	368
174	167	210	246	237	269	500	311	318
155	148	188	218	210	239	352	277	282



996	991	996
996	996	996
474	996	996
243	590	996
202	350	717
174	246	500
155	218	352

