

Министерство образования и науки Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего профессионального образования

«САНКТ - ПЕТЕРБУРГСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ
АРХИТЕКТУРНО - СТРОИТЕЛЬНЫЙ
УНИВЕРСИТЕТ»

На правах рукописи

Юшин Алексей Владимирович

ПРОЧНОСТЬ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ
МНОГОПРОЛЕТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕННЫХ
ФИБРОАРМИРОВАННЫМИ ПЛАСТИКАМИ

Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции,
здания и сооружения

ДИССЕРТАЦИЯ

на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель
доктор технических наук
профессор В.И. Морозов

Санкт – Петербург
2014

ВВЕДЕНИЕ	4
Актуальность исследования	4
Цель и задачи исследования	5
Научная новизна исследования	6
Апробация работы	6
Практическое значение и реализация полученных результатов	8
Достоверность результатов исследования	8
Публикации	8
ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА. НАПРАВЛЕНИЕ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	9
1.1 Опыт усиления строительных конструкций	9
1.2 Существующие нормативные методики расчета.....	12
1.3 Полимерные композиционные материалы.....	14
1.4. Технология усиления железобетонных конструкций внешним армированием	18
1.5. Схемы разрушения образцов, усиленных внешним армированием ФАП20	
1.6. Методы оценки несущей способности усиленных конструкций	24
1.7 Огнестойкость систем усиления внешним армированием.....	33
1.8. Жесткость и трещиностойкость железобетонных балок, усиленных ФАП	36
1.9. Выводы и направление дальнейших исследований.....	38
ГЛАВА 2. РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ МНОГОПРОЛЕТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕННЫХ ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ ФАП ..40	
2.1 Компьютерное моделирование усиленных балок	40
2.2. Разработка инженерного метода расчета прочности наклонных сечений многопролетных железобетонных балок, усиленных внешним армированием ФАП	57
ВЫВОДЫ ПО 2-Й ГЛАВЕ	72
ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДВУХПРОЛЕТНЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ ФАП ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ	73
3.1 Физико-механические характеристики материалов	73
3.1.1 Проведение испытаний	75
3.1.2 Разрушение образцов	77
3.2. Экспериментальные исследования двухпролетных балок, усиленных ФАП по наклонному сечению	81
3.2.1. Постановка задач эксперимента, изготовление экспериментальных образцов	81

3.2.2 Подготовка образцов к испытаниям и методика испытаний	87
3.2.3 Характер разрушения	91
3.3. СРАВНЕНИЕ ОСНОВНЫХ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО- ТЕОРЕТИЧЕСКИХ РЕЗУЛЬТАТОВ	101
3.3. ВЫВОДЫ.....	104
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	105

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность исследования

В промышленно развитых странах в настоящее время более 40% капиталовложений в строительную отрасль тратится на эксплуатационный уход и ремонт сооружений из железобетона и менее 60% - для возведения новых [69]. Необходимость усиления строительных конструкций может быть обусловлена рядом причин [86] [99] [126]. Это и ошибки проектирования, и увеличение эксплуатационных нагрузок, и износ строительных конструкций в ходе деградационных процессов (коррозия арматуры, воздействие агрессивных сред на бетон), а также повышение требований, предъявляемых к конструкциям зданий и сооружений по мере введения в действие новых норм проектирования (например, повышение требований сейсмостойкости). Первым крупным проектом по усилению железобетонной конструкции в СССР считается усиление ригелей Изюмского паровозного депо в 1919 г [55]. С тех пор технологии усиления претерпели множество изменений. До недавнего времени восстановление несущей способности железобетонных конструкций осуществляли путем их ремонта цементно-песчаными смесями, увеличением сечений с применением железобетона, а также полимербетонных композиционных материалов или путем усиления стальными обоймами, на которые передавали часть нагрузки [51]. В последние годы в мировой строительной индустрии при реконструкции и усилении кирпичных, бетонных и железобетонных конструкций все чаще используют не традиционные стальные элементы, а полимерные материалы на основе углеродных, стеклянных или арамидных волокон, имеющие общее название фиброармированные полимеры (ФАП).

В данной диссертации впервые исследуется задача оценки прочности наклонного сечения, усиленного ФАП, при совместном действии перерезывающих сил и изгибающего момента.

Цель и задачи исследования

Целью диссертации является экспериментально-теоретическое исследование напряженно-деформированного состояния и прочности изгибаемых многопролетных конструкций, усиленных ФАП по наклонному сечению.

Задачи исследования:

1. Экспериментальные исследования влияния поперечного армирования стальной арматурой на вклад ФАП в общую прочность наклонного сечения.
2. Экспериментальные исследования влияния обратного изгибающего момента в зоне опасного наклонного сечения на вклад ФАП в общую прочность сечения.
3. Проведение численного эксперимента с использованием программно-вычислительного комплекса *Ansys*, реализующего метод конечных элементов (в нелинейной постановке), и определение возможного характера трещинообразования и разрушения.
4. Разработка инженерного метода расчета, учитывающей особенности совместной работы системы усиления и усиливаемой конструкции и позволяющей получение адекватного результата, обеспечивающего необходимый запас прочности при проектировании данных конструкций.

Объектом исследования является многопролетная балка прямоугольного сечения, армированная стержневой продольной и поперечной арматурой и усиленная ФАП по наклонному сечению при кратковременном действии поперечных сил и изгибающих моментов.

Область исследования соответствует паспорту специальности 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения и относится к области исследования, предусмотренного пунктом 3. Создание и развитие эффективных методов расчета и экспериментальных исследований вновь возводимых,

восстанавливаемых и усиливаемых строительных конструкций, наиболее полно учитывающих специфику воздействий на них, свойства материалов, специфику конструктивных решений и другие особенности.

Научная новизна исследования заключается:

- в результатах теоретического исследования напряженно-деформированного состояния двухпролетных элементов прямоугольного сечения, усиленных ФАП при поперечном изгибе, с использованием программного комплекса *Ansys* в нелинейной постановке, которое, в частности, показало, что с увеличением процента поперечного армирования стальной арматурой, уменьшается эффективность усиления;

- в разработке теоретических основ и метода расчета по первой группе предельных состояний двухпролетных железобетонных элементов прямоугольного сечения, усиленных ФАП, при поперечном изгибе, который позволяет адекватно учесть взаимное влияние разных типов арматуры, а также влияние изгибающего момента на эффективность усиления;

- в полученных новых экспериментальных данных о влиянии внутреннего армирования на вклад ФАП в общую прочность наклонного сечения, которые подтвердили существование данного эффекта и позволили оценить его количественно; а также о влиянии изгибающего момента на вклад ФАП в общую прочность наклонного сечения, а именно снижение эффекта усиления при увеличении нормальных растягивающих напряжений в зоне свободного конца хомута усиления.

Апробация работы

Результаты диссертационной работы докладывались и обсуждались на:

- I Международном конгрессе «Актуальные проблемы современного строительства» (2012 год, СПбГАСУ);

- Международном конгрессе, посвященном 180 – летию СПбГАСУ «Наука и инновации в современном строительстве – 2012 (2012 год, СПбГАСУ)»;

- II Международном конгрессе «Актуальные проблемы современного строительства» (2013 год, СПбГАСУ);

- 70-й научной конференции профессоров, преподавателей, научных работников, инженеров и аспирантов университета (2014 год, СПбГАСУ).

Основная научная гипотеза работы заключается в том, что использование внешнего армирования ФАП в неразрезных балках повышает их несущую способность по наклонному сечению, трещиностойкость и жесткость и обеспечивает возможность эффективного усиления, в том числе и без разгрузки усиливаемой конструкции.

Практическое значение и реализация полученных результатов

На основании выполненных исследований предложена теоретическая модель неразрезной многопролетной балки, усиленной по наклонным сечениям внешним армированием ФАП, и разработан инженерный метод расчета, который позволяет уже на данном этапе исследования выполнять проектные работы по усилению изгибаемых железобетонных конструкций. Результаты работы использованы при проектировании усиления ригелей здания 473 ОСН ПДСС на территории военного городка №30, г. Кронштадт. Отдельные положения диссертации использованы в учебном процессе СПбГАСУ при изучении студентами и магистрантами по направлению «Строительство» специального курса железобетонных и каменных конструкций.

Достоверность результатов исследования обеспечивается применением стандартных методик испытаний, использованием лабораторного метрологически аттестованного испытательного оборудования и измерительных приборов, применением общепринятых гипотез и допущений, удовлетворительным согласием результатов эксперимента и теоретических исследований, а также сопоставлением с работами других авторов.

Публикации

Материалы диссертации опубликованы в 5 печатных работах, общим объемом 1.9 п.л., лично автором - 1.5 п.л., в том числе 3 работы опубликованы в изданиях, входящих в перечень ведущих рецензируемых научных журналов, утвержденный ВАК РФ.

ГЛАВА 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА. НАПРАВЛЕНИЕ ДАЛЬНЕЙШИХ ИССЛЕДОВАНИЙ.

1.1 Опыт усиления строительных конструкций

Композитные материалы известны с конца 30-х годов XX века, однако широкого применения в строительстве долгое время не находили. Успешное обоснование использования различных полимерных композитов известно с 50-х годов XX в [69]. Началом широкого применения композитов считается рубеж 1980-х годов XX в; тогда же были начаты исследования усиленных изгибаемых и сжимаемых железобетонных конструкций. В СССР опыт широкого применения полимеррастворов для усиления монолитных конструкций был накоплен в республике Молдова, где после Карпатского землетрясения 1986 года проводились научные исследования этого направления в лаборатории сейсмостойкого строительства Кишиневского политехнического института.

В России метод усиления конструкций с помощью фиброармированных полимеров известен сравнительно недавно. Первые крупные проекты – усиление конструкций одной из эстакад третьего транспортного кольца в Москве и железнодорожного моста в г. Домодедово – относятся к 2001 году.

В России технология усиления фиброармированными полимерами на основе волокон углерода впервые внедрялась не на основе многолетних теоретических и экспериментальных исследований, а благодаря коммерческим организациям в качестве альтернативы существующим методам. В связи с этим, научная разработка новых методов использования этих материалов в строительной отрасли России пока находится на начальном этапе, а представители строительной индустрии отмечают недостаточность обобщающих публикаций по этому вопросу в отечественной научно-технической литературе. Тем не менее технология усиления железобетонных конструкций внешним ФАП армированием уже была применена на множестве объектов на территории нашей страны, среди которых такие крупные объекты промышленности как Магниевый завод в Соликамске, Пермский фанерный

комбинат, целлюлозно-бумажный комбинат в г. Архангельск, фабрика бортового питания Домодедово, мясоконсервный завод в г. Орск.

Фиброармированные пластики нашли своё применение для усиления кирпичных конструкций, например, при усилении арок здания Адмиралтейства в г. Санкт-Петербург, арок склада руды на БКПРУ-2 в г. Пермь и на множестве других объектов нашей страны.

Отдельного внимания заслуживает вопрос долговечности усиленных конструкций. При относительно небольшом собственном весе и толщине ленты из углеродных волокон демонстрируют высокую прочность на растяжение и высокую усталостную устойчивость. Результаты испытаний показали линейную зависимость длительной прочности от логарифма времени для любого уровня приложения нагрузки. При длительных испытаниях (более 2000 сут.) коэффициент длительной прочности составил: для стеклопластиков – 0,3, для арамадопластиков 0,47, для углепластиков – 0,9 [38]. Таким образом, углеволокно само по себе практически не обладает ползучестью. Материал усиления абсолютно водонепроницаем и устойчив к коррозии. Стоит отметить, однако, что эпоксидные композиции, служащие связующим системы усиления и усиливаемой конструкции всё же обладают определенной ползучестью, и хотя разработка новых видов подобных композиций с минимальной ползучестью ведется непрерывно и по сей день. Производители систем усиления рекомендуют учитывать ползучесть на данном этапе путем увеличения запаса по нагрузке на 20-25%. Комплексным изучением ползучести композитных материалов в нашей стране занимались ученые [104, 95, 121, 100, 51, 55]. Существуют технологии предварительного напряжения лент непосредственно перед установкой, а также покрытия их защитными растворами и красками. В нашей стране к настоящему моменту накоплен определенный опыт усиления железобетонных конструкций, за которыми ведется постоянный мониторинг. Среди таких объектов усиление плит покрытия Велозаводского коллектора (ГУП «Москоллектор»), усиление в 1998 году (16 лет успешной эксплуатации);

усиление чаши бассейна в СК «Трудовые резервы», усиление в 2009 г (5 лет успешной эксплуатации); усиление балок пролетного строения Краснопресненского путепровода, усиление в 2008 г (6 лет успешной эксплуатации). В результате мониторинга деформации материала усиления по-прежнему находятся в расчетных пределах, отсутствуют какие-либо признаки нарушения сцепления системы усиления и конструкции (нет расслоений системы усиления, нет сколов защитного слоя, сами элементы усиления не имеют разрывов и признаков усталостной деградации).

В 1987 г. В Швейцарском институте строительных материалов (ЕМРА) начались испытания различных строительных конструкций, усиленных ФАП на основе углеродных волокон. Железобетонные балки были подвергнуты воздействию статических и динамических нагрузок в экстремальных климатических условиях. Было зафиксировано появление льда в микротрещинах, но снижения несущей способности не наблюдалось. Также были проведены испытания на огнестойкость, а уже в 1991 г. началось практическое применение данных систем для усиления железобетонных и деревянных мостов.

Углеволоконным материалам присущи физико-механические характеристики, значительно превосходящие свойства стали:

- высокий модуль упругости до 640 ГПа;
- прочность на растяжение до 3500 МПа;
- высокая степень выносливости и усталостной прочности;
- высокое сопротивление динамическим нагрузкам;
- нечувствительность к химическим агентам, в частности кислотным и щелочным;
- неподверженность коррозии;

- термическая и реологическая устойчивость.

1.2 Существующие нормативные методики расчета

К настоящему времени исследователями для расчета железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами, предложено несколько методик:

- «Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами», 2006 г., ИПЦ «ИнтерАква»;

- Внешнее армирование железобетонных конструкций композитными материалами, 2007 г., А. Шилин, В.А. Пшеничный, Д.В. Каргузов;

- Technical Report TR 55, Английский комитет бетона;

- CNR-DT 200/2004, Итальянский национальный исследовательский совет;

- ACI 440.2R-08, Американский институт бетона;

- Международная федерация конструктивного бетона *fib* Bulletin 14;

Применение указанных норм в Российской Федерации существенно затруднено, так как в них заложены гипотезы и подходы, отличающиеся от тех, что реализованы в российских нормах. С 1 сентября 2014 года вводится в действие СП «Усиление железобетонных конструкций композитными материалами», что во многом заполняет пробел в действующем нормативно-техническом поле в части проектирования усиления железобетонных конструкций подобными материалами. Однако подход к оценке прочности наклонных сечений в значительной мере повторяет принципы проектирования, реализованные в ACI 440.2R-08 и в силу этого также не лишен определенного ряда недостатков.

Среди основных недостатков указанных методик можно отметить следующие:

- рассматриваются не все возможные схемы разрушения усиленных элементов: расчет производится лишь по основному механизму разрушения – разрыв композиционного материала, разрушение по сжатому бетону; другие механизмы – скол защитного слоя, отслаивание композита – учитываются косвенно, путем ограничения максимально допустимых деформаций композита;

- предполагается упругая работа арматуры и бетона в сжатой зоне, тогда как усиленные конструкции зачастую находятся на той стадии деформирования, когда пластические деформации играют решающую роль;

- не учтена возможность работы конструкции на совместное восприятие изгибающего момента и поперечной силы;

- в руководстве Американского института бетона [3], на котором основаны Российские руководства в части расчета наклонных сечений, приведен график сходимости результатов расчета по инженерной методике и результатов натурных экспериментов, который демонстрирует значительную консервативность методики расчета (до 2-х раз). Данная методика расчета получила опробирование только для однопролетных балок, для двухпролетных же, по мнению авторов нормативного документа, данная методика обеспечивает еще больший запас прочности;

- некоторые публикации на тему исследования прочности подобных конструкций [11,15] указывают на определенную степень податливости контакта ФАП-бетон, которая к настоящему времени не учтена в методиках расчета.

Вопросами исследований последних лет на данную тему являлись вопросы реологии, огнестойкости, взрывоустойчивости, работы на динамические нагрузки. Эти вопросы по сей день открыты и должны быть отражены в инженерных методиках расчета, которые используются при проектировании таких конструкций в настоящее время.

1.3 Полимерные композиционные материалы.

Композиционные материалы - многофазные комплексные материалы, состоящие из двух и более фаз. Одним из компонентов является пластичная основа (матрица), другими - различные армирующие наполнители, обладающие, как правило, высокими прочностью и жесткостью, в разы превосходящими аналогичные показатели матрицы.

Комплексный материал приобретает свойства, отличные от свойств его составляющих как качественно, так и количественно. Современные технологии строительных материалов позволяют варьируя процентное соотношение матрицы и наполнителя, направление армирующих волокон в материале, получать широкий спектр материалов, отвечающих различным нуждам строительной индустрии. В качестве составляющих для композитных материалов служат углерод, стекло, пластмасса, керамика, металл. Существуют композитные материалы, сочетающие несколько матриц (полиматричные), сочетающие разные наполнители (гибридные). Матрица служит для обеспечения монолитности материала, распределения напряжений в наполнителе, устойчивость к внешним воздействиям, тогда как наполнитель наделяет материал жесткостью и прочностью, и в большей степени определяет деформативность материала.

Фиброармированные пластики (ФАП).

Фиброармированные пластики (полимерные композиционные материалы) - композиты с матрицей из полимерного материала, на настоящий момент наиболее распространенные и разнообразные из композиционных материалов. Применение этих материалов дает ощутимый экономический эффект в различных областях строительства и машиностроения.

Использование полимерных композиционных материалов в космическом машиностроении приводит к экономии 5-30% массы изделия, учитывая, что

каждый килограмм летательного аппарата обходится в 1000 долларов, экономический эффект получается довольно ощутим. В строительстве также собственный вес изделия в большинстве случаев не является плюсом, поэтому применение материалов, снижающих вес конструкции без снижения ее прочности является приоритетной задачей строительной науки.

Первым современным композиционным материалом считается созданный в конце 30-х годов Буровым А.К. и его сотрудниками однонаправленный стеклопластик [46], состоящий из искусственных непрерывных стеклянных волокон и искусственной полимерной матрицы.

Наполнитель в виде волокон (либо частиц) изготавливают из прочных и жестких материалов. В одном из измерений наполнитель, как правило, имеет размер менее 500мкм, в отдельных случаях даже меньше микрона. Размер и форма наполнителя являются одним из основных параметров, определяющих поведение композита под нагрузкой. Волокна имеют длину, значительно превышающую их диаметр. Для рассматриваемых композиционных материалов применяются непрерывные или короткие волокна с небольшим отношением длины к диаметру. Волокна в матрице располагаются либо в одном направлении (однонаправленный материал), либо в двух ортогональных направлениях (двунаправленный двуосноармированный материал). Наиболее распространенные типы волокон для композиционных материалов, применяемых при ремонте и усилении строительных конструкций, углеродные, арамидные и стекловолокна.

Стеклопластики - фиброармированные пластики, наполнителем в которых служат стеклянные волокна. Волокна изготавливают из неорганического стекла при высоких температурах. Матрицей служат, как правило, терморезистивные синтетические смолы, термопластичные полимеры и другие материалы. Как и большинство ФАП, эти материалы служат хорошими электроизоляторами, обладают низкой теплопроводностью наряду с высокой прочностью и

прозрачностью для радиоволн. Началом широкого применения стеклопластиков считается рубеж окончания Великой отечественной войны, в это время начинается изготовление куполообразных антенных обтекателей, внутри которых размещали антенну локатора. Стеклопластики были одними из первых ФАП, в них армирующие материалы служили лишь для нейтрализации грубых дефектов при изготовлении хрупкой эпоксидной матрицы. Но чуть позже назначение матрицы поменялось - содержание армирующего материала было увеличено до 80% и матрица стала выполнять роль связующего для прочных волокон. Из "сухих" стеклянных волокон изготавливали плетеную "ткань", материал, получаемый на ее основе называют "стеклотекстолитом".

Углепластики. Роль армирующих волокон в этих фиброармированных пластиках выполняют углеродные волокна диаметром около 0,0015мм. Процесс получения этих углеродных волокон заключается в термической обработке (при температурах +220 - 3000 0С) различных волокон на основе каменноугольных и нефтяных песков, сополимеров акрилонитрила, целлюлозы и т.д. В результате термической обработки образуются волокна с крайне высоким содержанием углерода (до 99,5%). Матрицей в углепластиках служат те же вещества, что и в стеклопластиках - термореактивные и термопластичные смолы. Однако по сравнению со стеклопластиками ФАП на основе углеродных волокон обладают более высоким модулем Гука, меньшей плотностью, меньшим собственным весом. ФАП на основе углеволокна - исключительно прочные и легкие материалы. Армирующие волокна углепластиков практически не расширяются при нагревании и не сжимаются при охлаждении - коэффициент линейного температурного расширения равен нулю (в отличие от к.л.т.р. бетона 1×10^{-5} 1/град).

Наиболее термостойкими из углепластиков являются углеграфиты - материалы, созданные на основе углеродных волокон и углеродной матрицы. Эти материалы способны выдерживать температуры до 3000⁰С без стеклования. Для получения подобных материалов волокна углерода пропитываются

фенолформальдегидной смолой и помещают в среду высоких температур (порядка 2000°C). Для повышения плотности (снижения пористости) материала, операцию повторяют. Еще одним способом получения данных материалов является термическая обработка графита в метановой среде. При пиролизе метана углерод заполняет поры в графите, плотность исходного материала повышается в полтора раза. Из угеграфитов в настоящее время изготавливают высокотемпературные узлы летательных аппаратов, тормозные диски и колодки, различное оборудование для работы в условиях высоких температур.

Боропластики - фиброармированные пластики на основе борных волокон. Волокна погружаются в полимерную матрицу либо одиночно, либо плетеными жгутами, либо лентами, переплетенными вспомогательными текстильными нитями. Борные волокна обладают высокой прочностью на сжатие, они наиболее стойкие к воздействию агрессивных сред (по сравнению с другими волокнами), однако обладают достаточно высокой хрупкостью и высокой себестоимостью (около 400 \$/кг). Таким образом область применения борных волокон достаточно ограничена, главным образом, они используются при строительстве летательных аппаратов в части тех деталей, что подвергаются длительному воздействию агрессивной среды.

Органопластики - ФАП на основе волокон в виде нитей, жгутов, бумаги, ткани органического синтетического, иногда природного происхождения. Матрицей в этих материалах также служат эпоксидные и другие полимерные смолы, полиимиды и т.д. Процентное содержание наполнителя изменяется от 2 до 70 %. Эти материалы легче углепластиков, обладают относительно высокой прочностью при растяжении, высокой ударной вязкостью и стойкостью к динамическим нагрузкам, однако обладают довольно низкими показателями прочности на сжатие и изгиб.

1.4. Технология усиления железобетонных конструкций внешним армированием

Внешнее армирование ФАП широко применяется для продольного и поперечного армирования стержневых элементов, а также для усиления плит, опорных узлов сборных и монолитных конструкций. Система усиления ФАП-ламелями и холстами проектируется таким образом, чтобы направление армирующих волокон было максимально сонаправлено с действующими в конструкции растягивающими напряжениями. Традиционно считается, что на сжатие система усиления не работает.

При усилении нормальных сечений стержневых элементов материал усиления устанавливается на растянутую грань по направлению продольной оси элемента.

Усиление наклонных сечений осуществляется путем наклейки в приопорную зону внешней поперечной ФАП арматуры одним из трех способов (рис.1).

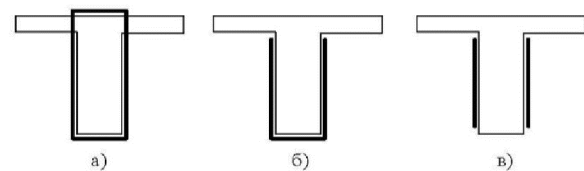


рис.1. Схемы наклейки внешней поперечной ФАП арматуры: а) полное обертывание; б) усиление с 3-х сторон U-образным хомутом; в) усиление по 2-м сторонам.

Из-за сложностей с проходом хомутов усиления через перекрытие, сопряженных также с доступом в помещение вышележащего этажа, наибольшее распространение получил способ усиления U-образными хомутами и по 2-м сторонам. Усиление выполняется в виде хомутов, либо в виде сплошной заклейки всей зоны опасного наклонного сечения.

Перед установкой системы усиления поверхность бетона выравнивается, обрабатывается и насекается; углы конструкции скругляются, либо выполняются фаски. В случае коррозионных повреждений защитного слоя

бетона и рабочей арматуры, необходимо предварительно демонтировать поврежденный бетон и очистить арматуру от коррозии, затем восстановить защитный слой при помощи ремонтных составов. После очистки поверхность покрывается грунтовочным составом. Ленты предварительно нарезаются на монтажные единицы, приготавливается адгезив на основе эпоксидных вяжущих. Адгезив наносится на поверхность бетона и на ленты ФАП. Лента устанавливается на железобетонный элемент и прикатывается вручную, при помощи резиновых валиков, шпателей. Адгезив проникает через волокна ткани в процессе прикатки и пропитывает ее, проявляясь на ее поверхности. После укладки и прикатки ленты на ее поверхность наносится финишный слой адгезива. Вязкости клея, как правило, достаточно, чтобы удерживать элементы усиления в проектном положении на протяжении всего периода схватывания состава.

1.5. Схемы разрушения образцов, усиленных внешним армированием ФАП

Руководством [122] выделяются следующие виды предельных состояний конструкций, усиленных ФАП (по нормальному, либо по наклонному сечению):

- разрушение по бетону сжатой зоны до достижения предела текучести в стальной растянутой арматуре; напряжения во внешнем армировании ФАП значительно ниже расчетных (переармированные элементы);

- достижение стальной растянутой арматурой предела текучести и последующий разрыв внешней арматуры ФАП без разрушения сжатой зоны бетона;

- достижение стальной растянутой арматурой предела текучести и последующий разрыв внешней арматуры ФАП и раздробление сжатой зоны бетона;

- разрушение от отслоения элементов ФАП.

Одним из наиболее распространенных и одновременно недоисследованных механизмов разрушения конструкций, усиленных ФАП, является отслоение, т.н. деламинация. Деламинация есть нарушение сцепления по поверхности контакта железобетон-ФАП вследствие разности взаимных деформаций. Исследованием эффектов расслоения комплексных усиленных конструкций занималось множество авторов [19,29] Эффект расслоения рассматривался на примере однопролетных балок, усиленных по нормальному сечению, хотя он имеет место и при усилении по наклонному сечению.

Механизм деламинации напрямую связан с принципами образования и раскрытия трещин на поверхности железобетонного элемента. При образовании трещины в бетоне растягивающие напряжения в зоне трещины распределяются между материалом усиления и бетоном, окружающим трещину. Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к росту значений этих напряжений, а также к росту касательных напряжений на границе контакта бетон-ФАП. Превышение

касательными напряжениями адгезионной прочности покрытия приводит к деламинации покрытия. Различают 2 принципиально отличающихся случая деламинации: случай одиночной трещины и случай множественных трещин. В первом - между свободным концом материала усиления и инициирующей трещиной нет других трещин, и в этом случае НДС конструкции схоже с испытаниями на отрыв и во многом легко прогнозируется [19].

В случае множественных трещин дело обстоит иначе: момент и место нарушения сцепления трудно предсказать. Положение места деламинации зависит в этом случае от соотношения значений растягивающих напряжений в материале усиления и соседних сечениях с трещиной.

Моделирование усиленной конструкции с учетом такого вида разрушения в программно-вычислительных комплексах, которые инженер использует и повседневной практике, не представляется возможным. Значительную роль в разрушении такого вида играет нелинейная работа железобетонной конструкции, а также история ее нагружения. Существующие нормы для расчета подобного рода конструкций предполагают линейную работу, в то время как подавляющее большинство конструкций, требующих усиления, уже находятся на той стадии деформирования, когда пластические деформации составляют значительную часть.

Другим распространенным видом разрушения усиленных конструкций является выкол бетона основания внешней арматуры. Рядом авторов [15] были проведены эксперименты на выдергивание полосы ламината из углепластика, приклеенной к бетонному кубу. Эксперименты подтвердили, что деламинация и скол бетона могут происходить как по отдельности, так и образовывать комплексный вид разрушения (рис. 1.5.1).

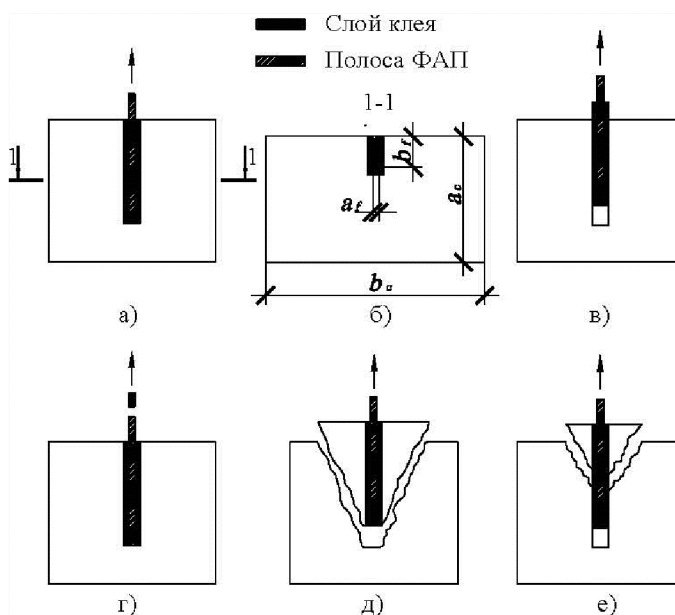


Рис.1.5.1. Возможные механизмы разрушения ФАП на бетонном блоке в ходе экспериментов на выдергивание: а) вид сбоку; б) поперечное сечение образца; в) отслаивание материала усиления; г) разрыв полосы; д) скол бетона основания; е) комбинированный механизм разрушения (в+д).

Момент разрушения в этом случае в значительной мере зависит от прочности бетона основания на растяжение, и не учет этого параметра может вести как к чрезмерным запасам при проектировании такого вида конструкций, так и к дефициту прочности.

В процессе нагружения в железобетонной балке, допускающей разрушение по наклонному сечению, при превышении главными растягивающими напряжениями прочности бетона на растяжение внутри балки образуется микротрещина, которая впоследствии распространяется к поверхности балки. Эту трещину схематично можно представить плоскостью, разделяющей балку на две части, связанные между собой полосами ФАП (рис. 1.3.2).

На определенном шаге нагружения две части балки, разделенные трещиной, начинают поворачиваться относительно вершины трещины. Дальнейшее нагружение приводит к увеличению сдвига (ФАП относительно бетона), который зависит от шага нагружения и расположения полосы относительно трещины. Каждая полоса, сопротивляющаяся раскрытию трещины, передает

усилия, возникающие в точке, где она пересекает трещину, на прилегающий к ней бетон через силы зацепления. Если бетон, окружающий полосу, не способен воспринять передаваемые на него усилия, происходит разрушение по бетону. Разрушение происходит по поверхностям в виде полуконуса, основание которого лежит в плоскости критической трещины (рис.1.3.2). Этот эффект наиболее отчетливо проявляется в случае большого шага отдельных полос внешнего армирования, большого отношения ширины балки к ее высоте, а также при полосах, перпендикулярно расположенных к плоскости критической трещины [11].

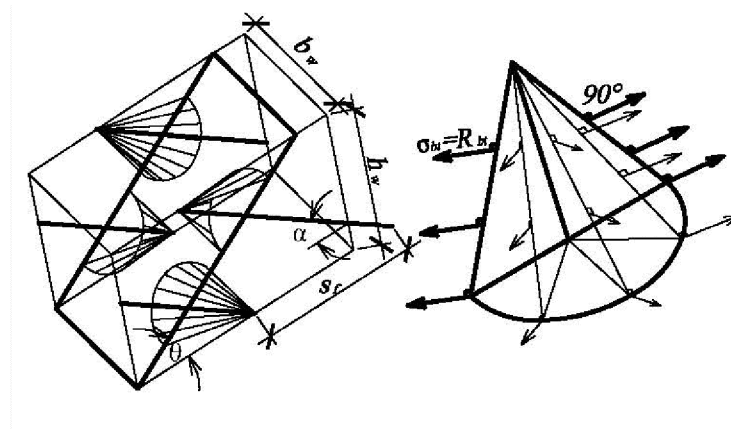


Рис. 1.3.2. Схема разрушения элемента, усиленного ФАП по наклонному сечению. b_w , h_w – соответственно ширина и высота балки, α – угол наклона плоскости критической наклонной трещины к оси балки, θ – угол наклона волокон ФАП к продольной оси балки, s_f – расстояние между полосами ФАП, β – угол образующей полуконуса.

1.6. Методы оценки несущей способности усиленных конструкций

При расчете конструкций, усиленных ФАП, существует ряд особенностей, связанных с видами разрушения, присущими только этому типу конструкций.

Для расчета таких конструкций существует несколько руководств:

- Технический отчет Английского комитета бетона, TR 55 [34];
- CNR-DT 200/2004, Руководство итальянского национального исследовательского института [16];
- ACI 440.2R-08, Руководство Американского института бетона [3];
- Руководство Международного комитета бетона fib Bulletin 14 [18];
- Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами, ИПЦ «ИнтерАква», НИИЖБ [122];
- Шилин, А. А. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами/ Д. В. Каргузов, В. А. Пшеничный, А. А. Шилин [69].

В России единственным официально изданным документом является «Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами», выпущенное НИИЖБом в сотрудничестве с ООО «ИнтерАква». За основу подхода к определению прочности наклонного сечения принята методика расчета по предельным усилиям в наклонных сечениях, используемая в действующем СП 63.13330.2012 [113].

Условие прочности представлено в следующем виде:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + \psi_f Q_f, \quad (1.6.1)$$

где Q – поперечная сила, действующая в наклонном сечении; Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном; Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая стальной поперечной арматурой; ψ_f – коэффициент запаса, зависящий от схемы наклейки ФАП (рис.1.6.1); Q_f – поперечная сила, воспринимаемая внешней арматурой ФАП:

$$Q_f = \frac{A_{fsh} \sigma_{fu} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f}, \quad (1.6.2)$$

где A_{fsh} - общая площадь материала усиления; σ_{fu} - растягивающие напряжения в арматуре ФАП в предельном состоянии; α - угол наклона волокон арматуры ФАП к продольной оси элемента; d_f - рабочая высота арматуры ФАП; s_f - шаг хомутов арматуры ФАП (см. рис. 1.6.1).

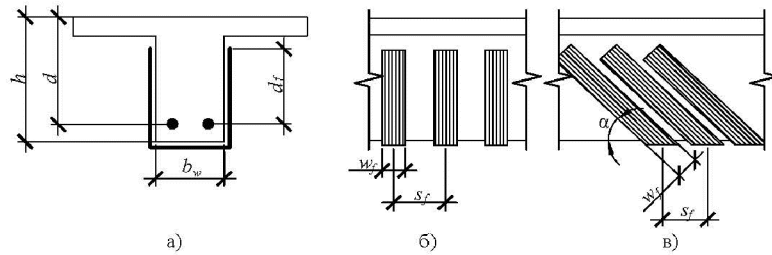


рис.1.6.1. Геометрические параметры, используемые для определения поперечной силы, воспринимаемой ФАП.

Для сравнения зависимость, предлагаемая Американским институтом бетона (ACI) [3], для определения поперечной силы, воспринимаемой ФАП:

$$V_f = \frac{A_{fv} f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{s_f}, \quad (1.6.3)$$

Та же зависимость используется в ACI 318M-08 [2] для определения поперечной силы, воспринимаемой стальной поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение. Работа внешней арматуры из ФАП отличается от работы стальной поперечной арматуры по ряду причин: хомуты ФАП работают только упруго, не допуская пластических деформаций; отношение площади контакта с бетоном к площади поперечного сечения армирующего элемента гораздо больше, чем в случае со стальным стержнем; типы разрушения, включающие скол защитного слоя бетона и отслаивание хомутов ФАП, имеют более хрупкий характер, чем разрушение элементов с традиционным армированием стальной арматурой.

Разница при определении вклада хомутов ФАП в прочность наклонного сечения по сравнению со стальными хомутами согласно методике АСІ [3] заключается в том, что расчетное сопротивление ФАП необходимо определять через серию эмпирических зависимостей. В результате определяется значение понижающего коэффициента (k_v), ограничивающего предельные деформации, которые могут быть достигнуты материалом усиления. Таким образом учитываются особые виды разрушения, присущие лишь этому виду конструкций: скол защитного слоя бетона, отслаивание внешней ФАП арматуры. В руководстве АСІ 440.2R [3] дается пояснение, что методика определения коэффициента k_v была апробирована при проведении экспериментов с однопролетными свободно опертыми балками. Для многопролетных конструкций, там, где влияние изгибающего момента на прочность наклонного сечения значительно, предлагаемая методика, по мнению авторов руководства, также обеспечивает значительный запас прочности, однако апробации это утверждение не получило. Степень консервативности вышеупомянутой методики можно оценить по графику верификации, приводимом в том же руководстве (рис. 1.6.2).

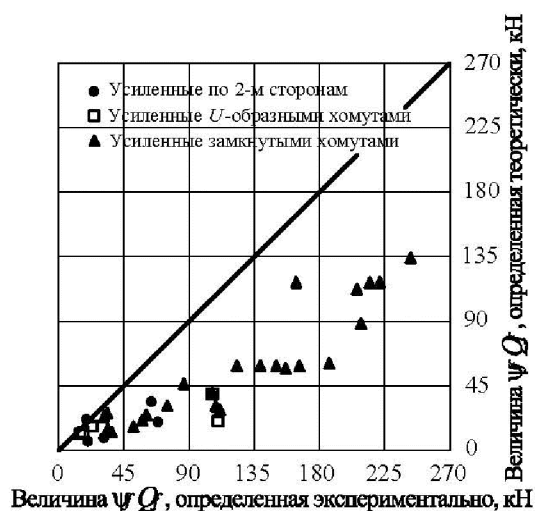


рис.1.6.2. Сравнение результатов расчета по методике АСІ 440.2R с экспериментальными данными.

Из графика видно, что системы усиления, запроектированные на восприятие усилий в 90 кН, по факту разрушались при 200 кН (оценивался только компонент Q_f общей прочности). Таким образом, существующая методика обеспечивает значительный запас прочности, что в случае с весьма дорогостоящим материалом усиления является сильнейшим фактором, сдерживающим повсеместное использование данных конструкций.

Исследованием работы железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами, занимались такие отечественные ученые как Селяев В.П. [104], Потапов Ю.Б. [95], Чернявский В.Л. [121], Савин С.Н. [100], Демишин С.В. [51], Смердов Д.Н. [55], Балакирев А.А. и другие. Среди зарубежных ученых можно выделить В. Бианко, Дж.О. Баррос, Дж. Монти, Р. Перрера, Ю. Сато, Ф.Дж. Векцио, Р.С.Абутана, С. Парк и другие.

В работах [104, 102] отмечается эффект упрочнения поверхностного слоя бетона при обработке его полимерными составами на основе эпоксидных вяжущих. Подобные же составы используются для наклейки углепластиковых холстов усиления. При нанесении на поверхность железобетонного элемента полимерного состава наблюдаются следующие эффекты:

- предварительное напряжение поверхностных слоев бетона, вызванное усадкой полимера;
- уменьшение пиковых напряжений в слабых местах бетона за счет полимера;
- физико-химическое взаимодействие на контакте бетона с полимером;
- выравнивание деформаций бетона и включение в работу покрытия на перегруженных участках.

Полимер заполняет трещины и микротрещины на поверхности железобетонного элемента, и при твердении испытывает усадку, что вызывает предварительное напряжение поверхностного слоя бетона, повышая его трещиностойкость. Принимая допущение, что усадочные напряжения в

железобетонном элементе распределены равномерно по длине полимерного покрытия, силу, с которой сжимается железобетонный элемент, выразим как

$$N_{\text{п}} = F_{\text{п}} \sigma_{\text{п}}, \quad (1.6.4)$$

где $\sigma_{\text{п}}$ – усадочное напряжение в покрытии; $F_{\text{п}}$ – площадь поперечного сечения покрытия, равная $b\delta_{\text{п}}$ (b – ширина покрытия, $\delta_{\text{п}}$ – толщина покрытия).

Поскольку сила $N_{\text{п}}$ приложена в центре тяжести поперечного сечения слоя бетона, пропитанного полимером, железобетонный элемент испытывает внецентренное сжатие. Краевые напряжения можно определить с помощью формулы

$$\sigma_{\text{б}} = \frac{N_{\text{п}}}{F_{\text{пр}}} \pm \frac{N_{\text{п}} \cdot e}{W_0}, \quad (1.6.5)$$

где $F_{\text{пр}}$ – приведенная площадь железобетонного элемента; W_0 – момент сопротивления сечения элемента, работающего в упругой стадии; e – эксцентриситет.

Так как $F_{\text{пр}} = \frac{W_0}{r_{\text{я}}}$, где $r_{\text{я}}$ – расстояние от центра тяжести сечения до верхней ядровой точки, формула (5) примет вид:

$$\sigma_{\text{б}} = \frac{N_{\text{п}} r_{\text{я}}}{W_0} \pm \frac{N_{\text{п}} \cdot e}{W_0} = \frac{N_{\text{п}} (r_{\text{я}} + e)}{W_0}. \quad (1.6.6)$$

При расчете тонких покрытий можно принять $r_{\text{я}} \approx 1/6h$, $e \approx h/2$, с учетом $W_0 = \frac{bh^2}{6}$ и получить формулу, определяющую крайние сжимающие напряжения в бетоне:

$$\sigma_{\text{б}} = 4\sigma_{\text{п}} \frac{\delta_{\text{п}}}{h}. \quad (1.6.7)$$

Принято считать, что в эпоксидных составах усадочные напряжения не превышают 20 кгс/см^2 , если глубина пропитки вышеупомянутым составом

составляет 10% от общей высоты балки, то напряжения в бетоне будут равны $\sigma_6 = 8 \text{ кгс/см}^2$.

Таким образом, при усилении ФАП железобетонного элемента его несущая способность увеличивается не только за счет внешней ФАП арматуры, но и за счет увеличения поперечной силы, воспринимаемой бетоном в наклонном сечении. Глубина пропитки поверхностного слоя бетона зависит, в основном, от его пористости и количества трещин к моменту усиления, поэтому оценка качества обрабатываемой поверхности является в этом случае приоритетной задачей. Для решения этой задачи авторами [103] предложен программный комплекс, позволяющий оценивать качество поверхности по растровому изображению бетонного основания.

Задачи определения момента деляминации и момента скола бетона основания сложны в силу своей многофакторности. С целью разработки методов расчета, учитывающих эти типы разрушения напрямую, исследователями в последние годы был предложен ряд подходов, среди которых такие нетривиальные методы как использование компьютерных программ на основе генетических алгоритмов [31], использование программ уровня искусственного интеллекта [9], применение классической механики разрушения [81], некоторые приемы конечно-элементного моделирования [14] и другие методы.

Авторами [15] была предложена математическая модель, позволяющая описать подобную работу конструкций итерационным процессом, в ходе которого для каждого значения угла раскрытия наклонной трещины составляется условие равновесия. Условие равновесия учитывает такие параметры как длину зацепления полосы, длину передачи усилия с ФАП на бетон, высоту полуконуса разрушения, передаваемое усилие. Из условия равновесия находится усилие, передаваемое ФАП на бетон, а затем на это усилие рассчитывается серия полуконусов, по нормали к поверхности которого в каждой точке направлены напряжения, равные прочности бетона на растяжение.

При деламинации происходит расслаивание комплексной конструкции «бетон-ФАП» без разрушения ее составляющих. Разрушение происходит по клеевому соединению вблизи наклонной трещины. В теории механики разрушения существует три основных вида деформаций при расслаивании (растрескивании): отрыв, поперечный сдвиг и продольный сдвиг [88] (рис. 1.6.3).

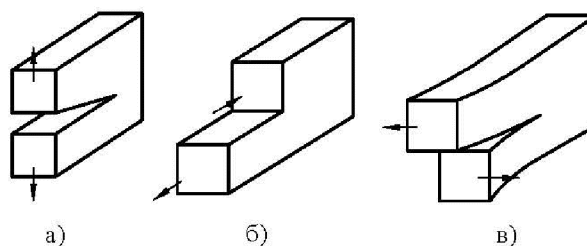


Рис. 1.6.3. Три основных вида деформаций при расслаивании (растрескивании).

а)Отрыв; б)Поперечный сдвиг; в) Продольный сдвиг.

Деламинацию внешнего армирования ФАП в зоне нормальной трещины (усиление по нормальному сечению) можно представить в виде комплексного вида а+б, деламинация же в зоне наклонной трещины представляет собой комплексный вид разрушения б+в.

В настоящее время существует два принципиально различных подхода к анализу слоистых конструкций. Первый основан на принципах механики разрушения (МР). В условии прочности энергия, высвобождаемая системой при деформировании, сравнивается с некоторым предельным значением.

Второй подход основан на принципах механики повреждения (МП). Контактный слой представляется неким условным материалом, имеющим свой предел прочности, при достижении которого трещина начинает раскрываться. Авторами [14] анализируются методы расчета слоистых конструкций в общем виде с применением аналитической системы ABAQUS, реализующей метод конечных элементов. Рассматриваются две основные модели: модель действительной трещины (основана на МР) и модель когезионной трещины

(основана на МП). В первом случае деламинация рассматривается как трещина в связях между двумя слоями. Для анализа развития этой трещины необходимо определить поле напряжений в зоне деламинации. Поле напряжений в зоне деламинации неоднородно, тогда как энергия упругой деформации системы в целом величина конечная. Модель действительной трещины позволяет найти эту энергию деформации. Методика основывается на двух допущениях: высвобождаемая при росте трещины энергия равна работе, необходимой для закрытия трещины до начальной ширины; - с ростом трещины напряженное состояние у вершины трещины не изменяется. Например, при раскрытии трещины на участке δa , напряженное состояние в области узла i до раскрытия то же, что и у узла j после раскрытия (рис. 1.6.4).

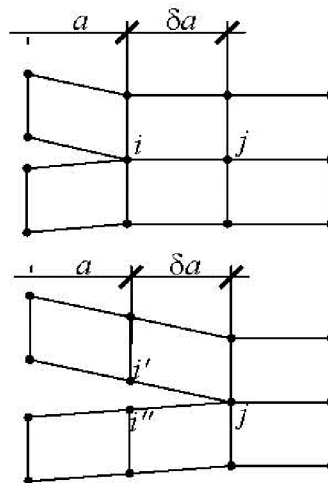


Рис. 1.6.4. Схема раскрытия трещины в модели фактической трещины.

Узел i разделяется на узлы i' и i'' тогда, когда скорость высвобождения энергии деформации у вершины трещины, превышает предельную энергию деформации связи между слоями:

$$G_{eq} \geq G_{eqC}, \quad (1.6.8)$$

где G_{eq} - эквивалентная энергия деформации в узле, G_{eqC} – предельное значение эквивалентной энергии деформации [14].

Преимущество модели фактической трещины в том, что скорости высвобождения энергии можно определить из простых одномерных моделей в среде конечно-элементного моделирования [14]. Однако обязательным условием является наличие начальной трещины между слоями в зоне предполагаемой деламинации.

Модель когезионной трещины предполагает включение между объемными слоистыми элементами «прослойки» плоского контактного элемента или элементов. Далее деламинация рассматривается как разрушение контактного элемента.

Рядом авторов [30] было предложено находить момент деламинации ФАП и бетона путем определения энергии деформации всей балки. Энергия равная работе внешних сил во время нагружения балки поглощается на трещинообразование и текучесть арматурной стали. Остальная энергия возвращается при разгрузке балки и является искомой энергией деформирования балки. Таким образом, необходимо определить кривую деформирования при нагружении, а затем найти соответствующую кривую при разгрузке. Сравнивая кривые деформирования усиленных и неусиленных образцов, можно найти потенциальную энергию, привносимую системой усиления. На эту величину энергии рассчитывается задача механики разрушения для определения момента деламинации.

1.7 Огнестойкость систем усиления внешним армированием

Актуальным вопросом является изменение физико-механических свойств ФАП под воздействием высоких температур. Как и любой конструкционный материал, системы усиления ФАП требуют соответствующей тепловой защиты, препятствующей потере функциональных свойств конструкции при пожаре. Полимерные затвердевшие клеевые составы начинают деградировать при температурах от 65 до 150⁰С, вплоть до возгорания с выделением токсичных газов. В то же время сама углеродная ткань не является огнеопасной и имеет температуру возгорания свыше 1000⁰С.

В Независимом Испытательном Центре пожарной безопасности МЧС России (по заказу ООО «ИнтерАква») были проведены испытания углепластиковых материалов, используемых для усиления строительных конструкций [119]. По результатам этих испытаний сделано заключение, что углепластиковые накладки относятся к слабогорючим строительным материалам группы Г-1 (относятся к группе трудногорючих по СТ СЭВ 2437-80) и к умеренно воспламеняемым материалам группы В2 с высокой дымообразующей способностью группы Д-3.

Авторами [10] были проведены испытания железобетонных колонн, усиленных одним слоем однонаправленной углеродной ткани, наклеенной на поверхность колонн с помощью эпоксидного адгезива. Ставилась задача предотвратить достижение на поверхности ФАП температуры свыше 100⁰С за расчетную продолжительность времени. Для защиты ФАП использовалась эффективная теплоизоляция в виде специального состава на основе вермикулита, наносимого набрызгом. Масса этого материала 240-270 кг/м³, теплопроводность – 0,082 Вт/мС⁰. Следующим слоем наносился тонкий герметизирующий слой вспучивающейся эпоксидной краски. Этот слой предназначен для предотвращения быстрого испарения содержащейся в теплоизоляции воды при повышении температуры, сохраняя при этом целостность теплоизоляционного слоя.

Испытывались две идентичные колонны с толщиной изоляции 57 и 32 мм. Критерии огнестойкости были приняты следующие:

- а) Потеря колонной несущей способности;
- б) Деламинация системы ФАП из-за деградации адгезива;
- в) Сгорание ФАП;

Также во время опыта на колонны через силовую раму передавалась испытательная нагрузка, изменяющаяся в ходе опыта.

Испытания показали, что для достижения температуры 100⁰С (условная величина температуры стеклования эпоксидного адгезива) требуется 180 мин. Для колонны с толщиной изоляции 57 мм и 82 мин, для колонны с толщиной изоляции 32 мм. В ходе эксперимента не удалось никак охарактеризовать процесс нарушения сцепления ФАП с поверхностью колонн, этот факт и не подтвержден и не опровергнут. Однако авторы предполагают повышение температурной устойчивости адгезива при его работе совместно с углеродной тканью в системе композитной структуры. В этом случае огнестойкость конструкции будет обеспечена при большей продолжительности огневого воздействия.

Возгорание композита на обеих колоннах произошло после 5-ти часового огневого воздействия. Разрушение колонны произошло после увеличения испытательной нагрузки на 180% через 5,5 часов после начала испытания.

Подобного рода испытания проводились авторами [27] на колоннах квадратного сечения (406x406x3800мм), тавровых балках и плитах толщиной 150мм. По результатам этих исследований, в целом, можно сделать вывод о том, что применение эффективной теплоизоляции систем усиления железобетонных конструкций позволяет при пожаре сохранить на поверхности углепластика температуру ниже температуры стеклования в течение нескольких часов. Как известно, существующими нормами требования огнестойкости по потере

несущей способности к противопожарным преградам предъявляются порядка REI 150, таким образом, при должном исполнении теплоизоляции, существует возможность выполнения усиления несущих конструкций, являющихся противопожарными преградами (например, перекрытия над автостоянками многоэтажных жилых и административных зданий).

1.8. Жесткость и трещиностойкость железобетонных балок, усиленных ФАП

Внешнее армирование железобетонных элементов в значительной мере повышает их жесткость и несущую способность, в этой связи, как и при проектировании новых конструкций, необходимо различать нормально армированные элементы, недоармированные и переармированные. СП 52-101-2003 не рекомендуется проектировать переармированные конструкции, которые разрушаются по так называемой стадии Шб [112], когда напряжения в бетоне сжатой зоны превышают расчетное сопротивление бетона раньше, чем достигается предел текучести арматурной стали. Ограничение это связано с хрупким характером разрушения таких конструкций, что не дает возможности вовремя «среагировать» на признаки разрушения и усилить ослабленную конструкцию. Однако, ряд авторов [107] в ходе исследования железобетонных балок, усиленных по нормальному сечению, делают вывод о том, что переармирование конструкции ФАП ведет к более пластичному характеру разрушения, возможно за счет эффекта «наложения» текучести стальной арматуры и полностью упругого характера работы материала усиления.

Авторами [107] испытывались сборные железобетонные перемычки марки 2ПБ 25-3, изготовленные по серии 1.038.1-1. Проектный класс бетона – В15. Образец №1 был усилен одним слоем ФАП, образец №2 – двумя слоями. Для усиления использовался холст с прочностью на растяжение 3,5 ГПа, модулем упругости 230 ГПа, толщиной волокон 0,13 мм. Схема нагружения – классический четырехточечный метод испытаний на изгиб согласно схеме контроля качества перемычек при их производстве. Образец №1 разрушился, разделившись на части из-за разрыва холста усиления в середине пролета, образец №2 – по сжатой зоне бетона без разрыва холста усиления. При этом характер разрушения образца №2 был более пластичен, нежели характер разрушения образца №1.

Помимо увеличения несущей способности системы усиления ФАП в значительной мере влияют на трещиностойкость усиливаемых конструкций, характер появления трещин их количество и ширину раскрытия. Наличие трещин, микротрещин и неровностей поверхности усиливаемой конструкции в свою очередь влияет на прочность конечной конструкции. Затвердевший бетон еще до нагружения имеет дефекты структуры, которые служат очагами дальнейшего трещинообразования. При нанесении адгезива на эпоксидной основе, который служит для связи ФАП и бетона, помимо прочего изменяются свойства поверхностного слоя бетона: повышается его упругость, предельная растяжимость, прочность на растяжение. При нанесении адгезива на капиллярно-пористую подложку формируется градиент свойств по толщине элемента с повышенным сопротивлением внешним воздействиям. Градиентная структура элементов конструкции формируется в процессе пропитки и полимеризации вязких систем в капиллярных порах и микротрещинах разного диаметра и ширины раскрытия. Этот эффект реально ощутим при качественном нанесении адгезива с контролем скорости и глубины пропитки различными механизмами в зависимости от радиуса и характера пор и дефектов.

Авторами [103] был разработан программный комплекс «Идентификация и анализ пористости строительных материалов», который позволяет по изображению поверхности высокого разрешения произвести оценку дефектности бетонного основания. Объяснение эффекта повышения деформативных характеристик при нанесении адгезива на поверхность железобетонных балок основано на следующих предположениях: прочность бетона зависит от состояния и свойств его поверхности, поверхность бетонных элементов в силу физико-химических процессов, протекающих при твердении бетона, имеет технологические изъяны (микротрещины, трещины, раковины, каверны, щели и т.д.); разрушение бетона – это процесс развития дефектов структуры бетона, в результате которого образуются новые поверхности разрушения. Восстановление поверхности железобетонного элемента до

идеально ровной компенсирует эти концентраторы напряжений, повышая, тем самым, общую прочность элемента. Комплексным исследованием этого эффекта занимались авторы [96, 95, 104].

1.9. Выводы и направление дальнейших исследований

Анализ современного состояния области исследований железобетонных конструкций, усиленных внешним армированием ФАП позволяет сделать следующие выводы:

- Обработка поверхности бетона адгезионными составами на основе эпоксидных смол улучшает структуру поверхности, компенсирует концентрации поверхностных напряжений;
- Прочность системы усиления в целом зависит от прочности бетона на растяжение, а также от сцепления материала усиления с поверхностью бетона;
- В настоящее время существует ряд нормативных методик по расчету прочности железобетонных элементов, усиленных ФАП по наклонному сечению. Все они имеют свои достоинства и недостатки, в частности не учитывается взаимное влияние стальной внутренней арматуры и внешней ФАП арматуры, не подтверждена справедливость расчетной методики для расчета многопролетных конструкций;
- На основании опытов различных авторов [107,92,80] можно сделать вывод, что усиление внешним армированием ФАП дает значительный эффект, однако виды разрушения системы в целом пока плохо прогнозируемы.

Таким образом, несмотря на многочисленные проведенные исследования, существующий расчет по нормативным документам [114, 122] остается весьма

приближенным. Методика расчета, принятая в России, основывается на формуле для оценки вклада стальных хомутов в США и не до конца отображает действительную работу внешнего армирования.

Выполненный обзор литературы не дает возможности создать обоснованную методику расчета многопролетных конструкций, усиленных фиброармированными пластиками по наклонному сечению. Необходимы дополнительные экспериментальные исследования для построения аналитических зависимостей, обеспечивающих разработку инженерного метода расчета наклонных сечений при совместном действии перерезывающих сил и изгибающего момента.

ГЛАВА 2. РАЗРАБОТКА МЕТОДА РАСЧЕТА ПРОЧНОСТИ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ МНОГОПРОЛЕТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ, УСИЛЕННЫХ ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ ФАП

2.1 Компьютерное моделирование усиленных балок

Для моделирования работы многопролетной железобетонной конструкции, усиленной полимерным материалом по наклонному сечению, был проведен численный эксперимент в программной системе конечно-элементного анализа *Ansys*. *Ansys* – это многофункциональный программный комплекс конечно-элементных расчетов, включающий в себя модули расчетов прочности и динамики, температурных полей, гидрогазодинамики, электростатики/электромагнетизма, оптимизации, вероятностных расчетов, высоконелинейных расчетов и многие другие. Для решения линейных и нелинейных, стационарных и нестационарных пространственных задач механики деформируемого твёрдого тела и механики конструкций (включая нестационарные геометрически и физически нелинейные задачи контактного взаимодействия элементов конструкций) применяется модуль *Ansys Mechanical APDL*.

Существует два основных метода решения задач вычислительной механики твердого тела - явный и неявный метод интегрирования уравнений, описывающих равновесные и неравновесные состояния исследуемого объекта. При использовании неявного метода интегрирования в каждом равновесном состоянии определяются такие перемещения узлов конечных элементов, которые обращают в тождество основные уравнения равновесия с определенной допускаемой погрешностью вычислений. В данном методе выполняются вычисления с матрицами жесткости (податливости) на каждом шаге загрузки. Также используются различные критерии сходимости, определяющие шаг интегрирования. Явное интегрирование использует не системы линейных уравнений (матриц), а интегрирование уравнений движения элементов схемы. В явном решателе используется безусловная сходимость, то есть определяется шаг

интегрирования, при котором уравнения, описывающие систему, всегда обращаются в тождество с малой погрешностью.

В основе метода конечных элементов (МКЭ) лежит разбиение сплошного тела на множество элементов простой формы. Узлы, лежащие по границам элементов, жестко связаны между собой. Напряжения внутри элемента определяются через деформации, а те в свою очередь определяются через перемещения узлов:

$$\{\varepsilon\} = [B(x, y)]\{Z\}^r, \quad (2.1.1)$$

где r – индекс элемента;

$\{\varepsilon\}$ – вектор деформаций элемента, $\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}\}$;

$[B(x, y)]$ – матрица преобразования вектора обобщенных узловых перемещений в вектор деформаций;

$\{Z\}^r$ – вектор обобщенных узловых перемещений.

Зависимость напряжений и деформаций в предположении упругого деформирования записывается в матричной форме:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (2.1.2)$$

где $\{\sigma\}$ – вектор напряжений, $\{\sigma\} = \{\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}\}$

$[D]$ – матрица характеристик материала.

Условие равновесия узловых перемещений и обобщенных узловых сил записывается в виде:

$$[K]\{Z\} = \{P\}, \quad (2.1.3)$$

Для нахождения решения задачи о перемещениях тела (конструкции), необходимо решить систему линейных уравнений:

$$\{Z\} = [K]^{-1}\{P\}, \quad (2.1.4)$$

где $[K]$ – глобальная матрица жесткости группы конечных элементов.

Получение коэффициентов жесткости конечных элементов предусмотрено посредством процедуры:

$$k_{ij} = h \int_0^a \int_0^b ([D]\{\varepsilon\}_i)^T (\varepsilon)_j dx dy, \quad (2.1.5)$$

где h – толщина конечного элемента.

Нарушение равенства

$$[D^r] = \text{const} (\{Z^r\}). \quad (2.1.6)$$

означает физическую нелинейность, т.е. изменение физических свойств материала в процессе деформирования, проявление пластичности, ползучести, накопление повреждений и другие структурные изменения. Характерным свойством железобетона является физическая нелинейность.

При физической нелинейности соотношение следует записать в форме, учитывающей изменение физических характеристик при изменении напряженно-деформированного состояния:

$$R(\{\sigma\}, \{\varepsilon\}) = 0. \quad (2.1.7)$$

Решением физически нелинейной задачи является вектор перемещений. Решение достигается подбором соответствующих параметров $[D^r]$, $\{\varepsilon_0\}$ и $\{\sigma_0\}$. Один из параметров является переменным, в зависимости от того какой именно, различают несколько видов нелинейных задач.

Изменение матрицы $[K]$ от итерации к итерации лежит в основе метода переменной жесткости. В этом методе матрица физических характеристик зависит от перемещений:

$$[D^r] = [D(\{Z^r\})]. \quad (2.1.8)$$

Так как матрица $[D]$ участвует в формировании матрицы жесткости всей конструкции $[K]$, уравнение равновесия принимает вид:

$$[K(\{Z\})]\{Z\} - \{P\} = 0. \quad (2.1.9)$$

Поиск решения производится в процессе ряда итераций. На каждом шаге по нагрузке решается линейная задача:

$$\{Z\}_i = [K]_{i-1}^{-1} \{P\}. \quad (2.1.10)$$

Процесс продолжается до тех пор, пока решение не перестанет изменяться [87, 124].

Для расчета применялся неявный решатель дифференциальных уравнений. Поиск решения нелинейной задачи осуществлялся итерационным методом касательных (Ньютона-Рафсона) с автоматической оптимизацией шага приближения по мере решения. Для итерационного решателя в *Ansys* реализуется метод обусловленных сопряженных градиентов. Контроль сходимости осуществлялся для нагрузки с точностью 5%.

Задачи численного эксперимента:

- Определение характера напряженно–деформированного состояния двухпролетной железобетонной балки усиленной композиционными материалами;
- Графическое представление изополей главных сжимающих и растягивающих напряжений (а также их численные значения);
- Определение направления главных площадок сжимающих и растягивающих напряжений;
- Моделирование предполагаемой критической наклонной трещины и поверхностей выкола бетона основания на основе численных значений главных сжимающих и растягивающих напряжений с учетом направления главных площадок;
- Определение влияния поперечного армирования стальными стержнями на вклад внешнего армирования в общую прочность сечения;
- Получение кривых деформирования (нагрузка-прогиб) в процессе нагружения балок вплоть до разрушения.

В программном комплексе *Ansys Mechanical APDL* моделировались три двухпролетных железобетонных балки длиной 2460 мм, сечением 120x220 мм

(см. рис. 2.1.1). Балки имеют одинаковые пролеты среза (300 мм), но различный шаг поперечной арматуры в зоне центральной опоры. Каждая из балок моделировалась в двух вариантах – с усилением и без. Усиление предусматривалось в пролете среза U-образными хомутами из углепластика холодного (площадочного) твердения. Хомуты устанавливались шириной 50мм с шагом 100мм.

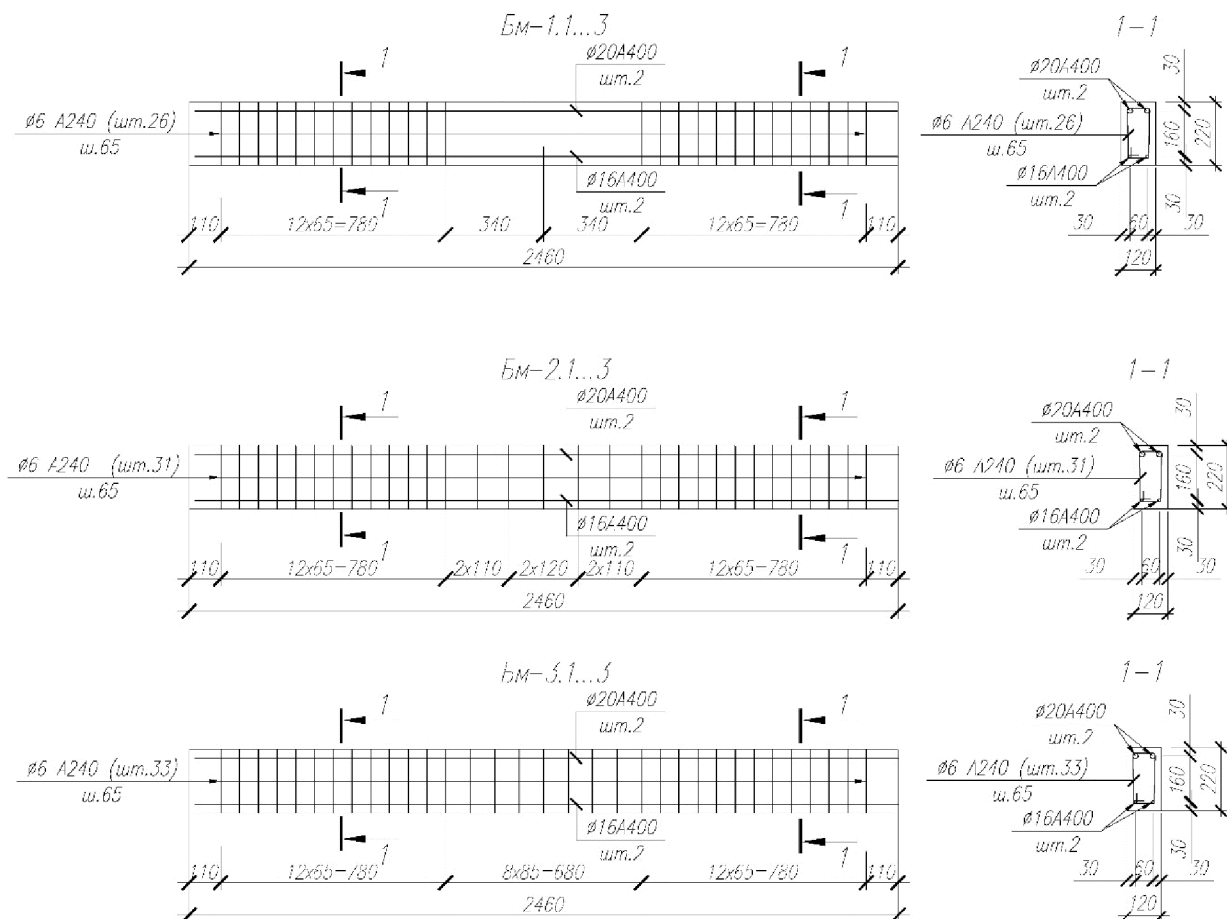


Рис. 2.1.1. Принятое армирование железобетонных балок Бм-1.1...3, Бм-2.1...3, ... Бм-3.1...3.

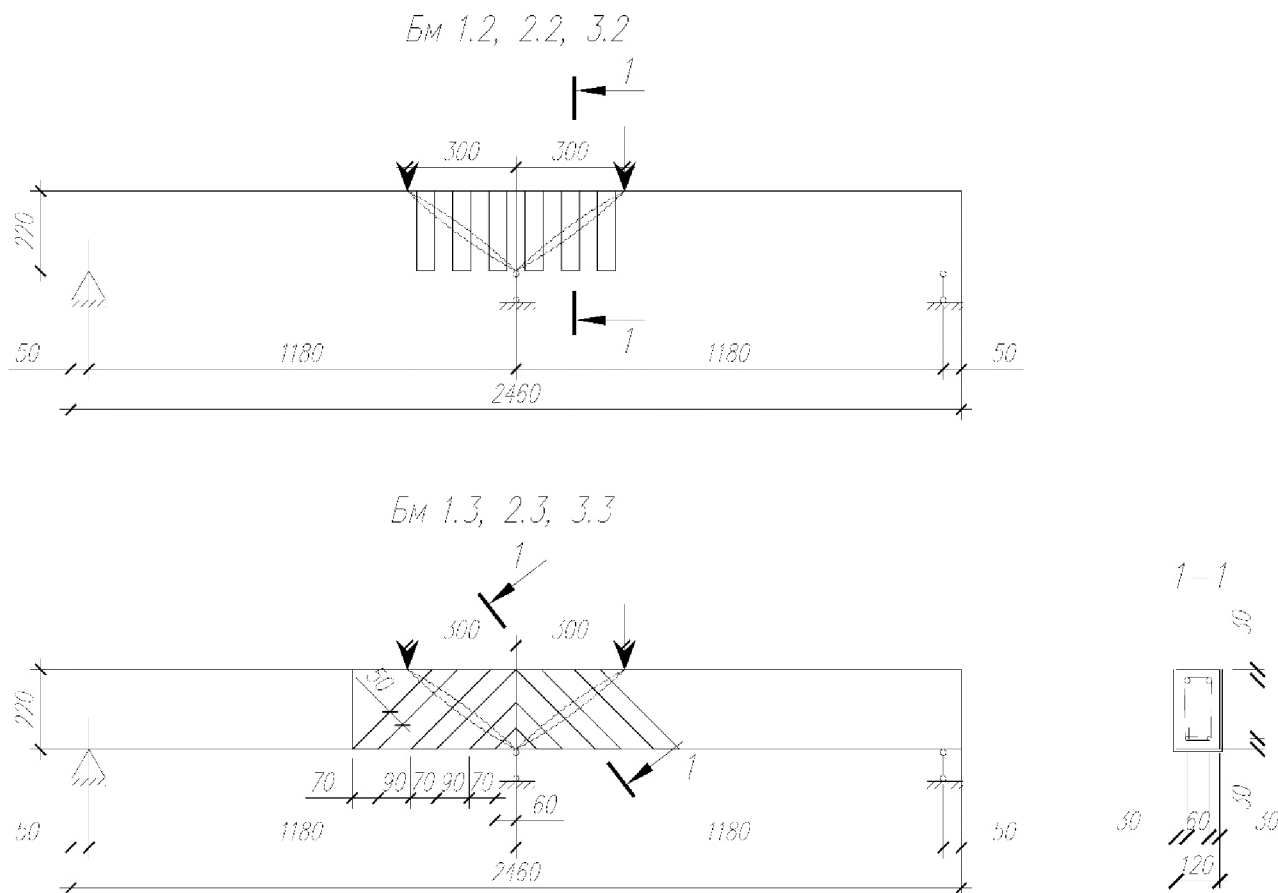


Рис. 2.1.2 Схема усиления железобетонных балок
 а) Бм-1.2, Бм-2.2, Бм-3; б) Бм-1.3, Бм-2.3, в) Бм-3.3.

Крайние опоры балки – шарнирные подвижные, центральная – шарнирная неподвижная. Расчетная схема железобетонной балки представлена на рис. 2.1.3.

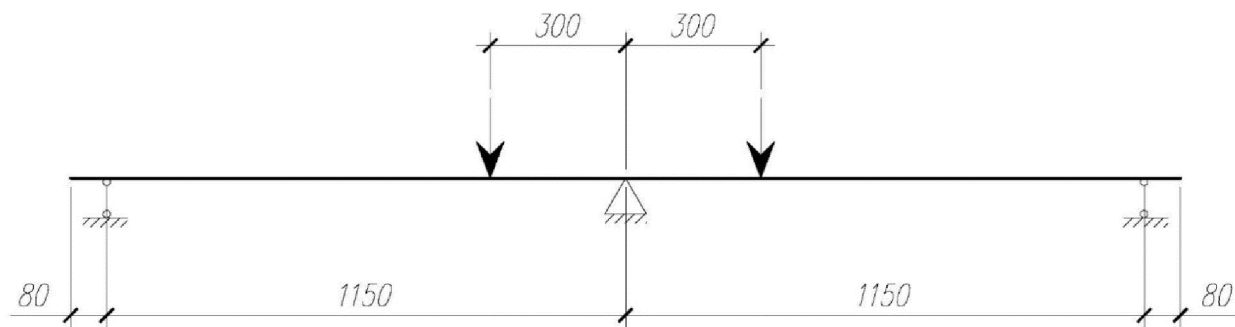


Рис. 2.1.3. Расчетная схема железобетонной балки

Для моделирования в численном эксперименте напряженно – деформированного состояния железобетонная балка и композиционный

материал усиления разбиты на объемные (для моделирования бетона), плоские (композиционного материала) и стержневые элементы (для моделирования арматуры).

Бетон моделировался при помощи объемных конечных элементов *solid65*. Работа бетона представлена с помощью модели Вилльяма и Варнке [36], являющаяся развитием трехинвариантного критерия прочности Гениева Г.А. [48]:

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - (\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1) - (R_c - R_p)(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) - R_c R_p = 0, \quad (2.1.11)$$

где R_c и R_p – предел прочности при одноосном сжатии (равный призмочной прочности) и при растяжении (предел прочности на одноосный отрыв) соответственно;

σ_i - координаты поверхности разрушения в пространстве главных напряжений.

Рассматривается два основных механизма разрушения - от сжатия и от растяжения. Помимо модели прочности также была использована диаграмма состояния, приведенная на рис. 2.1.4. Для обеспечения сходимости в данной модели бетона присутствуют некоторые коэффициенты, не имеющие четкого физического смысла, установление которых рекомендовано производителем КЭ комплекса опытным путем. К ним относятся: коэффициенты передачи усилий через открытую и закрытую наклонную трещину, уровень трещин при растяжении. Значения данных коэффициентов приняты в соответствии с результатами сопоставления расчетов в программном комплексе *Ansys* с натурными экспериментами, проведенными на базе МГСУ в 2012г. [105].

Из-за сложности определения фактической ширины раскрытия трещины методами КЭ-моделирования, для обеспечения непрерывности сетки КЭ применяется метод «размазывания» зоны трещины на группу конечных элементов [125]. Поэтому в применяемой диаграмме состояния материала после

достижения материалом предельных напряжений или деформаций требуется ввести ниспадающую ветвь (рис.2.1.4). Таким образом, трещина в бетоне моделируется падением значения модуля деформаций при определенном уровне напряжений. Именно этот участок диаграммы моделирует распределение трещин по некоторой группе КЭ, давая, таким образом, возможность получить численное решение.

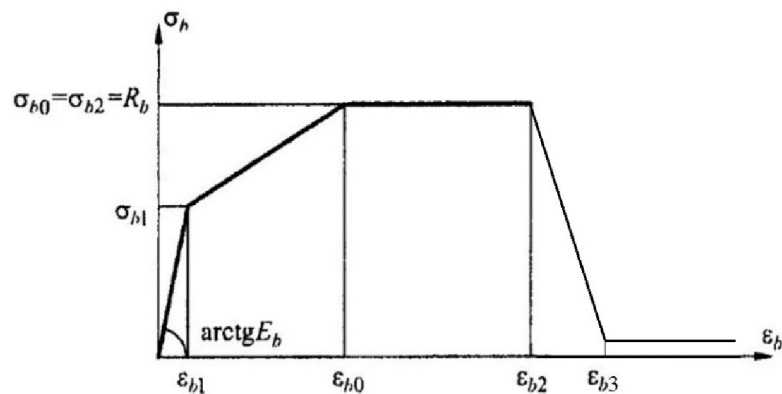


Рис. 2.1.4 Принятая диаграмма деформирования бетона

Моделирование стальной арматуры выполнено стержневыми конечными элементами *link8*. Для моделирования арматуры использована двухлинейная диаграмма Прандтля в соответствии с [112].

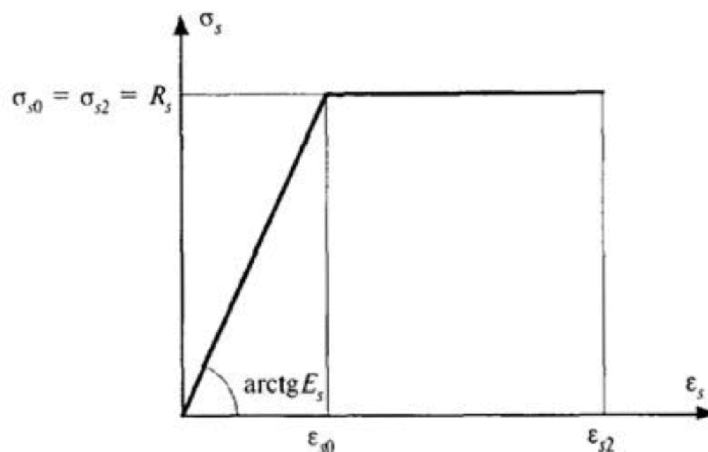


Рис. 2.1.5 Принятая диаграмма деформирования арматуры

Композиционный материал усиления замоделирован при помощи оболочечных конечных элементов *shell181*, при этом его характеристики (толщина, модули упругости, модули сдвига) вводились как для системы усиления в целом (углепластиковое волокно совместно со связующим). Данные

характеристики приведены производителем в паспорте на систему усиления. Работа материала усиления предусмотрена только в упругой стадии.

Связь между бетонной поверхностью и материалом усиления моделировалась при помощи элементов *contal73*, которые позволяют задать требуемый закон взаимодействия двух поверхностей. В качестве общего вида закона деформирования для *contal73* принята двухлинейная диаграмма касательных напряжений, приведенная в [18] см. рис.2.1.6

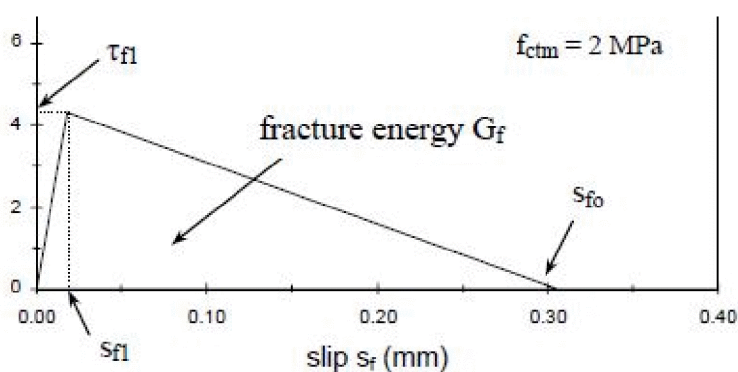


Рис. 2.1.6 Общий вид диаграммы касательных напряжений по контакту железобетон-композиционный материал

Нагрузка на балку передавалась через грузораспределительные пластины, смоделированные при помощи объемных конечных элементов *solid185*, для которых принят упругий закон деформирования.

Размер КЭ принят в соответствии с рекомендациями производителя программного комплекса [6] для подобных моделей – 1см. Общий вид КЭ модели представлен на рис. 2.1.7.

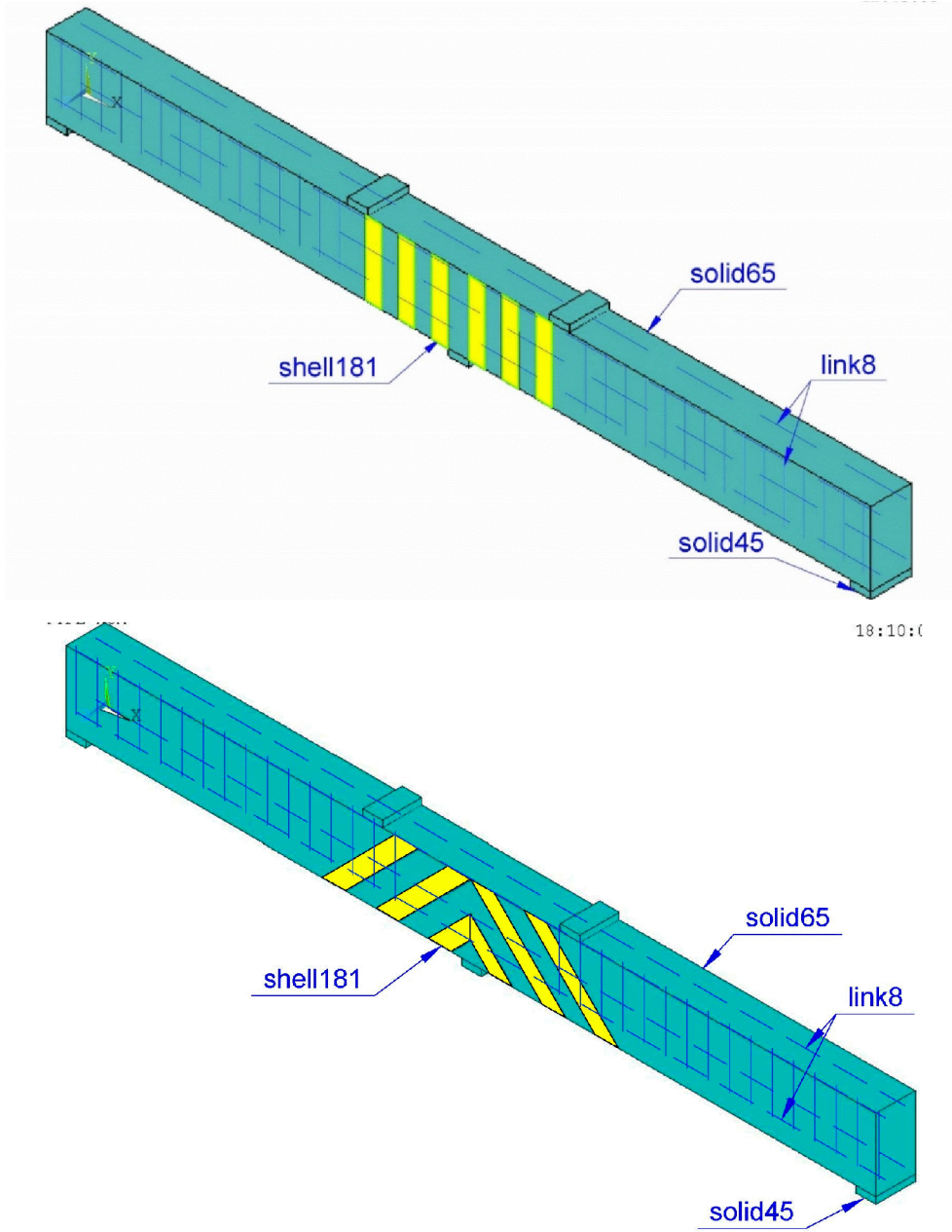
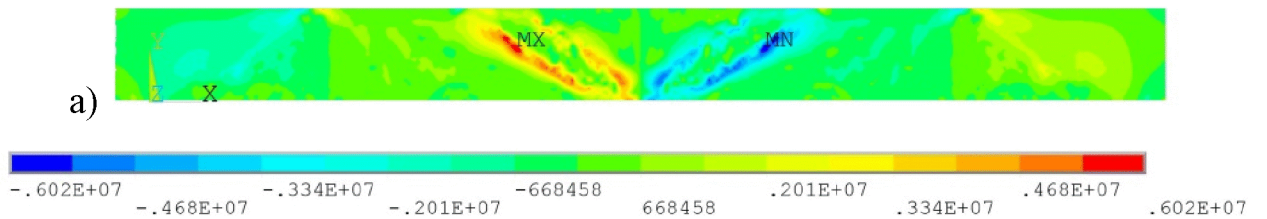


Рис. 2.1.7. Общий вид железобетонных балок смоделированных в программном комплексе AnsysMechanical.

В результате численного эксперимента получены следующие изополя напряжений сдвига, главных напряжений и графики прогиб-нагрузка (см. рис. 2.1.8).



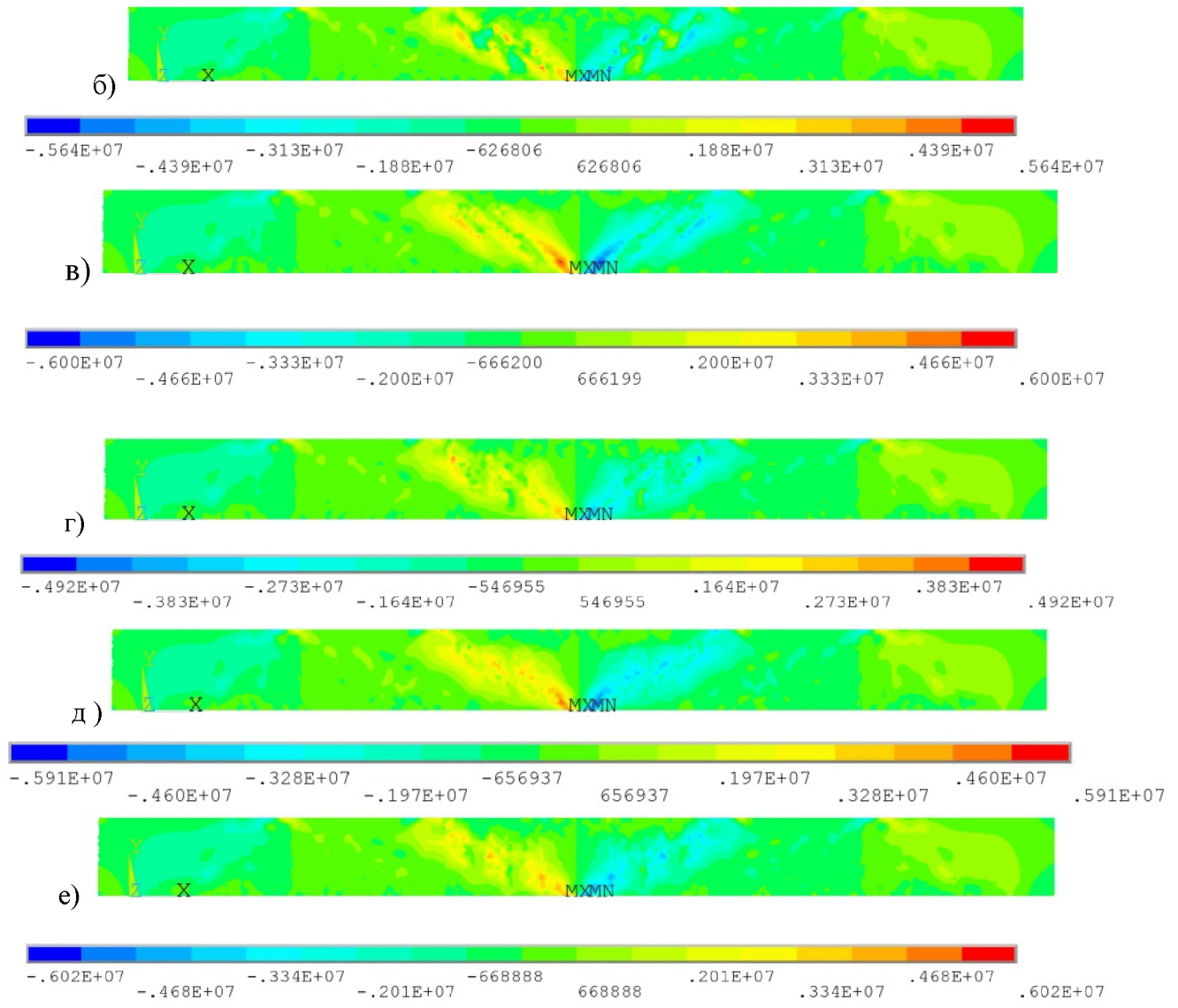
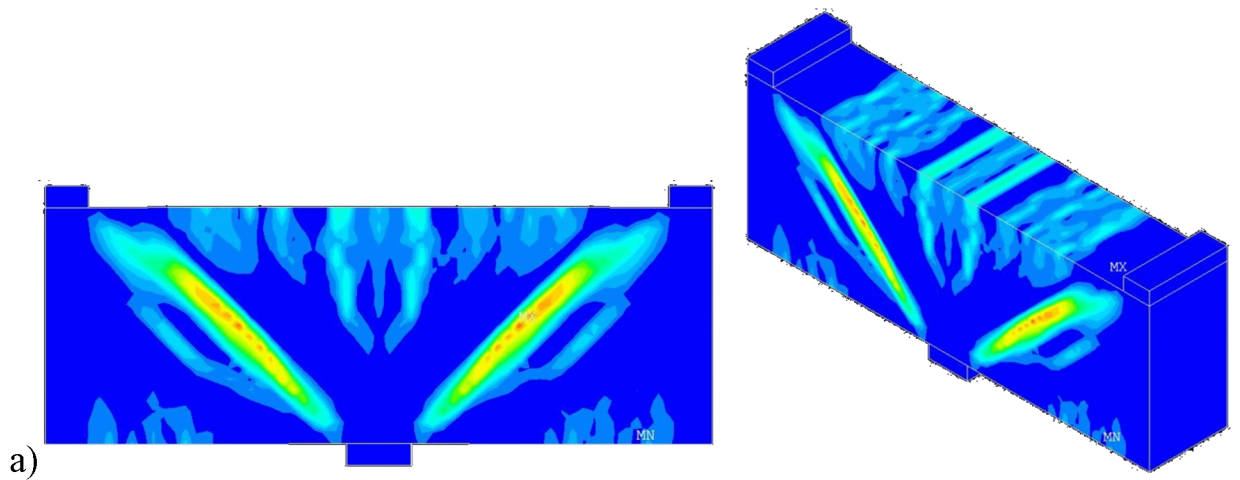
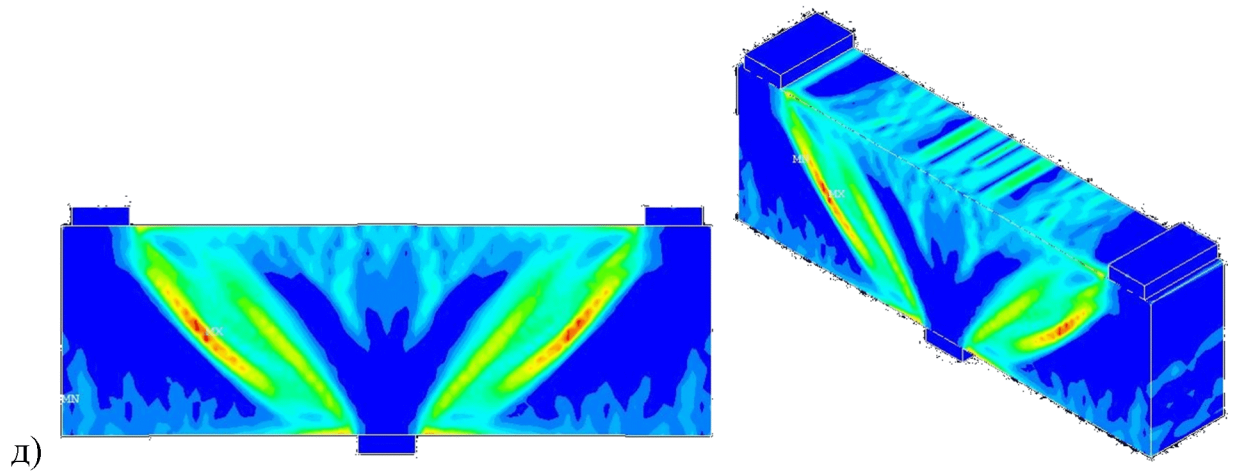
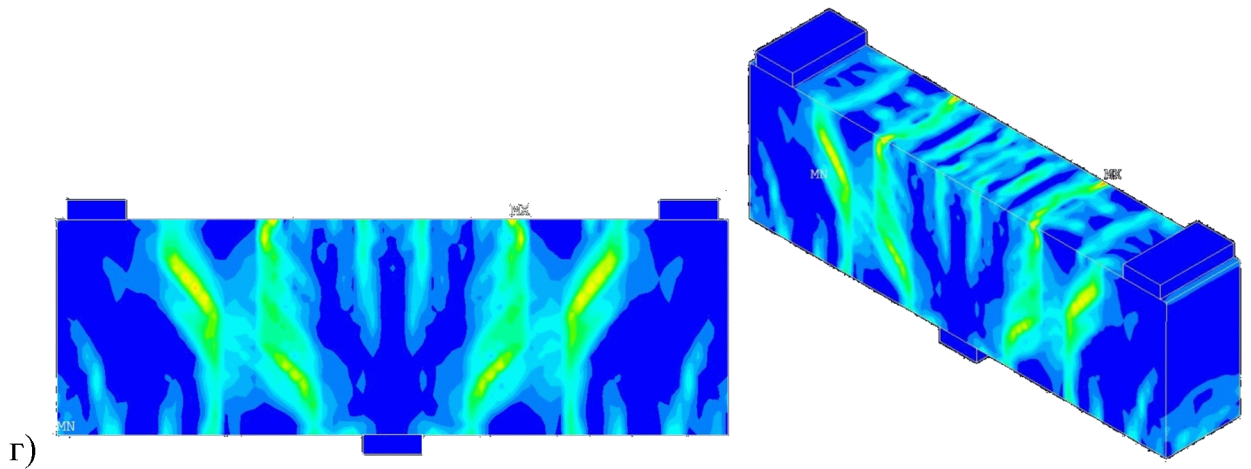
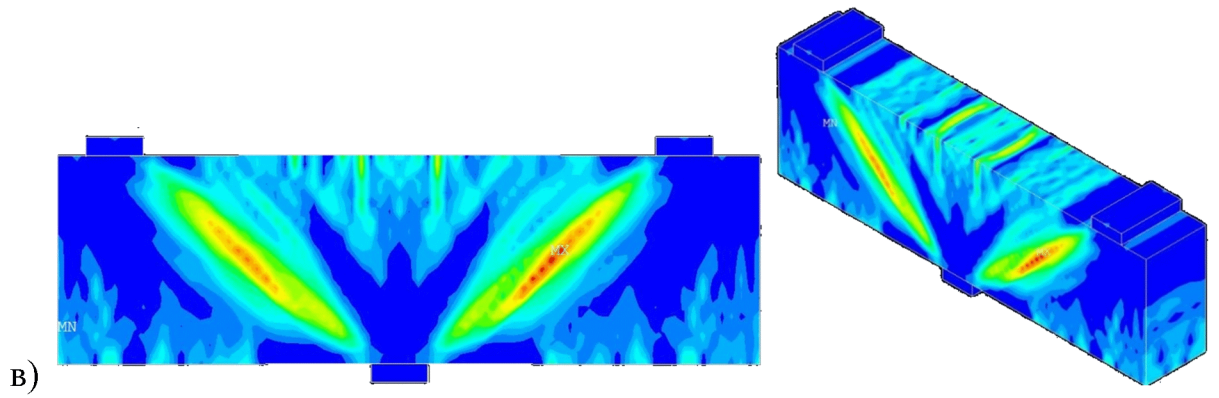
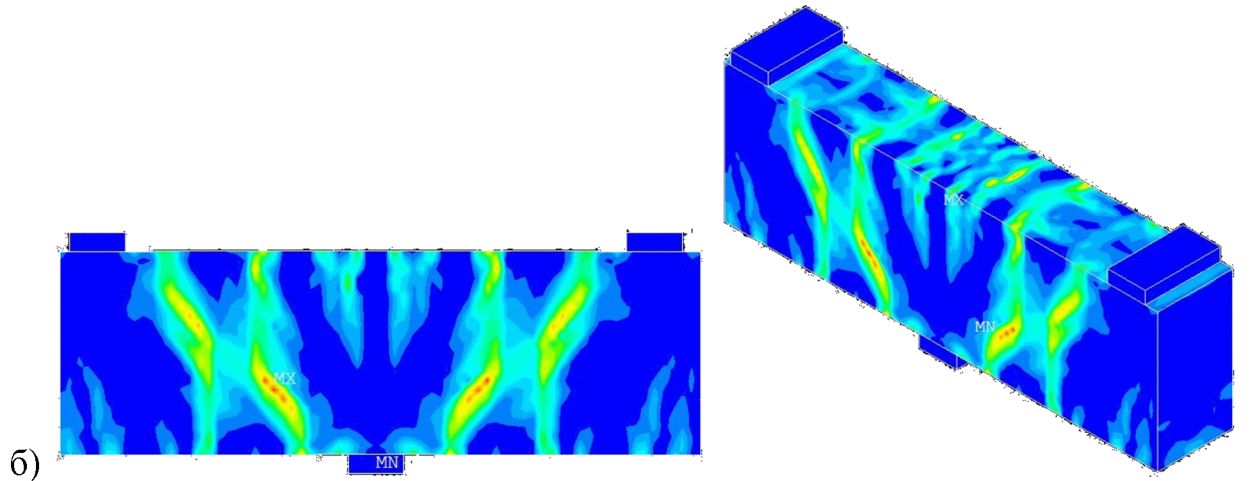


Рис. 2.1.8 Изополюна напряжений сдвига в бетоне для балок а) Бм-1.1, б) Бм-1.2, в) Бм-2.1, г) Бм-2.2, д) Бм-3.1, е) Бм-3.2





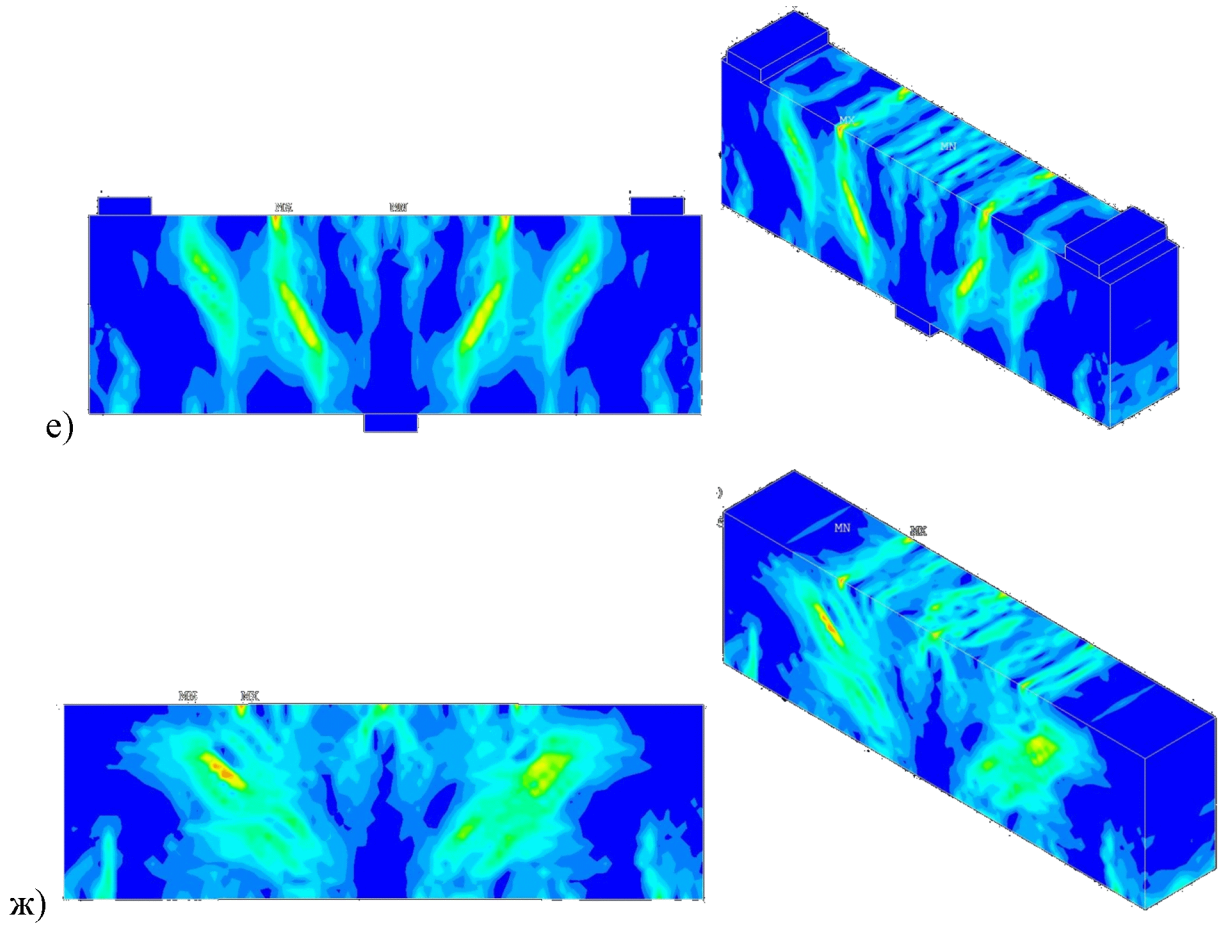
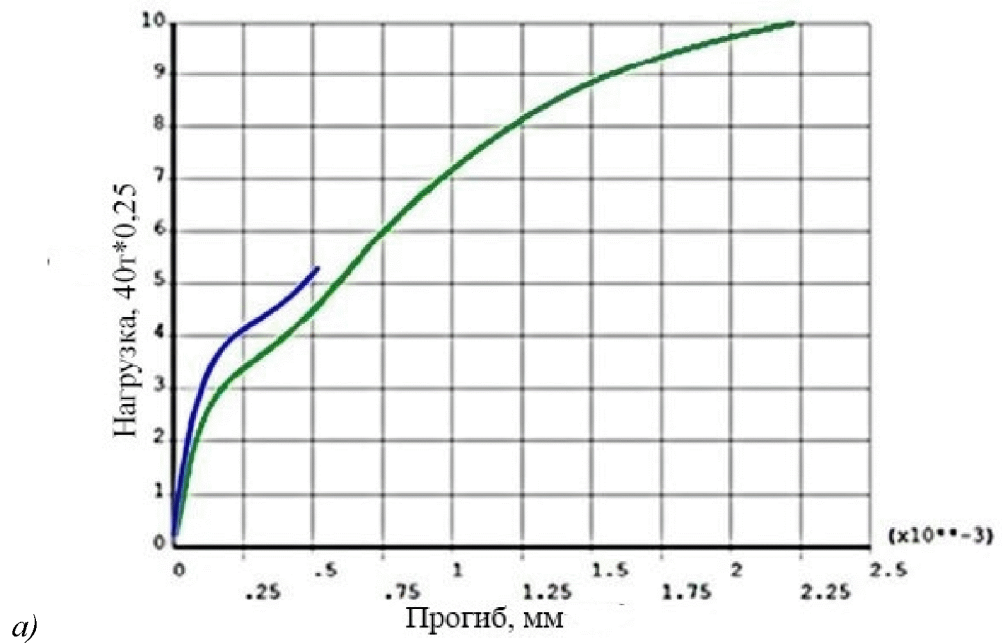
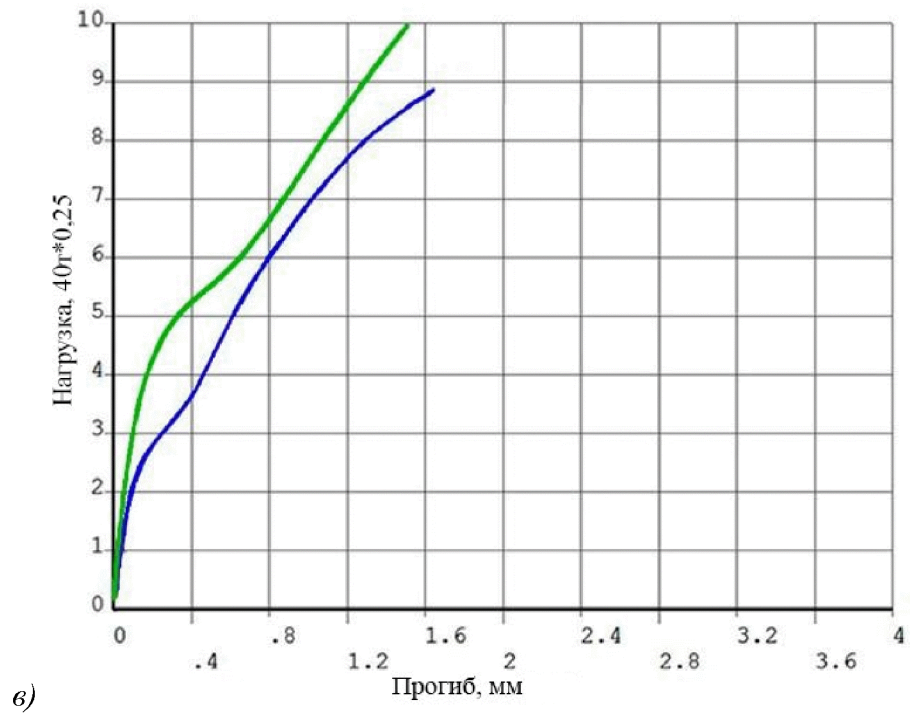
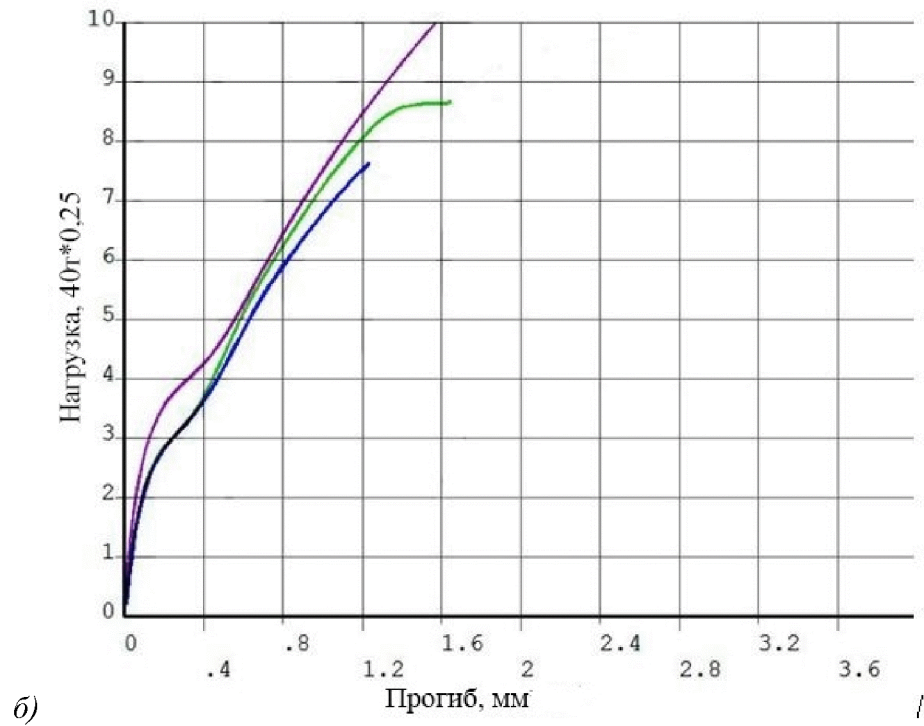


Рис. 2.1.9 Эпюры главных напряжений в пролете среза для балок а) Бм-1.1, б) Бм-1.2, в) Бм-2.1, г) Бм-2.2, д) Бм-3.1, е) Бм-3.2, ж) Бм-2.3





- образцы без усиления
— образцы с усилением

Рис. 2.1.10 Графики прогибов под грузораспределительной пластиной для балок а) Бм-1.1, Бм-1.2, б) Бм-2.1, Бм-2.2, Бм-2.3, в) Бм-3.1, Бм-3.2

Как видно из изополей напряжений сдвига, наличие системы поверхностного усиления в значительной мере сглаживает концентрации напряжений, которые

инициируют в конечном счете разрушение по наклонному сечению. Однако, для балок Бм-3.1, Бм-3.2 это перераспределение усилий не столь существенно. К тому же применение системы усиления привело к смещению точек экстремальных значений в зону максимальных нормальных растягивающих напряжений.

На изображениях изополей главных напряжений отчетливо видны зоны формирования критической наклонной трещины в балках без усиления. При этом в балках с поперечной арматурой образованию наклонных трещин предшествует раскрытие нормальных трещин над центральной опорой от действия нормальных растягивающих напряжений. В траектории раскрытия наклонной трещины заметно ее отклонение от линии «грузораспределительная пластина – опора» в сторону верха балки, т.е. в сторону действия максимальных нормальных растягивающих напряжений. На трехмерных изображениях изополей главных напряжений в усиленных балках заметны экстремумы главных напряжений на верхней грани балки, в зоне свободных концов хомутов усиления, причем по значению эти точки сравнимы с максимальными значениями главных напряжений в зоне образования критической наклонной трещины.

За условную разрушающую нагрузку в численном эксперименте принималась нагрузка, передаваемая через грузораспределительные пластины, при которой в арматуре нарастали пластические деформации, наклонная трещина имела чрезмерное «раскрытие» (зона элементов с «заниженным» значением модуля деформации разрасталась на 3 и более элементов по ширине трещины), после данных шагов приближения нелинейная задача, как правило, переставала сходиться.

В таблице 2.1.1 приведено сравнение результатов расчета экспериментальных балок по существующим методикам [3,18] и результатов численного эксперимента.

Таблица 2.1.1. Разрушающая нагрузка, т

	<i>СП52-101-2003</i>	<i>Ansys</i>	<i>ACI</i>	<i>fib</i>
<i>Бм-1 (без Q_{sw})</i>	<i>15,8-25,0</i>	<i>17,0</i>	-	-
<i>Бм-2 (110)</i>	<i>22,1-28,9</i>	<i>31,0</i>	-	-
<i>Бм-3 (85)</i>	<i>23,9-30,0</i>	<i>33,0</i>	-	-
<i>Бм-1 (без Q_{sw})+ФАП</i>	-	<i>"+"15,7</i>	<i>"+"2,7</i>	<i>"+"2,9</i>
<i>Бм-2 (110)+ФАП</i>	-	<i>"+"3,9</i>	<i>"+"2,7</i>	<i>"+"2,9</i>
<i>Бм-3 (85)+ФАП</i>	-	<i>"+"2,8</i>	<i>"+"2,7</i>	<i>"+"2,9</i>

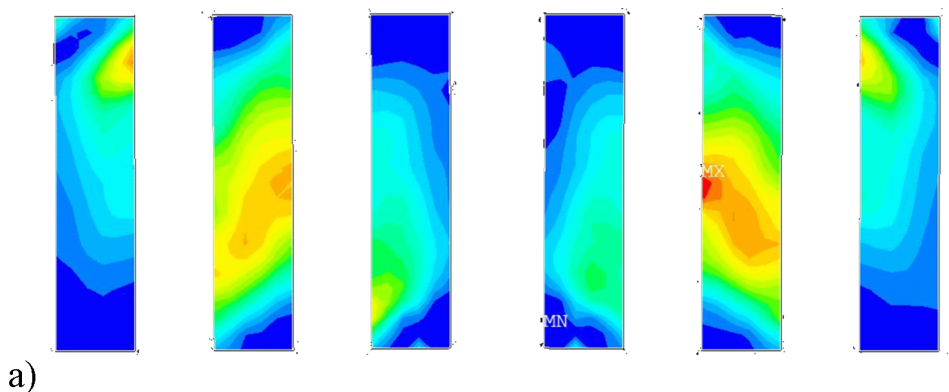
* "+" означает прирост прочности по наклонному сечению, по сравнению с неусиленным образцом

В таблице 2.1.2 приведены значения растягивающих напряжений (вдоль волокон), достигаемых в материале усиления в момент разрушения.

Таблица 2.1.2. Напряжения в ФАП в момент разрушения образца, МПа

	<i>Ansys</i>	<i>ACI</i>	<i>fib</i>
<i>Бм-1 (без Q_{sw})+ФАП</i>	<i>249,1</i>	<i>88,5</i>	<i>137,6</i>
<i>Бм-2 (110)+ФАП</i>	<i>237,2</i>	<i>88,5</i>	<i>137,6</i>
<i>Бм-3 (85)+ФАП</i>	<i>230,1</i>	<i>88,5</i>	<i>137,6</i>

Численный эксперимент показал, что вклад ФАП в общую прочность системы по наклонному сечению в значительной мере зависит от наличия и процента армирования стальной поперечной арматурой, растягивающие напряжения в материале усиления заметно изменялись от серии к серии балок. Изополя растягивающих напряжений в материале усиления показаны на рис. 2.1.11.



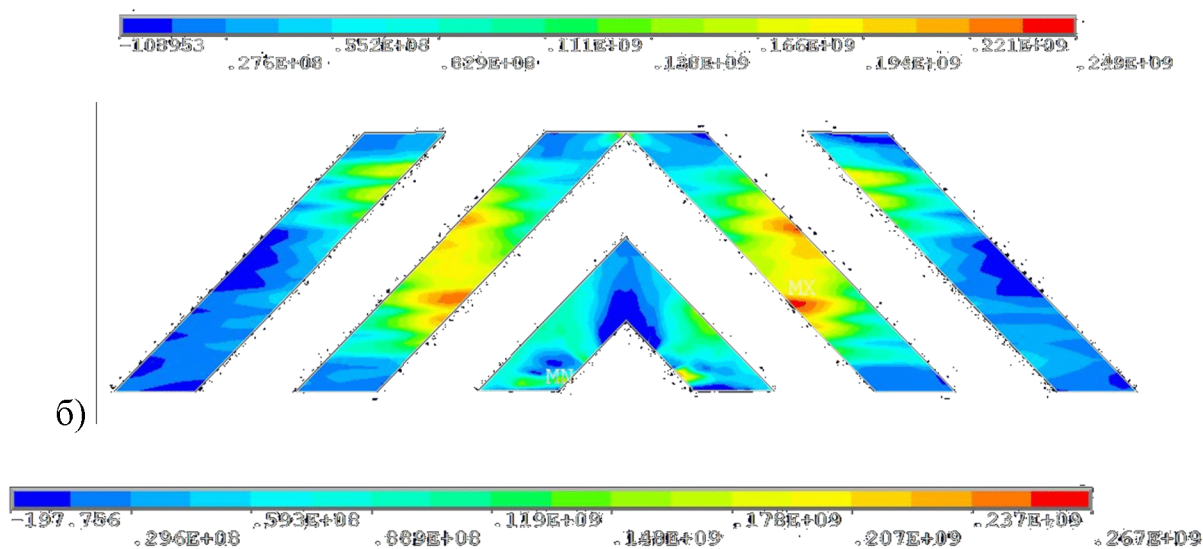


Рис. 2.1.11. Эпюры растягивающих напряжений(вдоль волокон) в материале усиления в балках а) Бм-1.2, б) Бм-2.3

Также численный эксперимент показал, что формирование и раскрытие критической наклонной трещины кардинально изменяется с включением в работу системы усиления, количество наклонных трещин в рассматриваемой зоне увеличивается, а «ширина» их раскрытия уменьшается.

Анализ кривых деформирования показал, что после усиления наклонного сечения, имеющего дефицит прочности, энергия деформации балки в целом заметно возрастает уже на стадии формирования первых трещин. Судя по графикам деформирования, после усиления балка Бм-1.2 деформировалась более пластично, нежели балка Бм-1.1, остальные балки не продемонстрировали значительного изменения в характере деформирования.

В качестве основного вида разрушения усиленной балки предполагается выкол бетона основания, начинающийся с точек максимальных главных растягивающих напряжений у свободных концов хомутов внешнего армирования.

2.2. Разработка инженерного метода расчета прочности наклонных сечений многопролетных железобетонных балок, усиленных внешним армированием ФАП

Расчет железобетонных многопролетных балок, усиленных композиционными материалами по наклонному сечению представляет собой комплексную инженерную задачу, достаточно сложную вследствие многофакторности в определении вклада системы усиления в общую прочность наклонного сечения. В ежедневной инженерной практике требуются методы расчета, позволяющие упрощенно определить несущую способность усиленного элемента, не закладывая при этом излишних запасов и одновременно обеспечивая необходимый уровень надежности конструкции.

В общем случае возможны следующие виды разрушения усиленной конструкции [125]:

- выкалывание бетона основания системы усиления (далее «основания»);
- расслаивание комплексной конструкции по границе бетон-ФАП;
- разрушение по сжатому бетону над вершиной наклонной трещины.

Применение современных материалов и технологий наклейки внешнего армирования при должном контроле качества строительных работ практически исключает возможность расслаивания конструкции по границе ФАП-бетон. Прочность сцепления материала усиления в подавляющем случае выше прочности на растяжение наиболее распространенных конструктивных бетонов (до класса В60). Тем не менее, в предлагаемом методе расчета предусматривается расчет для двух случаев разрушения: скол бетона основания (1) и расслаивание конструкции по границе ФАП-бетон (2).

Предпосылки и допущения метода расчета:

- прочность системы усиления прямо пропорциональна прочности бетона основания на растяжение;
- предполагается совместная работа материала усиления и бетона основания вплоть до момента образования наклонных трещин.
- вклад композиционного материала в общую прочность наклонного сечения обратно пропорционален количеству стальных поперечных стержней пересекающих наклонную трещину;
- определение проекции наклонной трещины производится по аналогии с методикой, принятой в СП52-101-2003;
- толщина, модули упругости, коэффициенты Пуассона и прочие характеристики материала усиления принимаются как для системы в целом (армирующих волокон пластика, отвердевших в полимерной матрице).

Условие прочности наклонных сечений на поперечную силу запишем в виде:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_f + Q_s + F_{crc}, \quad (2.2.1)$$

где Q – поперечная сила, определяемая внешней нагрузкой, расположенной по одну сторону рассматриваемого наклонного сечения;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной стальной арматурой;

Q_f – поперечная сила, воспринимаемая внешним армированием ФАП,

Q_s – поперечная сила, воспринимаемая продольной арматурой (нагельный эффект),

F_{crc} - то же, воспринимаемая силами зацепления берегов трещины.

Для расчета по 1-му случаю разрушения необходимо задаться высотой сжатой зоны x и для ряда проекций наклонной трещины c_0 определить

потенциально опасные участки скола защитного слоя. Для первого приближения можно воспользоваться высотой сжатой зоны, определенной в соответствии с [113] для изгибаемого элемента прямоугольного сечения. При действии на элемент сосредоточенных сил значение длины проекции наклонной трещины принимается равным расстоянию от опоры до точки приложения этих сил. При расчете элемента на действие равномерно распределенной нагрузки (q) значение

c_0 можно определить как $\sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_f)R_{bt}bh_0^2}{q_1}}$, где φ_{b2} – коэффициент, учитывающий вид бетона (в соответствии с [109]), φ_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок (в соответствии с [109]), значение q_1 определяется следующим образом: если действует фактическая равномерно распределенная нагрузка $q_1=q$; если нагрузка q включает в себя временную нагрузку, которая приводится к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке v , $q_1=g+v/2$ (где g – постоянная сплошная нагрузка).

Скол защитного слоя происходит в случае, когда напряжения растяжения, передаваемые композиционным материалом, не могут быть восприняты бетоном основания, скол происходит на том берегу трещины, где расстояние от берега критической наклонной трещины до свободного конца хомута меньше. Формирование поверхности выкола бетона происходит после достижения момента образования наклонных трещин. Усилие, передаваемое на бетон, прямо пропорционально ширине раскрытия наклонной трещины и модулю упругости ФАП. Максимальное усилие, передаваемое каждой ветвью хомута на бетон, определим в предположении полного исчерпания прочности материала усиления:

$$N_{f,max} = \varepsilon_{fu} \cdot E_f \cdot t_f \cdot w_f, \quad (2.2.2)$$

где ε_{fu} – предельные относительные деформации системы усиления, определяемые из испытаний на разрыв, предоставляемые заводом-изготовителем;

E_f – модуль упругости материала системы усиления;

t_f – толщина хомута (вместе со связующим);

w_f – ширина хомута внешнего армирования.

Проекция наклонной трещины c_0 принимается не менее рабочей высоты элемента h_0 и не более пролета среза s . В качестве примеры рассмотрим экспериментальный образец в предположении раскрытия критической трещины от нейтральной оси к грузораспределительной пластине (рис.2.2.1).

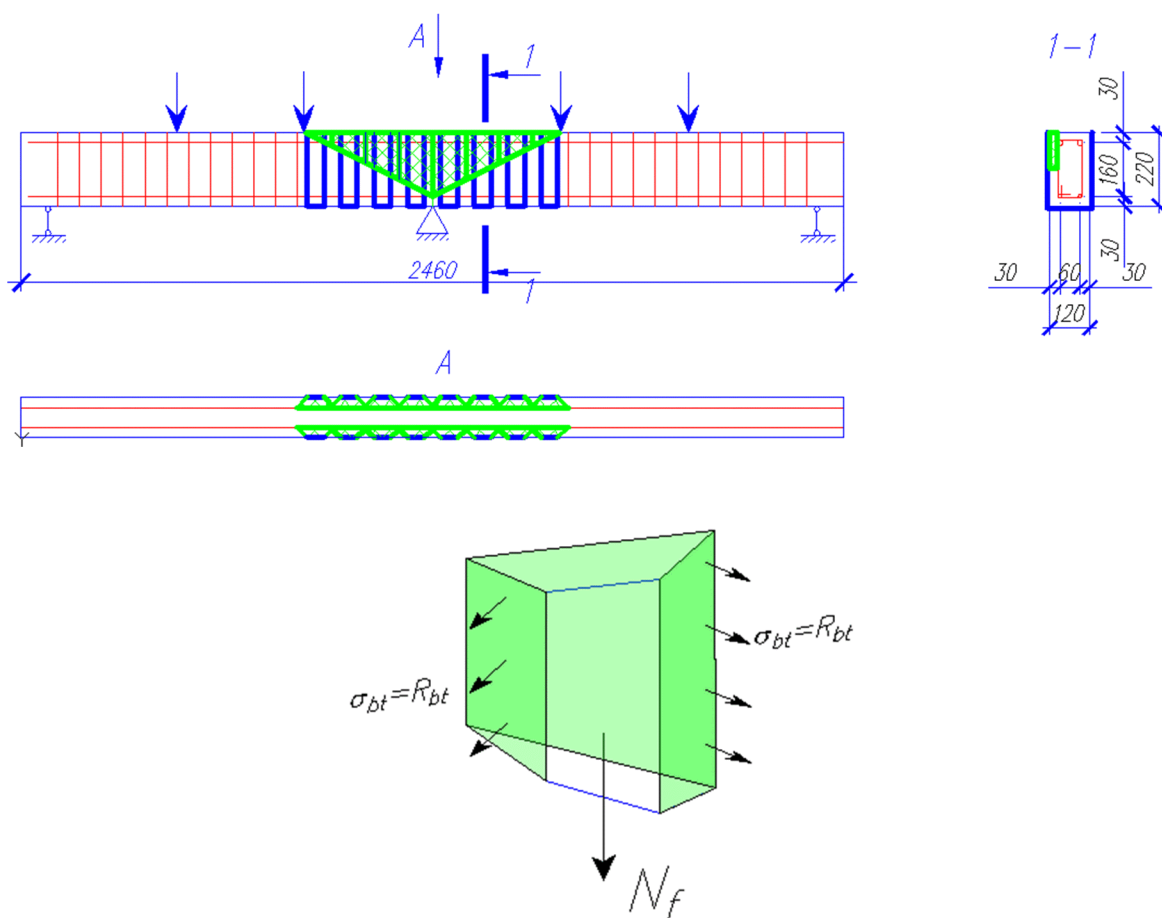


Рис. 2.2.1. Поверхности потенциального скола бетона защитного слоя

Площадь поверхности скола бетона основания i -й полосы вычислим как

$$A_{fcr,i} = L_{an,i} \cdot (w_f + 2a) + 2 \cdot L_{an,i} \cdot 1.41a, \quad (2.2.3)$$

где w_f – ширина хомута ФАП, a – расстояние до центра тяжести продольной рабочей арматуры;

$L_{an,i}$ – длина анкеровки хомута за грань наклонной трещины (см.рис.2.2.2):

$$L_{an,i} = h - x - h_i; \quad (2.2.4)$$

$$h_i = \cos\beta \cdot c_{0i}; \quad (2.2.5)$$

$$c_{0i} = \frac{s_i}{\sin\beta}; \quad (2.2.6)$$

$$\beta = \arccos \frac{h}{c_0}; \quad (2.2.7)$$

где h – высота поперечного сечения, x –высота сжатой зоны,

c_0 – проекция наклонной трещины,

β – угол наклона критической трещины,

s_i –расстояние от вершины критической трещины до оси i -й полосы

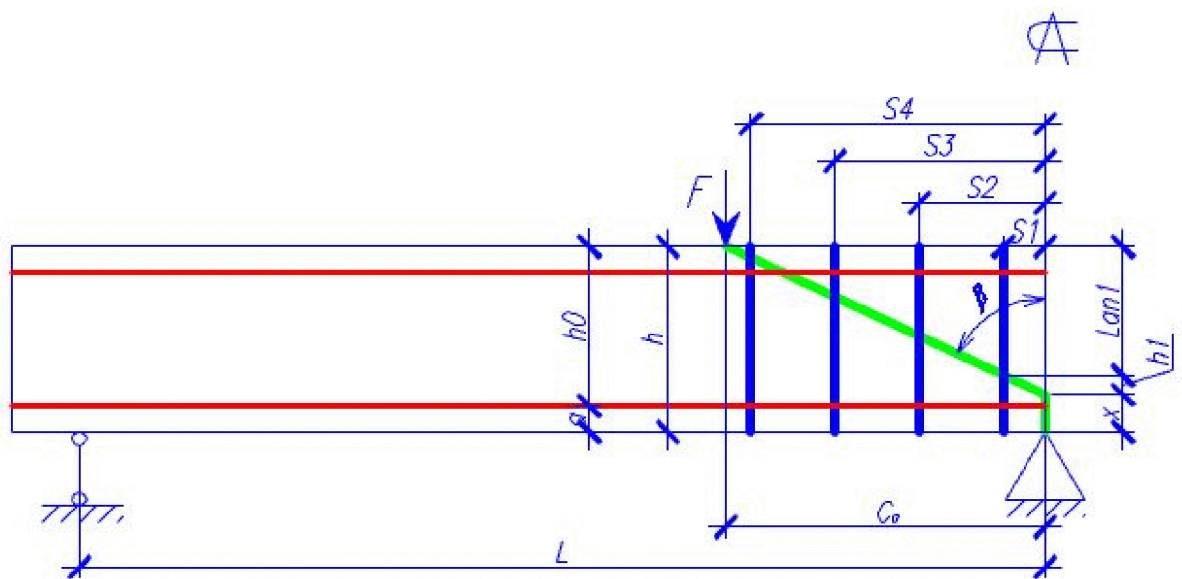


Рис. 2.2.2. К определению длины анкеровки $L_{an,i}$

В усиленной балке бетон основания в зоне обратного момента находится в плоском напряженном состоянии двухосного растяжения, что влияет на его работу в худшую сторону, что отмечалось в работах [50, 75, 97]. Для учета условий работы вводится понижающий коэффициент к прочности бетона на растяжение α_t . Предельное усилие в i -м хомуте $N_{fw,i}$ найдем как:

$$N_{fw,i} = A_{fcr,i} \cdot (1 - \alpha_t) R_{bt}, \quad (2.2.8)$$

$$\alpha_t = 0,04 \cdot \frac{M}{zR_{bt}bh_0}, \text{ где} \quad (2.2.9)$$

$A_{fcr,i}$ – площадь выкола бетона основания;

z – плечо внутренней пары сил;

M – изгибаемый момент в рассматриваемом сечении.

Как продемонстрировал численный эксперимент, стальная поперечная арматура и внешнее армирование ФАП оказывают взаимное влияние, таким образом принцип суперпозиции, реализованный в методиках [3,18], не применим. Увеличение процента армирования стальной арматурой уменьшает эффект усиления. Этот фактор учтем коэффициентом суммарного армирования μ_{fw} :

$$\mu_{fw} = \frac{A_{fw}}{bc} - \frac{A_{sw}R_{sw}}{0,1bcR_{fw}}, \quad (2.2.10)$$

где A_{fw} – площадь поперечного сечения хомутов ФАП,

b – ширина поперечного сечения,

c – проекция опасного наклонного сечения,

A_{sw} – площадь поперечного сечения стальных хомутов,

R_{sw} и R_{fw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры стальной и ФАП соответственно.

Вклад внешнего поперечного армирования ФАП определим как

$$Q_{fw} = N_{fw} \cdot \mu_{fw} \cdot (1 + \cos\beta + \cos\alpha), \quad (2.2.11)$$

где β – угол наклона критической трещины (который необходимо определить как угол наклона главных площадок, либо задаться в первом приближении 45°), α – угол между перпендикуляром к продольной оси элемента и направлением армирующих волокон ФАП.

Для определения вклада стальной арматуры и бетона в прочность наклонного сечения воспользуемся блочной моделью Залесова [58]. Для этого необходимо так же задаться высотой сжатой зоны бетона над наклонной трещиной x . Касательное и нормальное усилия в бетоне над наклонной трещиной определим как:

$$Q_{b1} = 1,5R_{bt}bx\omega_1; \quad (2.2.12)$$

$$N_{b1} = R_bbx\omega_4. \quad (2.2.13)$$

Длина горизонтальной проекции наклонной трещины

$$c = \frac{Q-Q_{b1}}{q_{sw}} - \sqrt{\left(\frac{Q-Q_{b1}}{q_{sw}}\right)^2 - \frac{2}{q_{sw}}[Q(a-l_1) - N_{b1}(h_0 - 0,5x)]}. \quad (2.2.14)$$

Усилие и деформации в продольной арматуре в конце пролета среза:

$$N_{s1} = \frac{Q(a-l_1)}{z}, \quad (2.2.15)$$

$$\varepsilon_s = \frac{Q(a-l_1)}{A_s E_s z}. \quad (2.2.16)$$

Высота сжатой зоны бетона в сечении, проходящем через вершину трещины:

$$x_0 = \frac{h_0}{1 + \frac{\varepsilon_s c \omega_5}{\varepsilon_{b,u} l_1 \omega_2}}, \quad (2.2.17)$$

$$\varepsilon_b = \varepsilon_s \frac{x_0 - x}{h_0 - x_0}. \quad (2.2.18)$$

Нормальные напряжения в бетоне под наклонной трещиной и нормальное усилие в бетоне:

$$\sigma_b = \varepsilon_s \frac{x_0 - x}{h_0 - x_0} \nu E_b, \quad (2.2.19)$$

$$N_{b2} = 0,5\sigma_b b(x_0 - x); \quad (2.2.20)$$

Высота сжатой зоны над наклонной трещиной с учетом N_{b2} :

$$x = \frac{N_{s1} - N_{b2}}{R_b b \omega_4}. \quad (2.2.21)$$

Если полученное значение отличается от заданного более, чем на 5%, необходимо повторить расчет.

Осевое усилие в поперечной арматуре:

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0. \quad (2.2.22)$$

Нагельное усилие в продольной арматуре в месте ее пересечения наклонной трещиной и деформации бетона:

$$\varphi_{b1} = \frac{\Delta_b}{x_0}, \quad (2.2.23)$$

$$\varphi_{b2} = \Delta_{b1} / (x_0 - x), \quad (2.2.24)$$

$$\Delta_b = \varepsilon_{b,u} l_1 \omega_2, \quad (2.2.25)$$

$$\Delta_{b1} = \varepsilon_b l_2 \omega_3, \quad (2.2.26)$$

$$\Delta_{s,Q} \approx c(\varphi_{B1} - \varphi_{B2}), \quad (2.2.27)$$

$$K_Q = \frac{l_{s,Q}}{\beta_s E_s}, \quad (2.2.28)$$

$$\tau_s = \Delta_{s,Q} / K_Q, \quad (2.2.29)$$

$$Q_s = \tau_s A_s. \quad (2.2.30)$$

Силы зацепления:

$$F_{crc} = (N_s + N_{sw} - N_{b1}) / \cos \theta, \quad (2.2.31)$$

$$\theta = \arctg(h_0 - x) / c, \quad (2.2.32)$$

$$N_s = \sigma_s A_s, \quad (2.2.33)$$

$$\sigma_s = \frac{\Delta_{s,N}}{K_N}, \quad (2.2.34)$$

$$K_N = l_{s,N} / E_s, \quad (2.2.35)$$

$$\Delta_{s,N} = \left[\frac{h_0 - x}{\sin\theta} - (x_0 - x)\sin\theta \right] (\varphi_{B1} - \varphi_{B2}) \quad . \quad (2.2.36)$$

где ω - коэффициенты, отражающие отклонение расчетной эпюры от опытной по форме и значениям;

$$\beta_s = 0,05;$$

θ – угол наклона критической трещины к продольной оси;

Δ_s – деформации арматуры;

φ – углы поворота бетонных блоков В1 (ограничен опорой и гранью наклонной критической трещины), В2 (ограничен гранью наклонной трещины и гранью нормальной трещины);

Δ_{b1} – деформации сжатых волокон бетона сжатой зоны в уровне вершины наклонной трещины;

Δ_b – деформации крайних сжатых волокон бетона сжатой зоны;

$\Delta_{s,Q}$ – деформации сдвига арматуры;

$\varepsilon_{b,u}$, ε_b – предельные относительные деформации бетона и упругие предельные деформации бетона (30% от предельных);

l_1 , l_2 – длины связей (длины зон концентрации напряжений), которые могут быть приняты равными $2x$.

Для расчета по 2-му случаю разрушения необходимо определить ширину раскрытия наклонной трещины, с учетом того что раскрывается она в комплексном материале (бетон, пропитанный эпоксидным связующим на глубину защитного слоя). Максимальное удлинение системы усиления, при котором не происходит расслаивания комплексной усиленной конструкции согласно [18], составляет 1.5мм. В зависимости от армирования (как продольного, так и поперечного) соотношения изгибающего момента и

поперечной силы критическая наклонная трещина может раскрываться по-разному (рис.2.2.3).

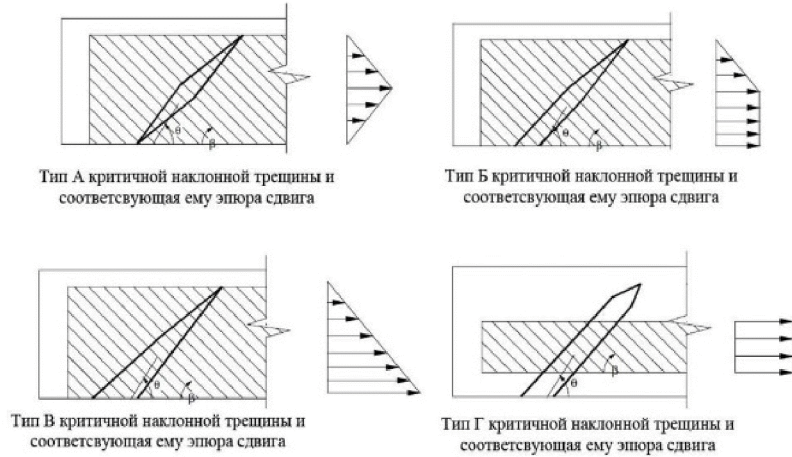


Рис. 2.2.3. Возможные виды критических наклонных трещин

Для комплексной усиленной конструкции в формулу ширины раскрытия наклонной трещины СНиП 2.03.01-84 необходимо ввести также компоненты напряжений в композиционном материале и его модуль упругости.

Ширину раскрытия наклонной трещины в усиленной конструкции определим как

$$a^f_{crc} = \varphi_l \frac{0,6\sigma_{sw}d_w\eta + 0,3\sigma_{sw}f((t_f+w_f)/2)}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15E_{bf}(1+2\alpha\mu_w) + E_f \frac{w_f}{h_f}}, \tag{2.2.37}$$

где φ_l – коэффициент, принимаемый равным при учете:

краковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.....1,00

многократно повторяющейся нагрузки, а также продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок для конструкций из бетона:

тяжелого:

естественной влажности.....1,50

в водонасыщенном состоянии.....1,20

при попеременном водонасыщении и высушивании.....1,75

d_w – диаметр стальных хомутов;

η – коэффициент, принимаемый равным:

при стержневой арматуре периодического профиля.....	1,00
стержневой арматуре гладкой.....	1,30
проволочной арматуре периодического профиля и канатах.....	1,20
гладкой арматуре.....	1,40

E_{bf} – приведенный модуль упругости бетона, пропитанного эпоксидным связующим, определяемый как $E_{bf} = \frac{E_b \alpha_{fb} + E_{fc} \alpha_{b1}}{\alpha_{fb} + \alpha_{b1}}$, (E_{fc} – модуль упругости затвердевшего связующего (определяется по данным завода-изготовителя, либо прямыми испытаниями образцов по ГОСТ 25.601-80), $\alpha_{bf} = \frac{A_{bf}}{A_b}$ и $\alpha_{b1} = \frac{A_{b1}}{A_b}$ – коэффициенты приведения по площади пропитанного бетона и бетона без пропитки (см. рис.2.2.4));

t_f, w_f – соответственно толщина и ширина хомута;

E_f – модуль упругости системы усиления (хомут и связующее);

h_f – рабочая высота хомута;

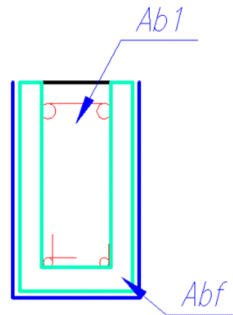


Рис. 2.2.4. К определению приведенного модуля упругости бетона, A_{b1} –площадь бетона без пропитки, A_{bf} –площадь пропитанного бетона

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1} - Q_{fw}}{A_{sw} h_0} S, \quad (2.2.38)$$

$$\sigma_{fw} = \frac{Q - Q_{b1} - Q_{sw}}{A_{fw} h_f} S_f, \quad (2.2.39)$$

где Q – поперечная сила от внешней нагрузки, расположенной по одну сторону рассматриваемого наклонного сечения;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

A_{fw} – площадь поперечного сечения хомута из композиционного материала, пересекающего наклонную трещину;

s_f – шаг установки хомутов из композиционного материала.

Q_{fw} – поперечная сила, воспринимаемая хомутами из композиционного материала:

$$Q_{fw} = q_{fw} \cdot c, \quad (2.2.40)$$

где q_{fw} – интенсивность армирования элемента поперечными хомутами из композиционного материала;

c – проекция наклонной трещины;

q_{fw} определим как

$$q_{fw} = \frac{R_{fw} \mu_{fw} b}{\sin(90^\circ - \beta)}, \quad (2.2.41)$$

где R_{fw} – расчетное сопротивление растяжению композиционного материала, работающего в условиях среза;

β – угол наклона волокон композиционного материала к вертикальной оси сечения элемента;

μ_{fw} – коэффициент приведенного армирования балки:

$$\mu_{fw} = \frac{A_{swf}}{bc} + \frac{A_{sw} R_{sw}}{bc R_{fw}}, \quad (2.2.42)$$

b – ширина сечения балки;

A_{swf} – площадь поперечного сечения хомутов из композиционного материала, расположенных в пределах наклонной трещины;

Поскольку композиционный материал работает только упруго, напряжения σ_{swf} достигаются в хомутах не одновременно и распределены по возрастанию по мере удаления от вершины наклонной трещины. Этот фактор учитывается понижающим коэффициентом при компоненте напряжения.

Сдвиг хомута из композиционного материала относительно берега трещины найдем как

$$\Delta_{fcrc} = 0,5 \cdot a_{fcrc}^f, \quad (2.2.43)$$

Условие прочности по 2-му случаю разрушения запишем как:

$$\Delta_{fult} \leq \Delta_{fcrc} + \varepsilon_{fsl}, \quad (2.2.44)$$

где ε_{fsl} - податливость соединения ФАП и бетона, реализуемая до раскрытия трещины и принимаемая не более 0,3мм

При расслаивании усиленной конструкции решающую роль играет длина анкеровки композиционного материала, которая перерезается раскрываемыми трещинами, поэтому необходимо также учитывать расстояние между наклонными трещинами (шаг трещин).

Расчет наклонных сечений усиленного элемента на действие изгибающего момента следует производить из условия:

$$M \leq R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + Q_{sw} \frac{c}{2} + Q_{fw} \frac{2}{3} c, \quad (2.2.45)$$

В левой части неравенства – момент всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента. В правой – момент внутренних сил относительно той же точки. Как упоминалось выше, предельные напряжения в композиционном материале усиления достигаются не одновременно, поэтому плечо равнодействующей усилий во внешней арматуре не допускается определять как $c/2$. Принимая допущение, что эпюра распределения усилий во внешней поперечной арматуре треугольная с углом наклона равному углу критической наклонной трещины, плечо равнодействующей найдем как для приложенной по центру тяжести этого треугольника (рис.2.2.5). Значение равнодействующей усилий во внешнем поперечном армировании, Q_{fw} принимается минимальным из расчетов по 1-му и 2-му случаям разрушения.

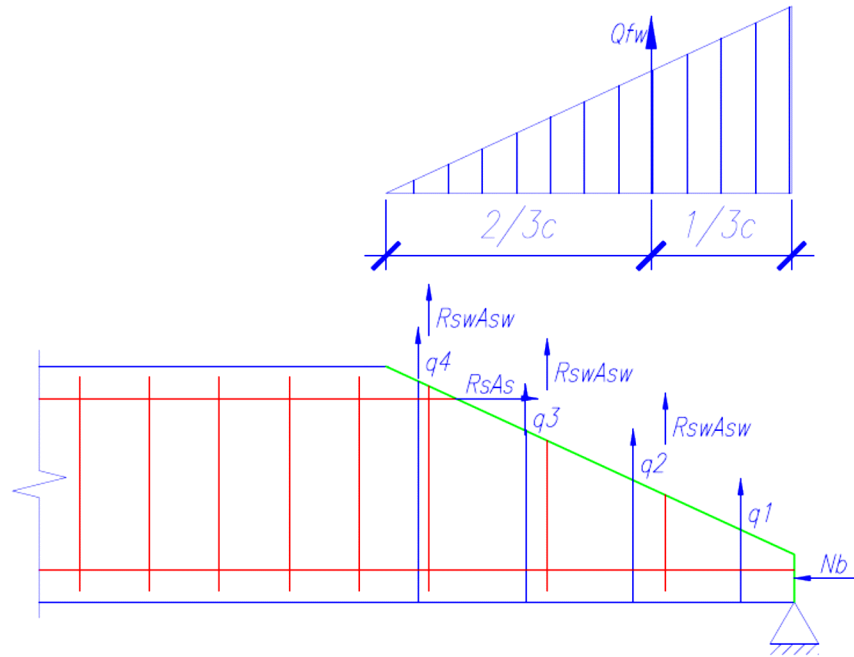
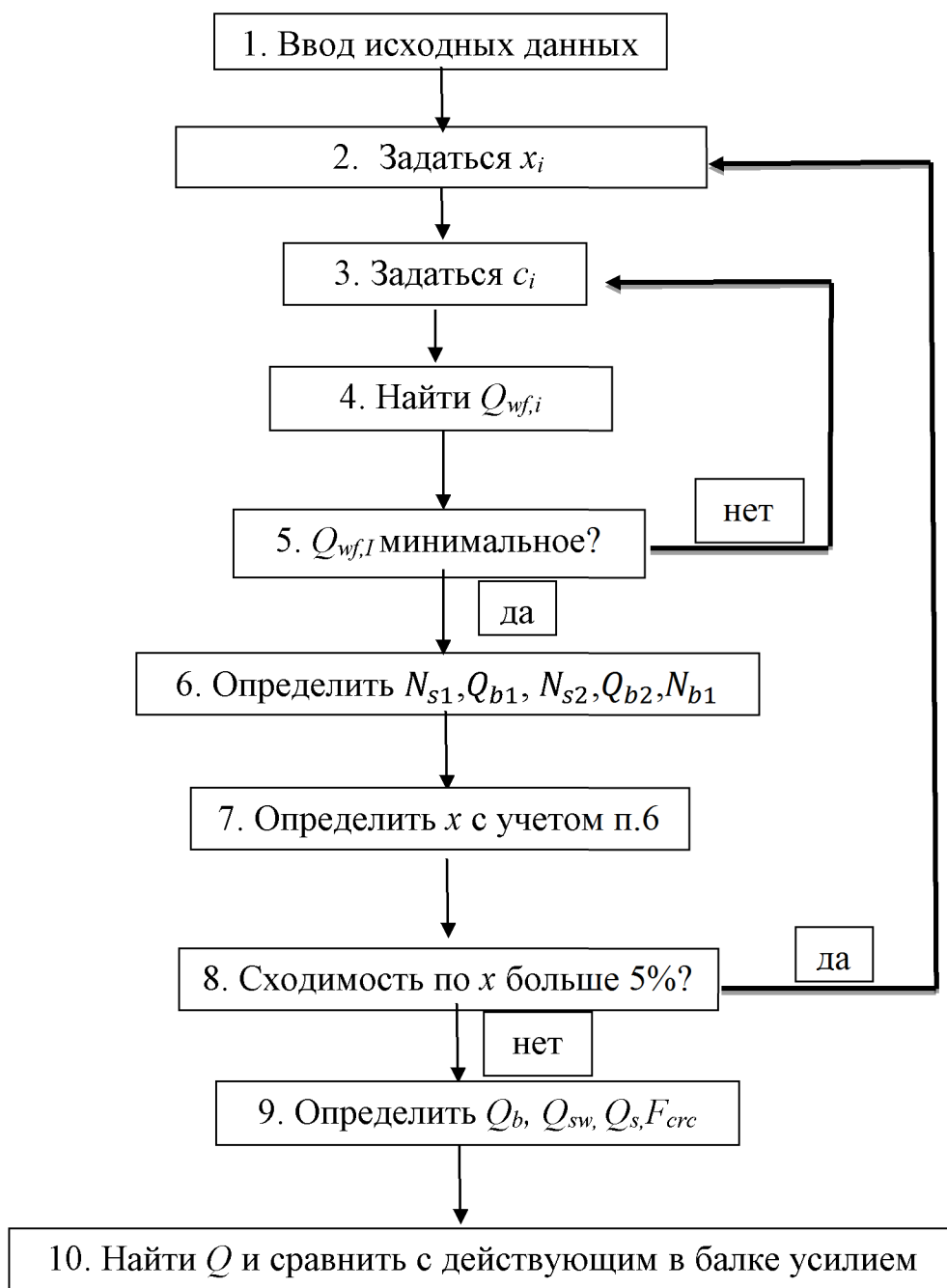


Рис. 2.2.5. К определению уравнения равновесия моментов относительно точки приложения равнодействующей усилий в сжатом бетоне.

Блок схема расчета несущей способности железобетонной многопролетной балки, усиленной хомутами из композиционного материала по наклонному сечению, представлена в виде:



ВЫВОДЫ ПО 2-Й ГЛАВЕ

Предложенный метод расчета позволяет определить несущую способность многопролетной железобетонной балки после усиления ее фиброармированным пластиком.

Разработки последних лет обеспечили достаточный базис для создания комплексного метода расчета, который позволил бы учесть все возможные виды разрушения. Особенность расчета заключается в том, что на основании результатов численного эксперимента и анализа современной литературы предлагается учитывать специфические виды разрушения подобных систем усиления напрямую, что в аналогичных работах по данной тематике не встречается. Научно – технические труды, а также нормативные документы предлагают учитывать скол бетона основания и отслаивание системы усиления опосредованно, путем введения коэффициентов запаса к нормативному значению прочности системы усиления на растяжение. Такое допущение ведет за собой проектирование строительных конструкций с существенным запасом надежности. Также в существующих методиках расчета не учитывается прочность бетона на растяжение, что ведет к погрешностям при определении несущей способности системы усиления, в некоторых случаях в сторону дефицита прочности. В главе также представлен способ учета изгибающего момента в зоне действия значительных поперечных сил.

Таким образом, предлагается использовать при многопролетных железобетонных конструкциях метод расчета, предполагающий в качестве преобладающих видов разрушения скол бетона и расслаивание системы усиления, что позволит снизить материалоемкость и в целом повысить экономичность систем усиления без ущерба их надежности.

ГЛАВА 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДВУХПРОЛЕТНЫХ БАЛОК, УСИЛЕННЫХ ФАП ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ

Применение ФАП для усиления железобетонных конструкций пользуется заметным спросом на строительном рынке и требует разработки метода расчета, отражающего особенности поведения бетона и совместной работы стальной арматуры и внешней ФАП арматуры. Однако, недостаток экспериментальных исследований в этой области не позволяет достоверно оценить напряженно-деформированное состояние конструкции после усиления.

В связи с недостатком опытных и теоретических данных о расчете таких конструкций возникает необходимость в экспериментальном исследовании данного вопроса.

Целью эксперимента является исследование влияния изгибающего момента в зоне усиления по поперечной силе, а также влияние процента поперечного армирования стальной арматурой на вклад ФАП в общую прочность балки.

Программа эксперимента подразумевает испытание 9-ти двухпролетных образцов. В ходе эксперимента варьировались такие параметры как процент поперечного армирования стальными стержнями и схема наклейки хомутов внешнего армирования ФАП.

3.1 Физико-механические характеристики материалов

Для определения физико-механических характеристик бетона испытывались контрольные образцы призмы и кубы, изготовленные одновременно с основными опытными балками. Результаты испытаний образцов призм приведены в таблице 3.1.1.

В ходе испытаний были определены кубиковая и призмная прочность бетона, начальный модуль упругости, а также получена кривая деформирования бетона под нагрузкой при сжатии (до 80% разрушающей нагрузки). Все испытания для определения прочности производились согласно ГОСТ 10180-90 «Методы определения прочности по контрольным образцам» [53].

Для получения призмной прочности были испытаны стандартные призмы 10x10x40см на сжатие. Все образцы были испытаны по достижении 28 суток после формования.

Таблица 3.1.1

	Марка призмы	Призмная прочность, МПа	Начальный модуль упругости E_{b0} , Мпа
1	П1	40,1	$33 \cdot 10^3$
2	П2	42,2	$34 \cdot 10^3$
3	П3	39,2	$33 \cdot 10^3$
4	П4	41,3	$32 \cdot 10^3$

Как видно из таблицы, образцы продемонстрировали достаточно близкие значения параметров прочности и деформативности.

Все образцы были изготовлены на производственной базе ЗАО «Завод ЖБИ-6» г. Санкт-Петербург, реализующем стендовую технологию изготовления железобетонных изделий. Для изготовления образцов использовалась стальная опалубка из листов толщиной $t=20$ мм. В предварительно подготовленную и смазанную форму укладывалась бетонная смесь. Уплотнение бетона производилось на вибростенде. Формование всех образцов производилось в горизонтальном положении. Твердение образцов происходило при автоклавной обработке.

Для определения физико-механических характеристик фиброармированного пластика испытывались контрольные образцы в виде лент размерами 25x500мм. Половина лент была пропитана эпоксидным связующим, оставшиеся ленты испытывались в сухом состоянии. Испытание лент на разрыв производилось по ГОСТ 25.601-80 [52]. Результаты испытаний образцов приведены в таблице 3.1.2

Таблица 3.1.2

	Марка ленты	Прочность при разрыве, МПа	Модуль упругости E_c , МПа
1	Л1с	4031	$2,1 \cdot 10^5$
2	Л1п	512	$62 \cdot 10^3$
3	Л2с	4052	$2,15 \cdot 10^5$
4	Л2п	510	$63 \cdot 10^3$
5	Л3с	4101	$2,3 \cdot 10^5$
6	Л3п	507	$62 \cdot 10^3$

В целом, образцы продемонстрировали удовлетворительное согласие прочности и деформативности паспортным данным на систему усиления.

3.1.1 Проведение испытаний

Призма, устанавливалась на пресс для испытаний с опорами, допускающими поворот на обоих торцах призмы. Для измерения деформаций использовались электромеханические тензометры Аистова с базой 100мм (рис. 3.1.1).

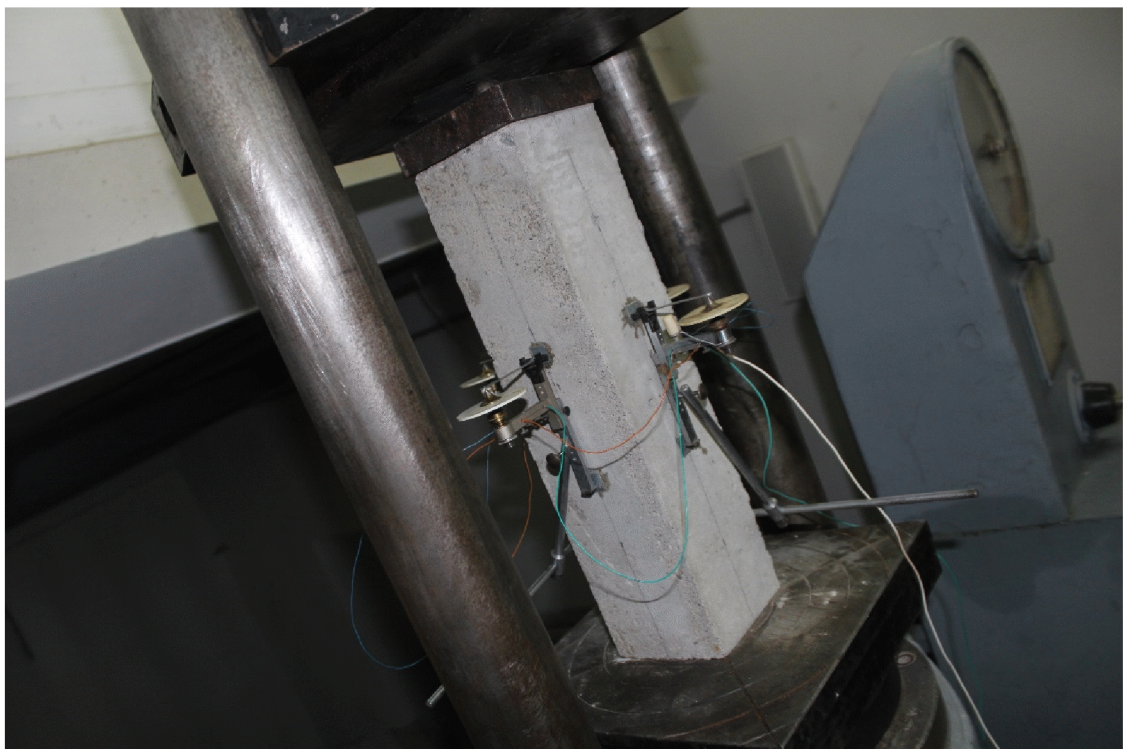




рис.3.1.1.1 Установка для испытания бетонных призм на сжатие.

Испытания с замерами продольных деформаций сжатия производились ступенчатым нагружением со снятием показаний в начале и в конце каждой ступени, что в итоге позволило получить графическую зависимость $\sigma(\epsilon)$. До начала нагружения призма центрировалась при нагрузке 10-20% от разрушающей (если при нагружении до 20% отклонение в показаниях приборов по четырем сторонам превышало 15% производилась разгрузка и образец центрировался и выставлялся заново).

Начальный модуль упругости определялся при нагрузке равной 30% от разрушающей.

Ленты устанавливались в разрывную машину с автоматическим контролем скорости нагружения и деформаций образца. Для фиксации образцов по концам приклеивались небольшие бруски из фанеры, позволяя, таким образом, зафиксировать достаточно тонкий образец в зажимном устройстве машины (рис. 3.1.2).

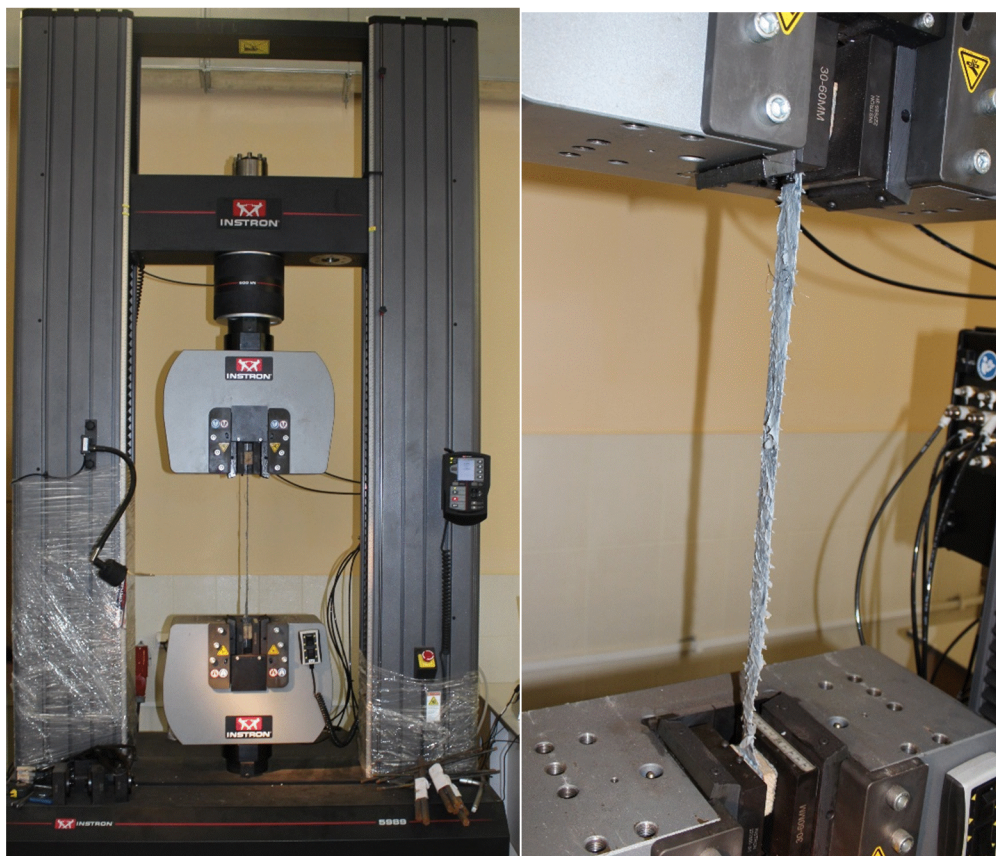


рис.3.1.1.2 Установка для испытания полос ФАП на растяжение.

3.1.2 Разрушение образцов

Бетонные призмы разрушались мгновенно, без каких-либо предшествующих характерных признаков (рис. 3.1.1). После достижения разрушающей нагрузки раздавался «хлопок», и образец раскалывался на несколько кусков по вертикальным линиям, которые становились наклонными по мере приближения к опорным плитам прессы.

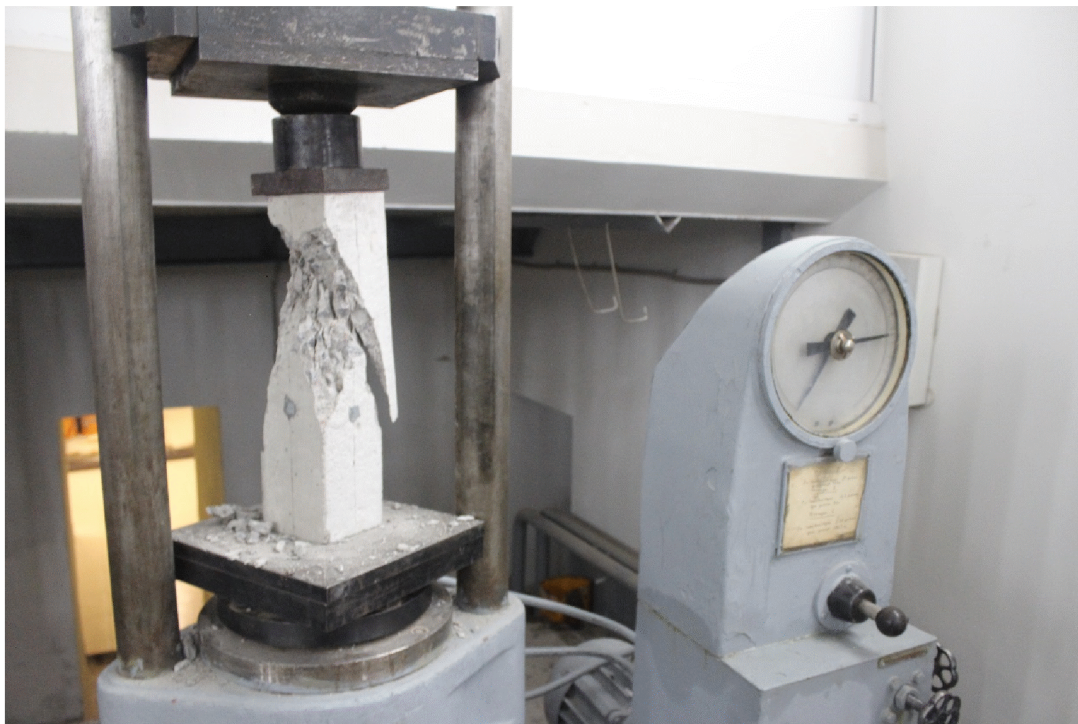
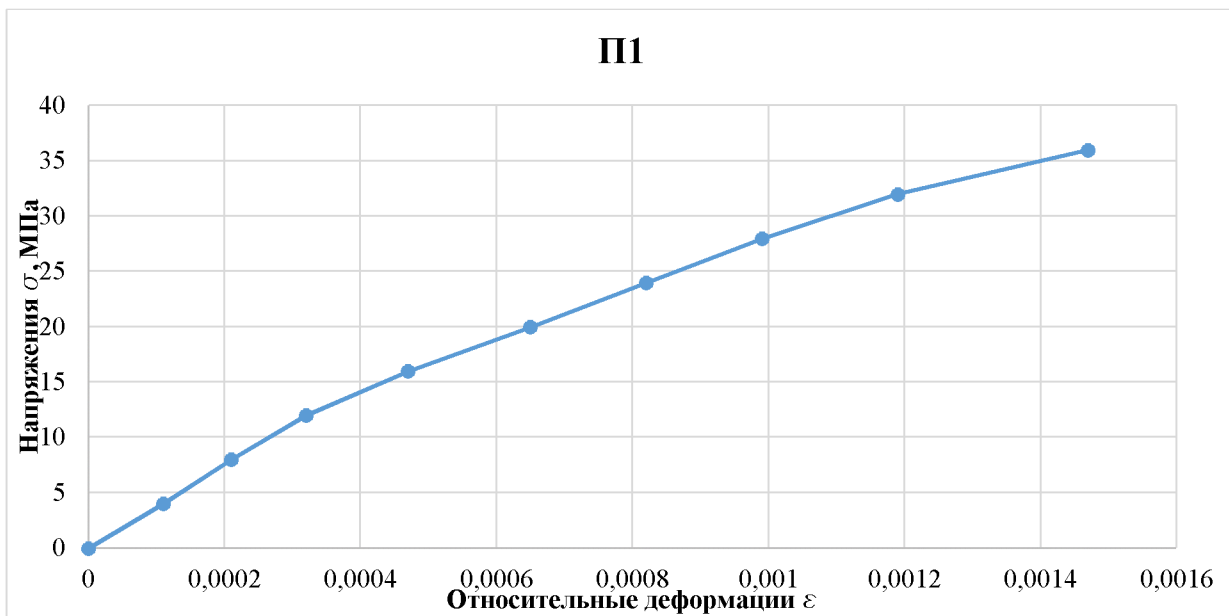


рис.3.1.2.1 Разрушение бетонных призм

На рис. 3.1.3 представлены диаграммы деформирования бетона ($\sigma(\varepsilon)$) при сжатии, полученные в ходе эксперимента:



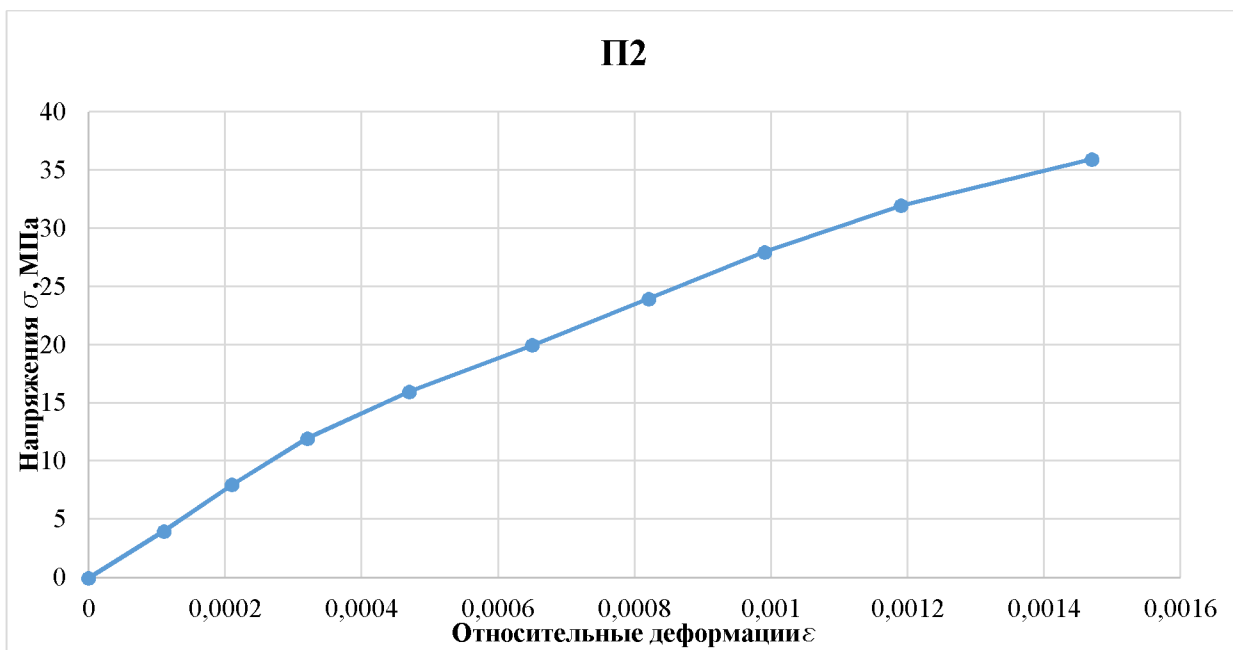


рис.3.1.2.2 Диаграммы деформирования бетона ($\sigma(\varepsilon)$)

Полосы ФАП (углепластиковой ткани), не пропитанные эпоксидным связующим, разрушались постепенно. При разрыве очередного волокна, оно вытягивалось из общего пучка, сечение ленты уменьшалось и процесс лавинообразно нарастал (см.рис.3.1.2.3). Полосы углепластиковой ткани, пропитанные связующим, разрушались хрупко, разрушение сопровождалось характерным хлопком. Разрушению предшествовало появление поперечных трещин в связующем (см. рис. 3.1.2.4).



рис.3.1.2.3 Образцы ткани ФАП без пропитки при разрушении.

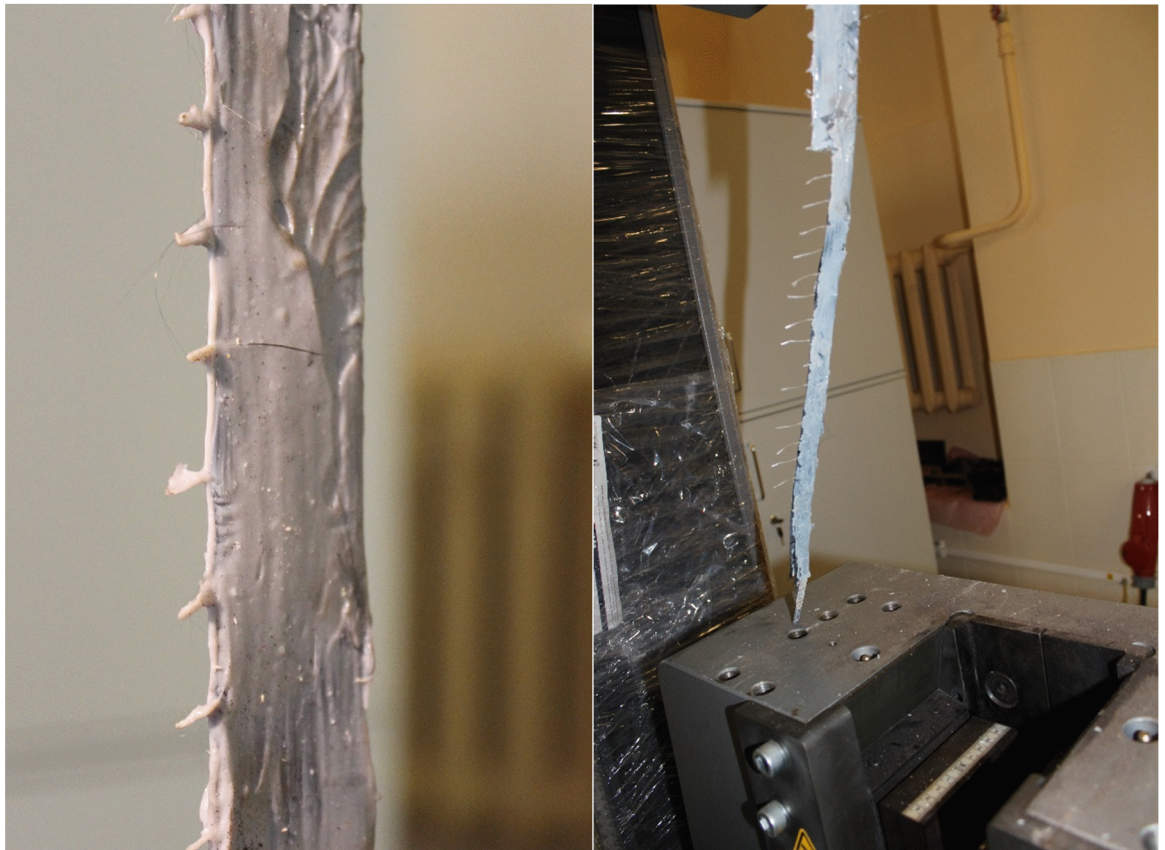


рис.3.1.2.4 Образцы ткани ФАП с пропиткой при разрушении.

Работа образцов на растяжение была абсолютно упругой, диаграмма растяжения ФАП ($\sigma(\epsilon)$) представлена на рис. 3.1.2.5.



рис.3.1.2.5 Диаграмма деформирования ФАП ($\sigma(\epsilon)$)

3.2. Экспериментальные исследования двухпролетных балок, усиленных ФАП по наклонному сечению

3.2.1. Постановка задач эксперимента, изготовление экспериментальных образцов

Существующие методики расчета, принятые АСІ и НИИЖБ (совместно с ООО «Интераква») основываются на экспериментальных исследованиях А. Халифа 1998 года, Т.С. Триатафилоу и С.П. Антонопоулос 2000 года [8,35]. Методика предполагает использование множества коэффициентов, полученных эмпирическим путем в ходе вышеупомянутых экспериментов 1998 и 2000 годов. С тех пор было проведено множество экспериментальных исследований, однако результаты, полученные в их ходе, пока отражения в нормативных документах не получили. Того количества экспериментов, что проводились в России с данными материалами, для создания отечественной нормативной базы пока недостаточно, поэтому в документах [122,114] используются гипотезы и

методики расчета, заложенные еще в первых экспериментах 1998-2000 годов. Подавляющее большинство натурных исследований железобетонных конструкций, усиленных ФАП, производится с использованием однопролетных свободно опертых балок, в случае исследования наклонных сечений, как правило, используются балки без поперечной арматуры. Натурные исследования многопролетных конструкций, усиленных в зоне обратного момента внешней арматурой ФАП по наклонному сечению, до настоящего момента в нашей стране не проводились. Подобными исследованиями занимались такие зарубежные авторы как А. Халифа, А. Нанни, И. А. Букхари, С. Ахмад [13,24,25,26].

Проведенные эксперименты продемонстрировали высокую эффективность применения данных систем усиления, однако работа наклонных сечений многопролетных конструкций в зоне обратного момента остается недоисследованной. Требуются дополнительные исследования для выявления степени влияния традиционной стальной арматуры на степень усиления внешней ФАП арматурой, а также выявления особенностей работы поперечного ФАП-армирования в многопролетных конструкциях.

Для решения поставленных задач было запланировано 3 серии опытных балок в количестве 9 штук (табл. 3.2.1).

Опытные балки отличались процентом поперечного армирования в зоне центральной опоры, серии отличались наличием и способом усиления.

Таблица 3.2.1.1

№ п/п	Марка балки	Поперечное армирование стальными стержнями	Усиление внешними хомутами ФАП
1	Бм-1.1	-	-
2	Бм-2.1	Ø6 с шагом 110мм	-
3	Бм-3.1	Ø6 с шагом 85мм	-
4	Бм-1.2	-	Хомуты шириной 50мм с шагом 100мм под углом 90° к продольной оси

5	Бм-2.2	Ø6 с шагом 110мм	Хомуты шириной 50мм с шагом 100мм под углом 90 ⁰ к продольной оси
6	Бм-3.2	Ø6 с шагом 85мм	Хомуты шириной 50мм с шагом 100мм под углом 90 ⁰ к продольной оси
7	Бм-1.3	-	Хомуты шириной 50мм с шагом 100мм под углом 45 ⁰ к продольной оси
8	Бм-2.3	Ø6 с шагом 110мм	Хомуты шириной 50мм с шагом 100мм под углом 45 ⁰ к продольной оси
9	Бм-3.3	Ø6 с шагом 85мм	Хомуты шириной 50мм с шагом 100мм под углом 45 ⁰ к продольной оси

Образцы представляли собой балки прямоугольного сечения 120x220(h)мм, длиной 2460мм. Армирование каждой балки предусмотрено двумя плоскими каркасами. Рабочая высота балок $h_0=190$ мм, продольная арматура принята Ø16 А400 и Ø20 А400 нижняя и верхняя соответственно. Поперечная арматура установлена с шагом 85 мм (Бм-3.х), 110 мм (Бм-2.х) в пролетах среза и 65мм в остальной части балки, в балках Бм-1.х поперечная арматура в пролете среза отсутствует. Поперечная арматура принята Ø6 класса А240. Разрушающая нагрузка всех балок лежит в пределах 40т.

Процент продольного армирования составил 3,9%. Продольное армирование установлено с существенным запасом, чтобы исключить разрушение экспериментальных образцов по нормальному сечению, давая, таким образом, возможность оценить вклад усиления в прочность наклонного сечения.

Схемы армирования и геометрические размеры железобетонных образцов представлены на рис. 3.2.1.

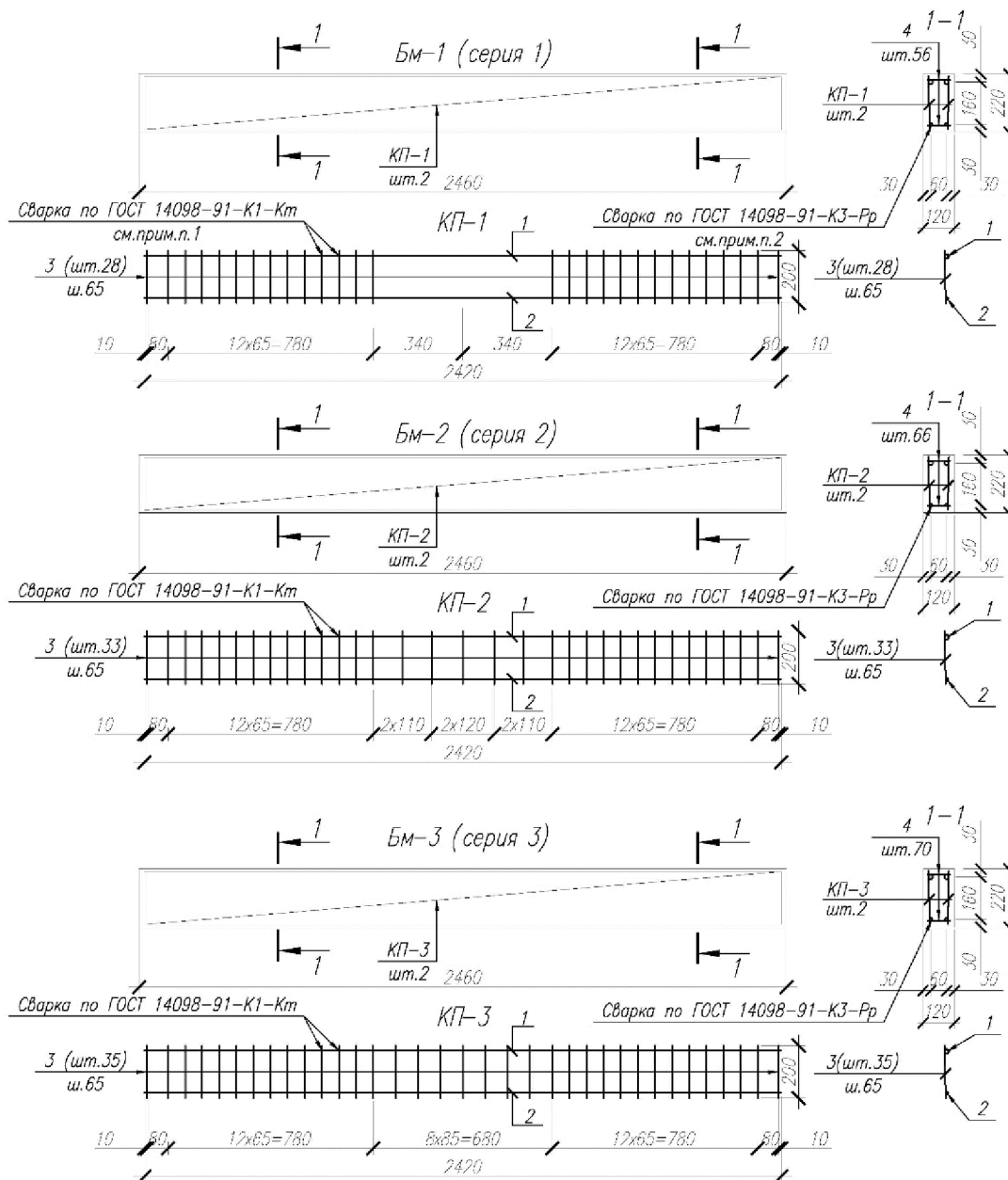


рис.3.2.1.1. Геометрические размеры и армирование экспериментальных образцов.

Сварка поперечной рабочей арматуры с продольной арматурой осуществлялась посредством контактной точечной сварки по ГОСТ 14098-91, тип шва К1-Кт, данный тип шва считается равнопрочным. Сварка каркасов между собой осуществлялась конструктивными стержнями $\varnothing 6$ ручной дуговой сваркой по ГОСТ 14098-91 тип шва К3-Pr. Общий вид арматурных каркасов перед формованием представлен на рис. 3.2.2.

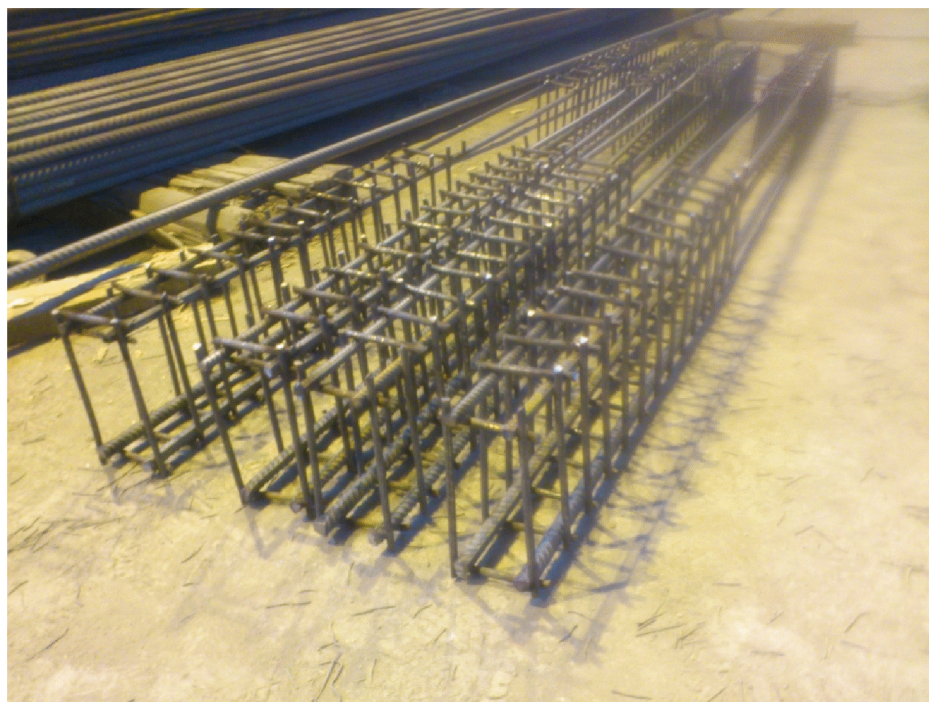


рис.3.2.1.2 Общий вид арматурных каркасов перед формованием

Для усиления экспериментальных образцов применялась однонаправленная ткань из углеродного волокна структурного усиления SikaWrap-530C плотностью 530г/м^2 , толщиной $0,293\text{мм}$, модуль упругости при растяжении $240\ 000\ \text{Мпа}$, прочность при растяжении $4\ 000\ \text{Мпа}$. В качестве связующего использовалась двухкомпонентная эпоксидная смола Sikadur-330 – прочность

при растяжении 30 Мпа, модуль упругости при растяжении 4500 Мпа. При установке системы усиления в соответствии с инструкцией завода-изготовителя, комплексный материал приобретает свои свойства, отличные от физико-механических свойств его составляющих: толщина материала – 1,3мм, модуль упругости – 63 000 МПа, рекомендуемая расчетная деформация при растяжении 0,006.

Усиление производилось самым распространенным на практике и наиболее экономичным способом – U-образными хомутами (чаще всего, наличие перекрытия не дает возможности полностью замкнуть хомут, либо это связано с дополнительными трудозатратами и остановкой производства). Наклейка хомутов осуществлялась в один слой по технологии, соответствующей указаниям завода изготовителя и с учетом рекомендаций [69]. Из холста шириной 300мм нарезались хомуты шириной 50мм и наклеивались с шагом 100мм (измеренным по оси хомута). Эксперименты последних лет [13] показали, что сплошная обклейка всего пролета среза не дает значительного прироста прочности сечения, так, уменьшение площади обклейки пролета среза на 63% ведет к снижению прочности всего на 15%. Таким образом, наиболее эффективным способом усиления остается установка отдельных хомутов.

Поверхность бетона была выровнена, а локальные дефекты устранены при помощи дисковой пилы с алмазным диском. Дополнительно при помощи металлических щеток поверхность была очищена от остатков масла, которым смазывалась опалубка, и других загрязнений. Рекомендуемые [122] насечки на поверхности бетона не наносились, не смотря на это, как показал эксперимент, сцепление адгезива с бетонной поверхностью было достаточным.

Адгезив был приготовлен в соответствии с инструкцией завода изготовителя (металлической лопаткой в пластиковой посуде, в отношении 4:1). Ленты предварительно нарезались необходимой длины, клей наносился на ленты конусообразной призмой, ось которой совпадает с осью хомута, с заведомым излишком. Затем лента укладывалась на балку и осуществлялась прикатка лент

резиновым шпателем от центра к краям таким образом, чтобы излишки клея появились на краях ленты. После укладки наносился финишный слой адгезива расходом около $0,4\text{кг/м}^2$.

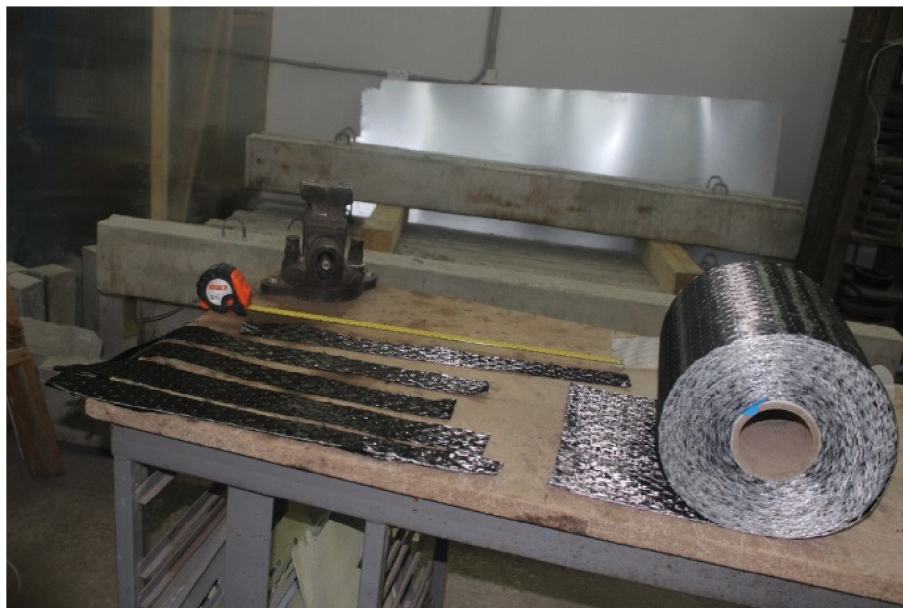


рис.3.2.1.3. Общий вид хомутов перед установкой



рис.3.2.1.4. Общий вид установленных хомутов

3.2.2 Подготовка образцов к испытаниям и методика испытаний

Экспериментальные образцы были выполнены таким образом, чтобы инициировать разрушение по наклонному сечению в зоне центральной опоры, поперечное армирование в зоне крайних опор было выполнено со значительным

запасом. Усиление образцов выполнялось только в зоне центральной опоры U-образными хомутами с различным углом наклона волокон относительно продольной оси балки.

Каждая балка испытывалась как двухпролетная свободно опертая, с пролетами по 1150мм, загруженная в четвертях пролета двумя сосредоточенными силами.

Испытания производились с помощью 50-тонного домкрата ГД-50. Уровень нагрузки контролировался при помощи динамометра, устанавливаемого на домкрат. Передача нагрузки на образец осуществлялась с помощью стальной траверсы. Для исключения смятия на опорах и под точками приложения нагрузки были предусмотрены грузораспределительные пластины. Общий вид установки для испытаний представлен на рис. 3.2.2.1.

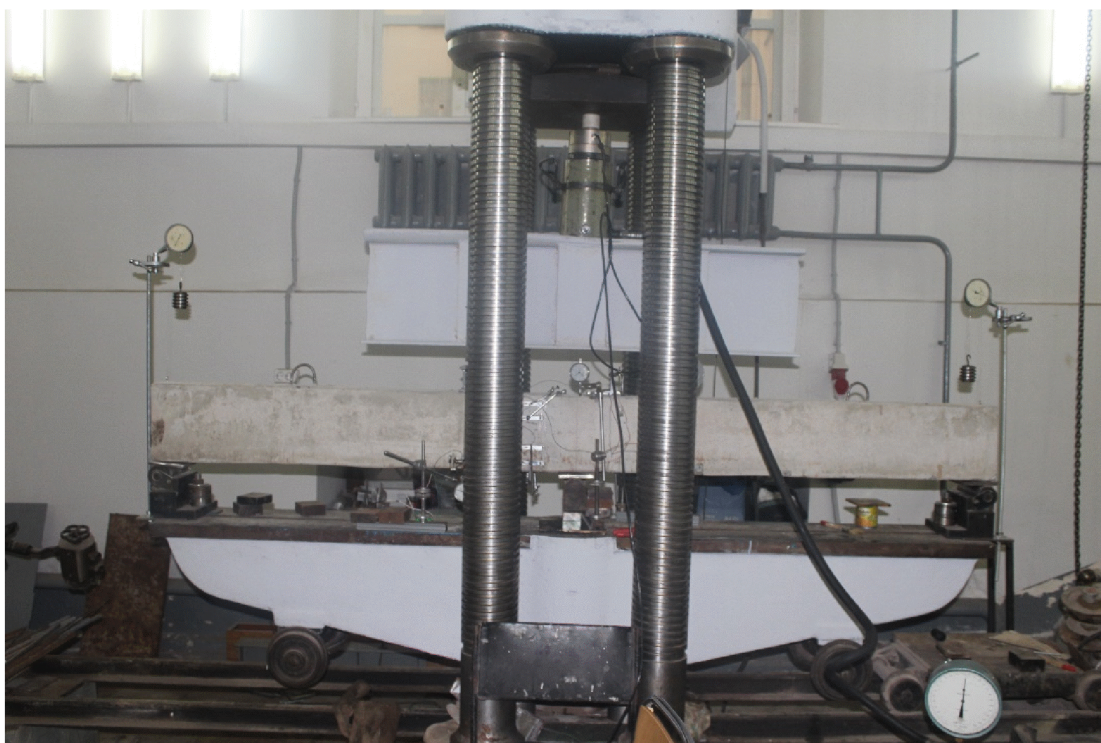
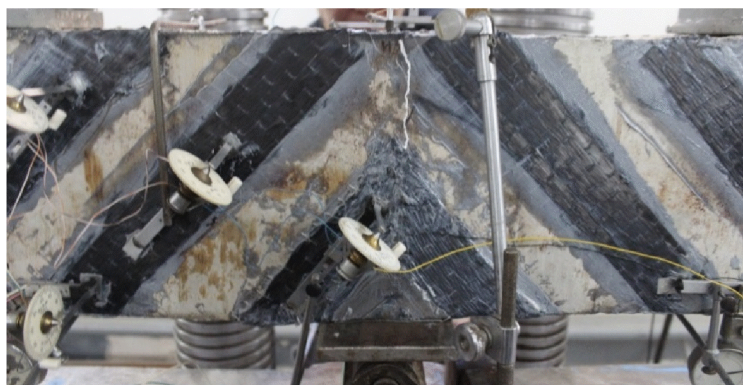


рис.3.2.2.1. Общий вид установки для испытаний

Относительный пролет среза всех испытанных балок $a/h_0=1,579$

Нагружение экспериментальных образцов осуществлялось двумя сосредоточенными силами, приложенными симметрично относительно центральной опоры балки.

Нагружение производилось ступенями по 10% от ожидаемой разрушающей нагрузки; на каждой ступени нагрузка выдерживалась по 5-10 минут. Снятие показаний приборов производилось после приложения нагрузки и в конце выдержки. При достижении значения нагрузки 70% от разрушающей величина ступени уменьшалась до 5% от ожидаемой разрушающей нагрузки. На рисунке 3.2.2.2 приведен общий вид экспериментального образца.



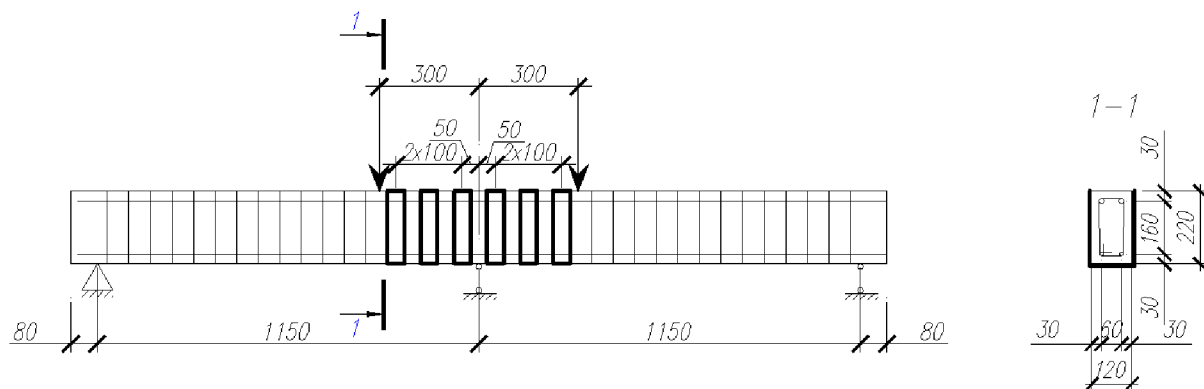


рис.3.2.2.2. Общий вид экспериментального образца

Для фиксации прогибов были установлены индикаторы часового типа над каждой опорой и под точками приложения нагрузки (датчики И1...И5). Электромеханические тензометры Аистова были установлены на бетон в уровне нижней и верхней максимально растянутой арматуры (Т1, Т6, Т7), по высоте пролета среза (Т2, Т3, Т4, Т5) и вдоль растянутых волокон наиболее напряженного хомута ФАП (Т8 на балках с хомутами под углом 90° и Т2, Т3, Т4 на балках с наклонными хомутами). Схема установки приборов приведена на рис.3.2.2.3.

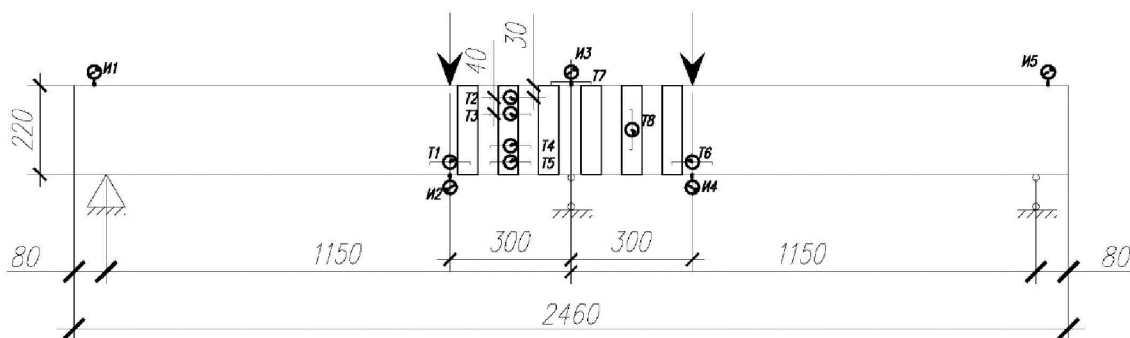


рис.3.2.2.3. Схема установки приборов

Кроме снятия показаний с приборов так же в процессе испытания фиксировалась картина трещинообразования. За момент образования трещин принималась ступень, на которой трещины были визуально обнаружены в

микроскоп 24х, предварительно наличие трещин проверялось при помощи ацетона.

3.2.3 Характер разрушения

Бм-1.1, Бм-2.1, Бм-3.1. Первыми были испытаны балки без усиления. Образцы разрушались, как и ожидалось, - по наклонному сечению, в зависимости от типа поперечного армирования в пролете срез изменялся характер трещинообразования.

Первые два отчета показаний приборов снимались до установки траверсы и до приложения первой ступени нагрузки соответственно, уже после приложения первой ступени нагрузки тензометр над средней опорой показывал растяжение, что индицировало правильную постановку опор и работу балки как двухпролетной.

На первых этапах загрузки тензометры и прогибомеры демонстрировали линейную зависимость между нагрузкой и развитием деформаций. В балке Бм-1.1 момент трещинообразования соответствовал 64% разрушающей нагрузки, были зафиксированы первые наклонные трещины раскрытием до 0,05мм. Тензометры, установленные в пролете срез зафиксировали заметный рост деформаций, зависимость между нагрузкой и деформациями приобрела явный нелинейный характер. Уже на следующей ступени после момента образования трещин сформировалась одна критическая наклонная трещина. Развитие трещины наблюдалось от центральной опоры к грузораспределительной пластине, по мере нагружения раскрываясь равномерно по всей длине. Разрушение наступало до появления нормальных трещин, доступных для визуального обнаружения. Факт разрушения был зафиксирован в момент падения значения нагрузки, разрушение сопровождалось характерным треском бетона и раскрытием критической наклонной трещины до 1.5см. В траектории трещины можно заметить ее отклонение от прямой в сторону пересечения нейтральной оси и сечения с максимальным изгибающим моментом (над

центральной опорой). Разрушение балки имело относительно хрупкий характер и сопровождалось характерным хрустом бетона.

Наличие поперечной арматуры в балках Бм-2.1, Бм-3.1 значительно повышает их несущую способность балок (до 2х раз), что отмечалось еще в работах [50, 72]. Момент трещинообразования был зафиксирован при 64% и 55% и соответственно для Бм-2.1 и Бм-3.1. С увеличением интенсивности поперечного армирования проекция наклонной трещины уменьшалась, этот эффект наблюдался не так отчетливо, как наблюдается в балках с пролетом среза $a/h_0 > 2,5$, однако его наличие было зафиксировано однозначно. С появлением поперечной арматуры одна критическая трещина дополнялась второстепенными меньшей шириной раскрытия, направленных по той же траектории. Наибольшая ширина раскрытия критической наклонной трещины была зафиксирована примерно по середине высоты балки, немного ближе к грузораспределительной пластине, в зоне максимальных касательных напряжений. Процесс трещинообразования Бм-2.1 и Бм-3.1 отличался незначительно большим количеством второстепенных наклонных трещин в балке Бм-3.1. На последних стадиях нагружения при отколе защитного слоя был явно заметен эффект изгибных деформаций продольной арматуры по берегам трещин. Разрушение носило относительно пластичный характер.

Разрушение всех образцов произошло от главных растягивающих напряжений по траектории главных сжимающих напряжений. Прогибы балок, замеренные при 80% от разрушающей нагрузки составили: 1,4мм – для балки Бм-1.1, 2,2мм – для балки Бм-2.1, 3,2 мм – для балки Бм-3.1.

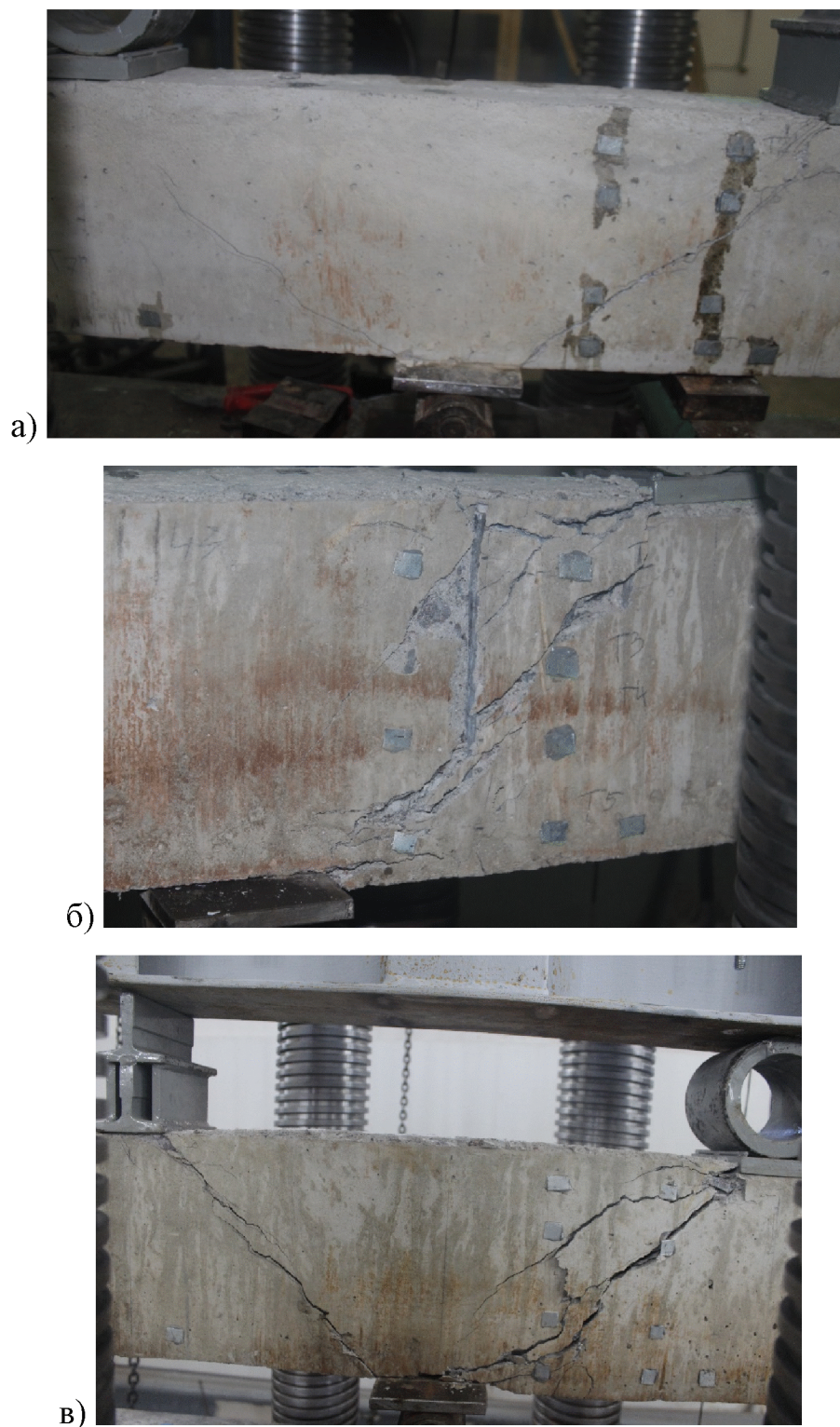


рис.3.2.3.1. Испытуемые образцы в предельном состоянии а) Бм-1.1, б) Бм-2.1, в) Бм-3.1

Бм-1.2, Бм-2.2, Бм-3.2.

Нагружение усиленных балок производилось таким же образом. Момент образования трещин был зафиксирован при 51%, 67%, 53% соответственно, таким образом, усиление увеличивает момент трещинообразования не так

значительно, как несущую способность. Момент образования трещин сопровождался характерным потрескиванием затвердевшего вяжущего, для визуального обнаружения трещин не было необходимости в обработке балки ацетоном, поскольку на темной поверхности обработанного бетона трещины были заметнее, адгезив системы усиления как бы играл роль оптически чувствительного покрытия. Визуально трещины обнаруживались в пространстве между хомутами ФАП. Образование и раскрытие трещины под хомутом усиления фиксировалось по показаниям тензометров, установленных вдоль волокон материала усиления.

В балке Бм-1.2 процесс трещинообразования начинался с наклонных трещин на поверхности между хомутами внешнего армирования, причем по сравнению с неусиленным образцом наблюдалось образование большего количества трещин с меньшей шириной раскрытия. Усиление позволило балке достичь напряжений, при которых образуются нормальные трещины. Их формирование наблюдалось на ступени нагружения, следующей за ступенью образования наклонных трещин. При дальнейшем нагружении с характерным звуком образовывался пучок небольших трещин (длиной 3-5мм, шириной раскрытия до 0,1мм) по длине той части хомута, что была ограничена с одной стороны предполагаемой наклонной трещиной, а с другой стороны – верхней гранью балки. Затем на верхней грани балки образовывалась округлая эллипсоидная трещина вокруг наиболее нагруженного хомута, на следующей ступени подобные трещины появлялись вокруг остальных хомутов в пределах одного пролета среза, в котором затем развивалась критическая наклонная трещина. Разрушение балки Бм-1.2 происходило с выколом защитного слоя бетона основания хомутов ФАП, сопровождавшимся хлопком.

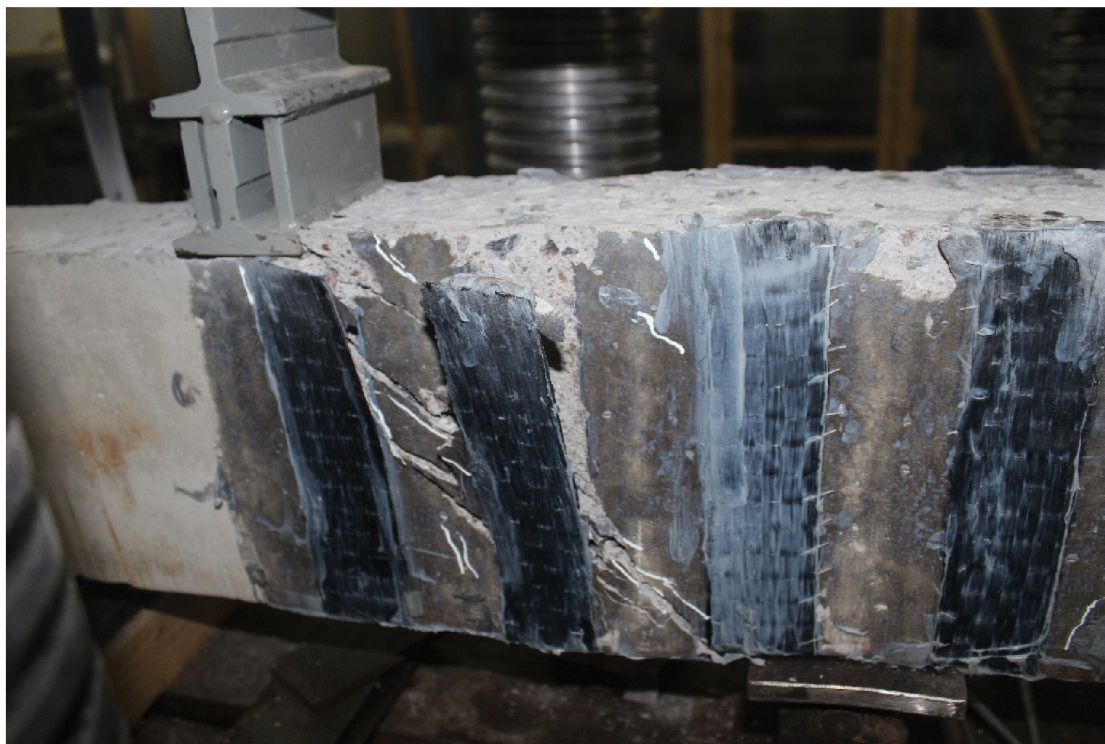


Рис. 3.2.3.2. Формирование поверхности выкола бетона

Разрушение носило относительно хрупкий характер, после выкола защитного слоя, участки трещин между хомутами формировались в одну и происходил заметный сдвиг одной части балки относительно другой. При испытании балок Бм-2.2 и Бм-3.2 процесс трещинообразования был аналогичен, с небольшой разницей лишь в количестве начальных наклонных трещин. Нормальные трещины развивались одновременно с наклонными, но с меньшей интенсивностью, достигая своего максимума в балке Бм-3.2. Формирование конусообразных поверхностей выкола бетона наиболее явно происходило в балке Бм-3.2, поверхности выкола образовывали комплексную поверхность, имеющую форму трех пересекающихся конусов. Разрушение балок Бм-2.2, Бм-3.2 носило более пластичный характер, в отличие от балки Бм-1.2 не

наблюдалось внезапного «отстреливания» конца хомута усиления. После выкола бетона защитного слоя критическая наклонная трещина перерезала весь пролет среза с выходом на горизонтальные поверхности балок.

Для балки Бм-1.2 увеличение несущей способности было наиболее значительным, для балки Бм-3.2 наименее значительным. В усиленных балках проекции наклонных трещин были меньше, чем в неусиленных, угол наклона критической трещины к продольной оси балки колебался от 40° до 50° . Прогибы балок, замеренные при 80% от разрушающей нагрузки составили: 3,4мм – для балки Бм-1.2, 2,3мм – для балки Бм-2.2, 2,9 мм – для балки Бм-3.2.



a)

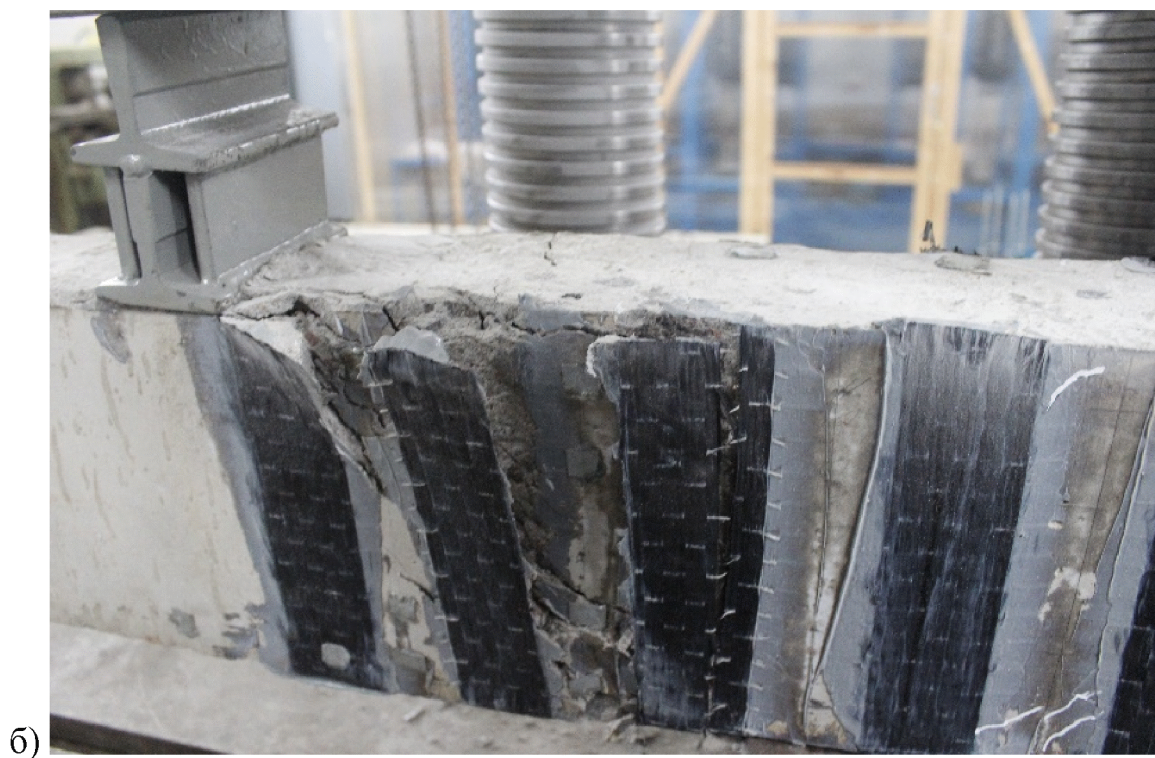


рис.3.2.3.2. Испытуемые образцы после разрушения а) Бм-1.2, б) Бм-2.2, в) Бм-3.2

Бм-1.3, Бм-2.3, Бм-3.3.

В балках Бм-1.3...Бм-3.3 хомуты ФАП устанавливались по направлению главных растягивающих напряжений. Направление было определено в ходе численного эксперимента в программно-вычислительном комплексе Ansys. Такая установка хомутов внешнего армирования обеспечила увеличение длины анкеровки свободного конца за грань наклонной трещины и позволила наиболее полно реализовать работу материала усиления на растяжение. Процесс трещинообразования образцов сопровождалось значительным раскрытием нормальных трещин, процесс деформирования носил более пластичный характер за счет приближения напряжений в продольной растянутой арматуре к пределу текучести. В целом, процесс трещинообразования и разрушения образцов аналогичен балкам Бм-х.2. Ширина раскрытия наклонной трещины была заметно больше к середине высоты балки, формирование конусов выкола было наиболее явным. Прогибы балок, замеренные при 80% от разрушающей нагрузки составили: 3,1мм – для балки Бм-1.3, 2,4мм – для балки Бм-2.3, 2,8 мм – для балки Бм-3.3.



а)

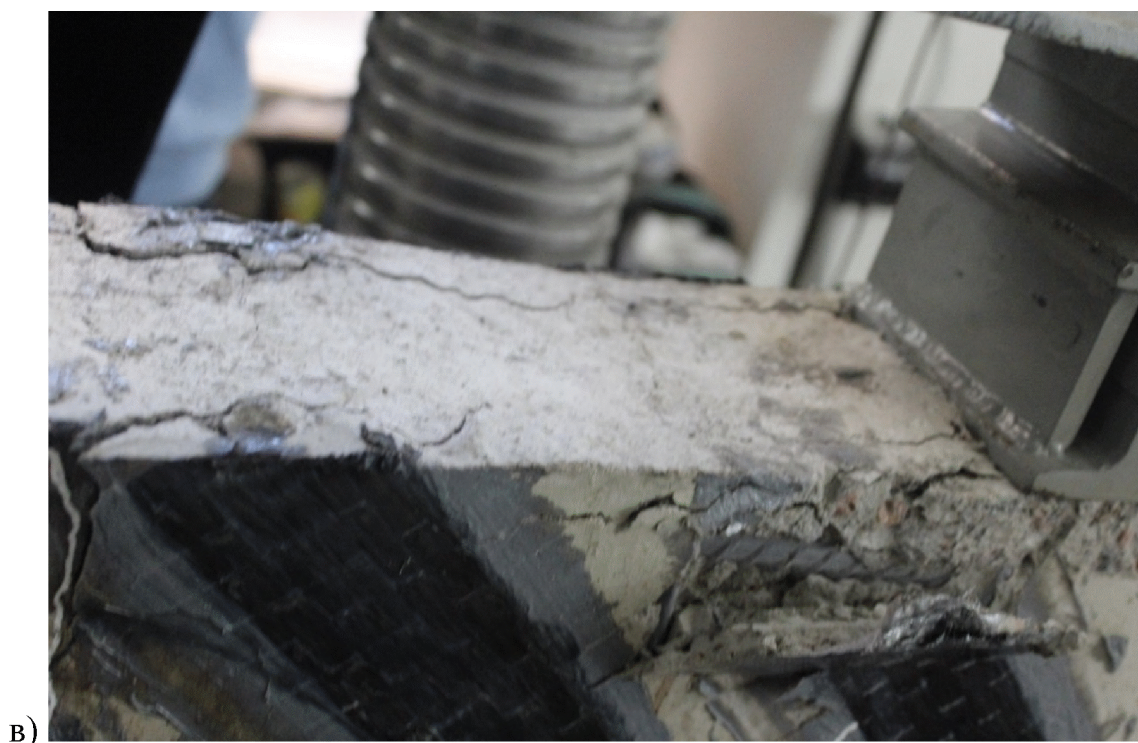


рис.3.2.3.3. Испытуемые образцы после разрушения а) Бм-1.3, б) Бм-2.3, в) Бм-3.3

Во всех усиленных балках работа материала усиления на растяжение была аналогична – до деформаций, соответствующих предельной растяжимости бетона материал усиления работает совместно с основанием, после образования трещины возникает концентрация растягивающих напряжений в хомуте на

берегах наклонной трещины и деформации материала начинают нарастать значительно интенсивнее. Причем значение предельной относительной деформации материала усиления во всех балках было примерно одинаковым – 0,015. Диаграммы деформирования материала усиления приведены на рис.3.2.3.4.

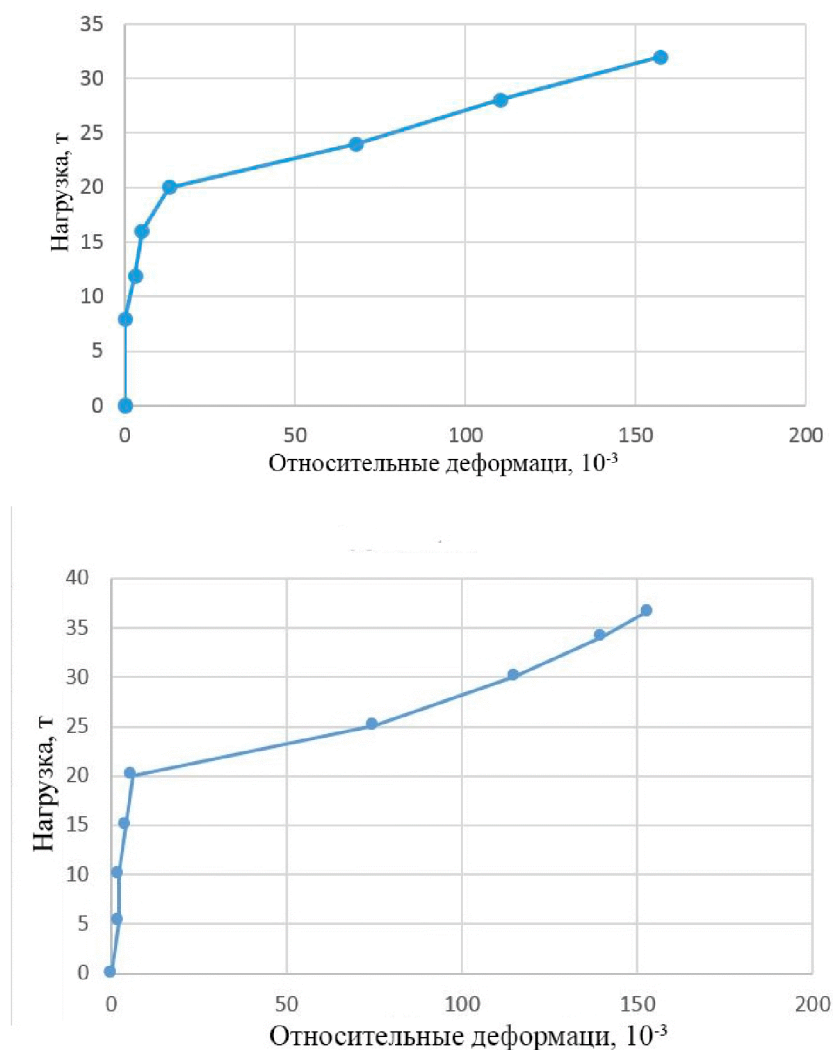


рис.3.2.3.4. Диаграммы деформирования материала усиления (на примерах балок Бм 2.3 и Бм 3.2)

3.3. СРАВНЕНИЕ ОСНОВНЫХ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИХ РЕЗУЛЬТАТОВ

В таблице 3.3.1 отражено сопоставление результатов экспериментальных исследований и результатов расчета по инженерному методу, предложенной в диссертации. Сопоставление осуществлялось по величине разрушающей нагрузки.

Таблица 3.3.1

Серия	Образец	Теоретически определенная разрушающая нагрузка, т	Экспериментально определенная разрушающая нагрузка, т
Без усиления	Бм-1.1	15,8-25,0	16,5
Без усиления	Бм-2.1	22,1-28,9	31,12
Без усиления	Бм-3.1	23,9-30,0	35,6
С усилением под углом 90^0 к продольной оси	Бм-1.2	29,1	33,7
С усилением под углом 90^0 к продольной оси	Бм-2.2	32,7	34,2
С усилением под углом 90^0 к продольной оси	Бм-3.2	33,8	37,5
С усилением под углом α к продольной оси	Бм-1.3	36,5	38,3
С усилением под углом α к продольной оси	Бм-2.3	38,2	39,2
С усилением под углом α к продольной оси	Бм-3.3	40,1	39,7

В таблице 3.3.2 отражено сопоставление результатов экспериментальных исследований, результатов численного эксперимента и результатов расчета по существующим методикам. Стоит отметить, что момент разрушения, полученный в ходе численного эксперимента определен с некоторой долей

субъективности – по нагрузке, соответствующей чрезмерному нарастанию пластических деформаций в арматуре, «раскрытию» критической трещины шириной на 3 и более элементов, потере сходимости нелинейной задачи. Однако той же долей субъективности обладает и натурный эксперимент, ведь после падения нагрузки по показаниям динамометра образец продолжает воспринимать определенную долю нагрузки, которая в отдельных случаях составляет до 70% разрушающей нагрузки.

По результатам сопоставительного анализа натуральных экспериментов и инженерного метода расчета составлен график, представленный на рис. 3.3.1

Таблица 3.3.2

Серия	Образец	СП52- 101-2003 $Q=Q_b+Q_{sw}$	Ansys $Q=Q_b+Q_s$ $w+Q_{fw}$	ACI Q_{fw}	Fib Q_{fw}	Натурный эксперимент	
						$Q=Q_b+Q_{sw}+Q_{fw}$	Q_{fw}
Без усиления	Бм-1.1	15,8-25,0	17,0			16,5	
Без усиления	Бм-2.1	22,1-28,9	31,0			31,12	
Без усиления	Бм-3.1	23,9-30,0	33,0			35,6	
С усилением под углом 90^0 к продольной оси	Бм-1.2		32,7	+2,7	+2,9	33,7	+17,2
С усилением под углом 90^0 к продольной оси	Бм-2.2		34,9	+2,7	+2,9	34,2	+3,1
С усилением под углом 90^0 к продольной оси	Бм-3.2		35,7	+2,7	+2,9	37,5	+1,9
С усилением под углом α к продольной оси	Бм-1.3		39,1	+3,8	+4,1	38,3	+20,8
С усилением под углом α к продольной оси	Бм-2.3		38,2	+3,8	+4,1	39,2	+8,1
С усилением под углом α к продольной оси	Бм-3.3		38,1	+3,8	+4,1	39,7	+4,1

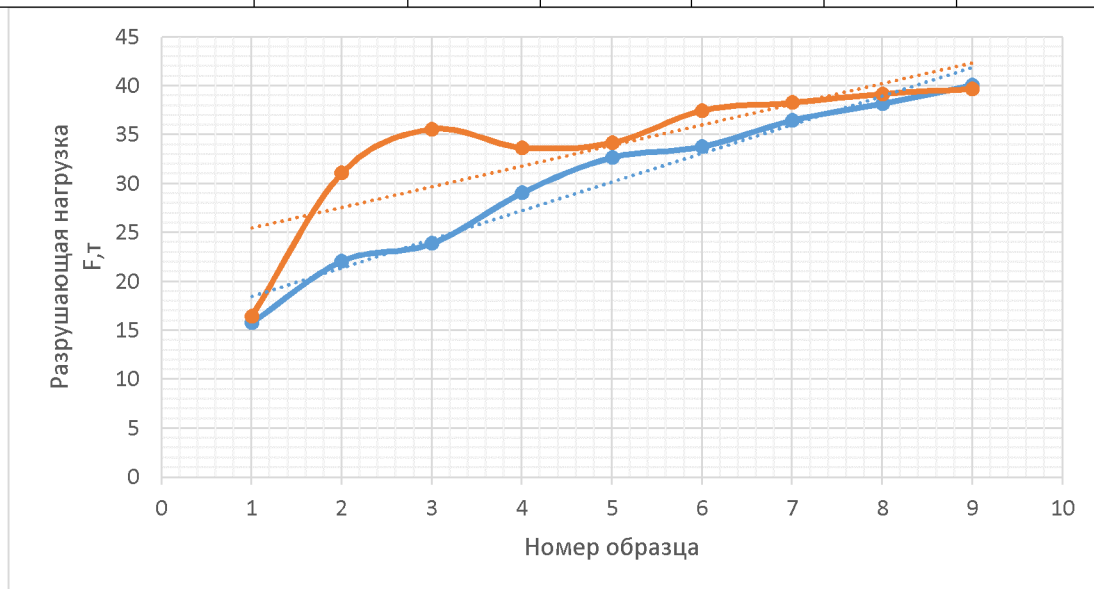


Рис. 3.3.1. Результаты расчета по предлагаемому инженерному методу и результаты экспериментальных исследований

3.3. ВЫВОДЫ

Проведенные эксперименты подтвердили основные гипотезы, заложенные в теоретическую базу предложенного инженерного метода расчета. С увеличением процента армирования стальной арматурой эффективность системы усиления снижается. Разрушение образцов происходило с выколом бетона основания, за момент разрушения принимался момент падения нагрузки на динамометре, который визуально соответствовал разделению балки на блоки, чрезмерному раскрытию наклонной трещины или сколу бетона основания (отделению системы усиления от ядра балки). Балки без стальной поперечной арматуры в пролете среза разрушались хрупко с усилением и без, балки со стальной арматурой демонстрировали пластичный характер разрушения и наличие усиления незначительно сказалось на изменении в «пластичности» разрушения балок. Деформации (и напряжения) растяжения, замеренные вдоль волокон хомута были соизмеримы с предельной растяжимостью бетона, но резко возрастали после образования наклонной трещины, таким образом, наиболее значимое влияние на работу балки усиление оказывает после момента образования трещин. Наибольший эффект от усиления достигается при наклейке хомутов параллельно направлению главных растягивающих напряжений, вычисленных для балки без усиления как для сплошного упругого тела. Вклад системы усиления вычислен как разница между разрушающей нагрузкой усиленных и контрольных балок. Несущая способность образцов Бм-1.х, Бм-2.х, Бм-3.х повысилась на 132%, 26% и 12% соответственно.

По результатам сравнительного анализа результатов теоретически и экспериментально определенной разрушающей нагрузки, можно заключить, что предложенный инженерный метод расчета, базирующийся на адекватном учете механизмов разрушения усиленных конструкций, дает результаты, удовлетворительно согласующиеся с выполненными экспериментами.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. Экспериментальные исследования подтвердили, что использование ФАП в качестве внешнего армирования железобетонных конструкций по наклонному сечению, повышает их несущую способность, трещиностойкость и жесткость. Усиление материалом, допускающим только упругое деформирование, не оказало значительного влияния на пластичность характера деформирования и разрушения балок. Трещины в усиленных образцах имеют меньшую ширину раскрытия и меньший шаг. Установка хомутов усиления позволило повысить несущую способность отдельных образцов более чем в 2 раза. Экспериментальные исследования, впервые выполненные в данной работе, показали, что значительное влияние на степень усиления образца оказывает наличие и количество внутренней стальной поперечной арматуры, эффективность усиления заметно снижается с увеличением процента поперечного армирования.

2. Предложен метод конечно-элементного моделирования железобетонных конструкций, усиленных ФАП с учетом условий совместной работы и нелинейного характера деформирования системы. Результаты численных экспериментов, выполненных в программном комплексе *Ansys Mechanical APDL* в нелинейной постановке с учетом реальных диаграмм деформирования материалов, свидетельствуют об адекватности полученных результатов и возможности достоверного прогнозирования механизма разрушения. По результатам численных экспериментов разработан макрос для расчета подобных конструкций, позволяющий пользователю рассчитать наклонное сечение, усиленное ФАП, с учетом нелинейности.

3. При совместном действии значительного изгибающего момента и поперечной силы в наклонном сечении разрушение происходит в некоторых случаях раньше, чем позволяют спрогнозировать существующие методики расчета. Влияние растягивающих напряжений в бетоне в зоне анкеровки свободного хомута отрицательно сказывается на условиях работы бетона

основания системы усиления, что учитывается предложенным инженерным методом расчета.

4. Впервые в диссертации разработана практический метод расчета железобетонных конструкций, усиленных ФАП по наклонному сечению, с учетом влияния внутреннего армирования и совместного действия перерезывающих сил и изгибающего момента.

5. Натурными экспериментами подтверждена форма поверхности выкола бетона основания системы усиления, положенная в основу инженерного метода расчета.

6. Данная диссертация, однако, не исчерпывает всего круга вопросов, связанных с построением теории деформирования железобетонных конструкций, усиленных ФАП по наклонному сечению. Дальнейшие исследования целесообразно направить на учет длительных процессов, наблюдаемых в подобных конструкциях, исследования микромеханических факторов, влияющих на совместность работы разномодульных материалов системы, исследование влияния формы сечения изгибаемых элементов на эффективность усиления.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. ABAQUS User Manual. Version 6.6, ABAQUS Inc., Pawtucket, Rhode Island, USA, 2005. — 1241 p.
2. ACI 318M-08. Building Code Requirements for Structural Concrete. Michigan / American concrete institute, ACI Committee 318. — 2008. — 419 c.
3. ACI 440.2R-08. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening of concrete structures. Michigan / American concrete institute, ACI Committee 440, 2008. — 45 p.
4. ACI-ASCE Committee The Shear strength of Reinforced Concrete Members. Journal of the structural division, vol. 99, №ST6, 1973, pp 1091-1187.
5. ACI-ASCE Committee The Shear strength of Reinforced Concrete Members. Journal of the structural division, vol. 99, №ST6, 1973, p 1091-1187.
6. ANSYS User Manual. Version 12.1, ANSYS Inc., Southpointe, 275 Technology Drive, Canonsburg, USA, 2011. — 1382 p.
7. Anthony, J. Flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis / J. Anthony, B. S. Wolanski. — Milwaukee, 2004. — 87 p.
8. Antonopoulos C.P. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Structures using Composite Materials. Diploma thesis / Department of Civil Engineering, University of Patras, Greece. 2000.
9. Artificial intelligence techniques for prediction of the capacity of RC beams strengthened in shear with external FRP reinforcement / Ricardo Perera, Angel Artega, Ana De Diego // Composite structures. — 2010. — Vol. 92. — № 5. — P. 1169–1175.
10. Bisby L.A., Kodur V.K.R., Green M.F. Fire Endurance of Fiber-Reinforced Polymer-Confined Concrete Columns. ACI Structural Journal. November-December 2005, pp. 883-891

11. Bond Model of NSM-FRP Strips in the Context of the Shear Strengthening of RC Beams / Vincenzo Bianco, Joaquim A. O. Barros, Giorgio Monti // Journal of Structural Engineering.— 2003. — June. — C. 619–630.
12. Browell R. The Power of Nonlinear Materials Capabilities/ R. Browell, Dr. Guoyo Lin// Ansys Solution, V.2, №1 - 2000, c 15-22.
13. Bukhari, I.A. Shear strengthening of reinforced concrete beams with CFRP // Magazine of Concrete Research. 2010. 65-77 c.
14. Burlayenko, V. N. FE modeling of delamination growth in interlaminar fracture specimens / V. N. Burlayenko, Tomasz Sadowski // Budownictwo I Architektura. — 2008. — P. 95–109.
15. Chen G.M., J.G. Teng, J.F. Chen, O.A. Rosenbloom. Finite element model for intermediate crack debonding in RC beams strengthened with externally bonded FRP reinforcement // Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008). 22-24 July 2008, Zurich, Switzerland.
16. CNR-DT 200/2004. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures, Rome. — CNR (Consiglio Nazionale delle Ricerche), 2004. — 154 p.
17. El-Mogy M. GFRP-reinforced continuous beams/ M. El-Mogy, A. El-Ragaby, E. El-Salakawy// The Second Official International Conference of International Institute for FRP in Construction for Asia-Pacific Region, Seoul, Korea - 2009, p 331-336.
18. Fib Bulletin 14. Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. — 2001. — 138 p.
19. Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008) 22-24 July 2008, Zurich, Switzerland. Prediction model for Intermediate Crack debonding failure in FRP-plated reinforced concrete beams. L. Ombres. 2008

20. Griffith A.A. The phenomenon of rupture and flow in solids. – Phil. Trans. Roy. Soc., ser. A, 1920, v. 221, p. 163-198.
21. Hognestud E., Hanson N.W., Mc. Henry D. Concrete stress distribution in ultimate strength design. – Journal of ACI., XII, №4., vol. 27., 1955.
22. Iesa W.M. Study on Shear Strengthening of RC Continuous Beams with Different CFRP Wrapping Schemes/ W.M. IESA, M.B.S Alferjani, N. Ali and A.A. Abdul Samad// International Journal of Integrated Engineering (Issue on Civil and Environmental Engineering) - 2006, p35-43
23. J. A. O. Barros, Vincenzo Bianco, Giorgio Monti NSM CFRP Strips for Shear Strengthening of RC Beams: Tests and Mechanical Model. "The Open Construction and Building Technology Journal", 2009, №3, p 12-32
24. Khalifa A. and Nanni A. Improving shear capacity of existing RC T-section beams using CFRP composites. Cement and Concrete Composites 22(2): 165–174. 2000.
25. Khalifa A. Shear Strengthening Of Continuous Rc Beams Using Externally Bonded CFRP Sheets/ Ahmed Khalifa, Gustavo Tumialan, Antonio Nanni, and Abdeldjelil Belarbi// 4th International Symposium on FRP for Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS4), Baltimore, MD, Nov. 1999, pp. 995-1008.
26. Khalifa A., A. Belarbi, A. Nanni. Shear performance of RC members strengthened with externally bonded FRP wraps // 12th world conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand. 2000.
27. Kodur V., Bisby L.A., Green M.F. FRP Retrofitted Concrete under Fire Conditions. Performance verification of insulated reinforced concrete members/ Concrete International. December 2006, pp. 37-43.
28. Lee H.K., S.K. Ha, M. Afzal. Finite element analysis of shear-deficient RC beams strengthened with CFRP strips/sheets // Structural Engineering and Mechanics. Vol.30.№2. 2008. - 247-261 c.

29. Lu X.Z. Theoretical Analysis Of Stress Distributions In Frp Side-Bonded To Rc Beams For Shear Strengthening/ X.Z.Lu, J.F.Chen, L.P. Ye, J.G.Teng and J. M. Rotter// Proceedings of International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005), Dec, 7-9, Hong Kong, China, pp 363-370
30. Paththini M., Moment, Curvature and Strain Energy of Beams with External Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement / M. Paththini, M. Achita, Chris J. Burgoyne // ACI Structural Journal. — 2009. — January-February. — P. 20–22.
31. Perera, Ricardo. Flexural and Shear Design of FRP Plated RC Structures Using a Genetic Algorithm / Ricardo Perera, Francisco B. Varona // Journal of Structural Engineering. — 2009. — November. — P. 1418–1428.
32. Raju, I. S. Calculation of strain-energy release rates with higher order and singular finite elements / I. S. Raju // Engine Fracture Mechanic. — 1987. - № 32(3). — P. 251–274.
33. Sangdon Park, Ph.D., Riyad S. Aboutaha Strut-and-Tie Method for CFRP Strengthened Deep RC Members.
34. TR 55. Technical Report №. 55. Design guidance for strengthening concrete using fibre composites materials. The Concrete Society (UK), 2000. — 72 p.
35. Triantafillou T.C. and Antonopoulos C.P. Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP // Journal of Composites for Construction 4(4): 198–205. 2000.
36. Willam K. J. and E. D. Warnke. "Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete". Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering. Vol. 19. ISMES. Bergamo, Italy. p. 174, 1975
37. Wischers G., Faserbewehrter Beton. "Beton", 1974, N3, s. 95-99\$ N4, s. 137-141
38. Yamaguchi T., Kato Y., Nishimura T., Uomoto T. Creep Rupture of FRP Rods Made of Aramid, Carbon and Glass Fibers. Third International Symposium on Non-

- Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-3), V.2, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, 1997, pp. 179-186.
39. Yuichi Sato. Tension Stiffening and Crack Formation in Reinforced Concrete Members with Fiber-Reinforced Polymer Sheets / Yuichi Sato, Frank J. Vecchio // *Journal of Structural Engineering*. — 2003. — June. — P. 717–724.
40. Бедов, А. И., Сапрыкин В.Ф. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений. -М.: Изд-во АСВ, 1995. 192 с.
41. Белостоцкий А.М. Анализ причин обрушения конструкций покрытия СОК "Трансвааль-парк"/ А.М. Белостоцкий// *Ansys Solution*, №1 - 2007, М., с 5-21.
42. Бондаренко В.М. Некоторые задачи усиления поврежденных железобетонных конструкций/ В.М. Бондаренко, В.И. Римшин// *Вестник РААСН*. - М. - 2013. - № 10
43. Бондаренко, В. М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона: Монография / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. - М.: Издательство АСВ, 2004. - 474 с.
44. Бондаренко С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий/ С.В. Бондаренко, Р.С. Санжаровский – М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.
45. Булгаков, И. И. Ползучесть полимерных материалов. -ГЛ. : Наука, 1973, 288с.
46. Буров А. К., Андреевская Г. Д., Высокопрочные стеклопластики, М., 1961.
47. Варданян, Г. С. Основы теории подобия и анализа размерностей.- ГЛ. , изд. ГЛИСИ им. Куйбышева, 1977, -122с.
48. Г.А. Гениев Теория пластичности бетона и железобетона/Г.А. Гениев , В.Н. Киссюк, Г.А. Тюпин. М. Стройиздат, 1974. 316 с

49. Гвоздев, А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М., Государственное издательство строительной литературы, 1949, с.278.
50. Гвоздев А.А. К расчету прочности наклонных сечений железобетонных элементов/ А.А. Гвоздев, А.С. Залесов, И.А. Титов// Бетон и железобетон. 1978. - №11. – с.27-28.
51. Голышев А.Б. Усиление несущих железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / А.Б. Голышев, П.И. Кривошеев, П.М. Козелецкий и др. - К.: Логос, 2004. - 219 с.
52. 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».
53. ГОСТ 10180-90 «Методы определения прочности по контрольным образцам»
54. ГОСТ 14098-91 «Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры.
55. Демишин, С. В. Прочность железобетонных конструкций, усиленных фиброармированными углепластиками: дис. Канд. Техн. Наук / С.В. Демишин; ОАО «26 ЦНИИ» филиал 31 ГПИСС
56. Егунова Е.А. Влияние характеристик бетонного основания на эффективность защитных полиуретановых покрытий / Е.А. Егунова, В.П. Селяев, Т.А. Никитина // Сборник материалов X международной научно-технической конференции "Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии" - 2009, Тула, с 55-60.
57. Залесов А. С. Краткие заметки о расчете железобетонных конструкций методом конечных элементов. / А.С. Залесов – К.: Будивэльнык, 2010. – 113 с.

58. Залесов, А. С. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. / А.С. Залесов, Ю.А. Климов – К.: Будивэльнык, 1989. – 104 с.
59. Залесов, А. С. Расчет железобетонных балок с использованием объемных конечных элементов в развитии норм по проектированию железобетонных конструкций / А. С. Залесов, А. А. Пашанин // Строительная механика и расчет сооружений – 2011. – №4. – С. 66-71.
60. Залесов, А. С. Совершенствование практических методов расчета прочности элементов железобетонных конструкций при сочетании различных силовых воздействий. Диссертация на соискание ученой степени к.т.н. - М., 1969. - 21 с.
61. Залесов А. С. Расчет балочных железобетонных конструкций с помощью объемных конечных элементов / А.С. Залесов, А.А. Пашанин, С.И. Дубинский // Бетон и железобетон – 2010. - №5. – С. 16-18.
62. Зорич, А. С. Экспериментальное исследование несущей способности железобетонных балок двутаврового сечения при совместном действии поперечной силы и изгибающего момента/ А. С. Зорич // Расчет строительных конструкций. – Харьков: изд. – харьковского Промстрой НИИпроекта. – 1969.
63. Изотов, Ю. Л. Экспериментальные исследования работы высоких железобетонных балок на действие поперечной силы и изгибающего моментов / Ю.Л. Изотов // – Тр. ДИСИ. – Днепропетровск. – 1962. – вып. 19.
64. Ильин, О.Ф. Исследование железобетонных балок из высокопрочного бетона при действии поперечных сил. Диссертация на соискание ученой степени к.т.н. М., 1973.
65. Ильин, О.Ф. Образование наклонных трещин. В кн.: Исследование по бетону и железобетонным конструкциям. М., Стройиздат, 1974.
66. Каплун А.Б. ANSYS в руках инженера/ А.Б. Каплун, Е.М. Морозов, М.А. Олферьева - М.: Едиториал УРСС, 2003. - 272 с.

67. Карпенко, Н. И. К построению теории деформаций железобетонных стержней с трещинами, учитывающей влияние поперечных сил // Исследование стержневых и плитных железобетонных статически неопределимых конструкций. – М.: Стройиздат, 1979. – С. 17-48
68. Карпенко С.Н. Модели деформирования железобетона в приращениях и методы расчета конструкций. Диссертация на соискание ученой степени к.т.н. М., 2010.
69. Каргузов, Д. В. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами / Д. В. Каргузов, В. А. Пшеничный, А. А. Шилин. — М.: Стройиздат, 2004. —180 с.
70. Климов, Ю. А. исследование прочности железобетонных элементов переменной высоты при действии поперечных сил: Автореф. дис. ... канд. Техн. Наук: 05.23.01. – К., 1982. – 21 с.
71. Кодыш, Э.Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности трещиностойкости и деформациям / Э.Н. Кодыш, И. К. Никитин, Н.Н. Трекин // - Монография. М.: Издательство АСВ, 2011. –352с.
72. Колчунов, В. И. Прочность железобетонных изгибаемых элементов по наклонным сечениям. Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. – К., 1983. – 22 с.
73. Колчунов, В. И., Заздравных Э.И. Расчетная модель "нагельного эффекта" в железобетонном элементе / В. И. Колчунов, Э. И. Заздравных // Известия вузов. Сер. Строительство. - 1996. —№ 10. С. 25 -29.
74. Костенко А.А. Прочность и деформативность центрально и внецентренно сжатых кирпичных и железобетонных колонн, усиленных угле- и стекловолокном: Диссертация на соискание ученой степени к.т.н. - Москва, 2010. - 15 с

75. Кудзис, А. П. Статическая оценка работы железобетонных конструкций в наклонных сечениях / А. П. Кудзис, В. Ю. Виршилас, Й. Й. Жекевичус // В кн.: Вопросы надежности железобетонных конструкций. – Куйбышев: Куйбышевское книжное изд-во, 1972.
76. Магдеев, У. Х. Трещинообразование дисперсно-армированных бетонов с позиций механики разрушения / У. Х. Магдеев, В. И. Морозов, Ю. В. Пухаренко // Известия КГАСУ. — 2012. — № 1(19). — С. 110–117.
77. Маилян Д.Р., Вопросы исследования изгибаемых железобетонных элементов, усиленных различными видами композитных материалов / Д.Р.Маилян, Михуб Ахмад, П.П.Польской // Инженерный вестник Дона, 2013 - ivdon.ru
78. Маилян Л.Р., Иващенко Е.И. Расчет железобетонных элементов на основе действительных диаграмм деформирования материалов. - Ростов-на-Дону, РГСУ, 2006 - 219 с.
79. Майоров В.И. Прочность при динамическом нагружении / В.И. Майоров, Л.И. Почтовик, Л.И. Мильштейн // Бетон и железобетон, 1973, №4, - С. 20-22.
80. Михуб Ахмад Прочность, деформативность и трещиностойкость изгибаемых железобетонных элементов, усиленных композитными материалами: Диссертация на соискание ученой степени к.т.н. - Москва, 2013. - 24 с
81. Морозов, В. И. Моделирование микротрещинообразования фибробетона методами механики разрушения / В. И. Морозов, Ю. В. Пухаренко, А. О. Хегай // Современное промышленное и гражданское строительство. Донбасская национальная академия строительства и архитектуры. — 2011. — Т. 7, № 3. — С. 126–131.
82. Морозов, В. И. Корпуса высокого давления для энергетических, строительных и специальных технологий: монография / В. И. Морозов. — СПб.: СПбГАСУ, 2011. — 394 с.

83. Морозов, В. И. Расчет и моделирование работы строительных конструкций с коррозионными повреждениями / В. И. Морозов, О. И. Анцыгин, А. П. Савченко // Вестник гражданских инженеров. — 2009. — № 1 (18). — С. 25–30.
84. Мухамедиев Т. А. Проектирование усиления железобетонных конструкций композиционными материалами / Т. А. Мухамедиев // Бетон и железобетон, 2013, N № 3. - С. 6-8
85. Неровных А.А. Совершенствование методики оценки грузоподъемности железобетонных пролетных строений железнодорожных мостов, усиленных композиционными материалами: Диссертация на соискание ученой степени к.т.н. Новосибирск, 2013. - 24 с
86. Онуфриев, Н. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений – М.: Издательство литературы по строительству, 1965, 342 с.
87. Пащанин А.А. Развитие методики расчета прочности железобетонных балок с использованием объемных конечных элементов: Диссертация на соискание ученой степени к.т.н. - М., 2011. - 22 с
88. Пестриков В.М. Механика разрушения твердых тел: курс лекций./ В.М. Пестриков, Е.М. Морозов - Спб.: Профессия, 2002. - 320 с.
89. Петров, А. Н. Экспериментальное исследование бетона при нагружении сжатием и срезом. // Бетон и железобетон. – 1965. – №11. – С. 34-37.
90. Пирадов, А. Б. Ширина раскрытия наклонных трещин в элементах из легкого железобетона / А. Б. Пирадов, Т. А. Касая, Н. Н. Тигишвили // Бетон и железобетон. – 1978, – №7. – С. 13-15.
91. Поваляев, Е. В. Исследование работы железобетонных балок из бетонов повышенной прочности на поперечную силу./ Бетон и железобетон. –1958. №1.

92. Польской П.П., Мерват Хишмах, Михуб Ахмад. «Прочность и деформативность усиленных композитными материалами балок при различных варьируемых факторах». : Эл. Журнал «Инженерный вестник Дона» №4, Ростов-на-Дону, 2013.
93. Попеску, А. И. Работоспособность каменных конструкций с коррозионными повреждениями при кратковременных динамических воздействиях / А. И. Попеску и др. // Предотвращение аварий зданий и сооружений: Сб. науч. тр. — М., 2010. — Вып. 9. — С. 323–332.
94. Пособие к СП 52-101-2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры / Госстрой России. -М.: ГУП НИИЖБ, 2004.
95. Потапов, Ю. Б. Полимерные покрытия для железобетонных конструкций / Ю. Б. Потапов, В. И. Соломатов, В. П. Селяев. — М.: Стройиздат, 1973. — 129 с.
96. Пшеничников Расчет элементов конструкций из разномодульного армированного материала с учетом ползучести и воздействия агрессивных сред
97. Пшеунова, Л. И. Особенности расчета прочности наклонного сечения железобетонного элемента без поперечной арматуры в зоне действия знакопеременного момента . / Л. И. Пшеунова, Д. Х. Касаев // Новые исследования в области строительства. - Ростов н/д: РГСУ, 1999. - С. 68 - 71.
98. Рекомендации по проектированию предварительно-напряженных ригелей с внешним армированием для гражданских каркасных зданий с укрупненной сеткой колонн / Центр науч.-исслед. И проектный ин-т типового и экспериментального проектирования школ, дошкольных учреждений, средних и высших учебных заведений – М.: Стройиздат, 1976, 71 с.

99. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Наземные конструкции и сооружения / Харьковский Промстройниипроект, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1992. – 191 с.
100. Савин, С. Н., Мочалов А.Л., Беляев В. С., Демишин С. В. и др. Экспериментальная оценка эффективности усиления железобетонных конструкций элементами внешнего армирования из углеволокна. // Будівельні конструкції: Міжвидомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / Державне підприємство "Державний науково-дослідний будівництва України". - Вып. 62: Книга 1, Киев, 2008. - с. 254-262
101. Светлаускас, В.А. Исследование прочности предварительно напряженных элементов по наклонным сечениям и развитие методов их расчета: автореф. дис. ... канд. техн. наук / В.А.Светлаускас; ЛИСИ. – Л.,1981. – 25 с.
102. Селяев В.П. Трещиностойкость железобетонных конструкций с эпоксидным покрытием / В.П. Селяев, П.В. Селяев Е.В. Сорокин, О.А. Юдина, В.В.Цыганов // Сборник статей по материалам 7-й международной научной конференции "Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов" - 2013, Воронеж, с 59-67.
103. Селяев, В. П. Идентификация и анализ пористости строительных материалов / В. П. Селяев и др. — Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2006610364 от 24.01.2006 г. в Роспатенте по заявке № 2005613072 от 24.11.2005 г. 103 с.
104. Селяев, В.П. Основы теории расчета композиционных конструкций с учетом действия агрессивных сред: дис. ... докт. техн. наук / В.П.Селяев; Мордовский ордена дружбы народов государственный университет имени Н.П. Огарева – Саранск, 1983. – 390 с.

105. Силантьев А.С. Применение метода конечных элементов к расчету прочности наклонных сечений изгибаемых элементов на примере КЭ-комплексов Abaqus и Ansys/ А.С.Силантьев - М.: ЖБК.РФ, 2012
106. Силантьев А.С. Сопротивление изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям с учетом влияния продольного армирования Диссертация на соискание ученой степени к.т.н.- М., 2012. - 24 с
107. Смердов Д.Н. Оценка несущей способности железобетонных пролетных строений мостов, усиленных композитными материалами /Д.Н. Смердов, С.А. Бокарев. Новосибирск. ГОУ ВПО «Сибирский государственный университет путей и сообщения» - 2010 159 с.
108. СНиП II-В.1-62 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Стройиздат. 1970. - 111 с.
109. СНиП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Стройиздат. 1989. - 79 с.
110. СНиП 2.03.03-85. Армоцементные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Стройиздат. 1985. - 79 с.
111. СНиП II-21-75 Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. - М.: Стройиздат. 1976. - 92 с.
112. СП 52-101–2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения ар- матуры. — М.: ГУП «НИИЖБ», ФГУП ЦПП, 2004. —
113. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой России. -М.: ГУП НИИЖБ, 2012.
114. СП Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами (вторая редакция) / Госстрой России. -М.: ГУП НИИЖБ, 2014.

115. Старишко И. Н. Несущая способность по наклонным сечениям предварительно – напряженных изгибаемых железобетонных элементов / И. Н. Старишко, А. С. Залесов, Э. Е. Сигалов // Известия вузов. Строительство и архитектура. 1976. - №4. – С. 21 – 26.
116. Титов, И.А. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в зоне действия поперечных сил. Автореф. Канд. Дис. – М.,1975
117. Титов, И. А. Расчет наклонных сечений с учетом условий деформативности. В кн. : исследования по бетону и железобетонным конструкциям. Мат-лы конф. Молодых специалистов. М., Стройиздат,1974, с.41-50
118. Тихомиров, С. А. О расчете железобетонных изгибаемых элементов по наклонным сечениям в соответствии со СНиП II-21-75 / С. А. Тихомиров // В кн.: Материалы семинара «Проектирование и расчет строительных конструкций». – Л., 1977.
119. Торяник, М. С. Прочность и деформации железобетонных балок, разрушающихся по наклонной трещине / М. С. Торяник, В. П. Митрофанов // Бетон и железобетон. – 1970. – №2. – С. 36-39.
120. Тунгушбаев, И. М. Трещиностойкость и прочность железобетонных изгибаемых элементов в наклонных сечениях / И. М. Тунгушбаев, А. С. Залесов, Э. Е. Сигалов // . Известия вузов. Строительство и архитектура, – 1976. – №5. – С. 31-37.
121. Хаютин Ю.Г. Повышение надежности железобетонных конструкций при чрезвычайных ситуациях (зарубежный опыт) / Ю.Г. Хаютин, В.Л. Чернявский // Высотные здания. – 2007. - №3.

122. Чернявский, В. Л. Руководство по усилению железобетонных конструкций композитными материалами / В. Л. Чернявский и др. — М.: ИнтерАква, 2006. — 48 с.
123. Шостак, Б.А. Исследование трещиностойкости наклонных сечений ненапряженных железобетонных балок прямоугольного сечения при кратковременном действии сосредоточенных нагрузок, Автореферат кандидатской диссертации, Львов, 1972.
124. Юшин, А. В. Нелинейный анализ многопролетных железобетонных балок, усиленных ФАП по наклонному сечению // II Международный конгресс молодых ученых: Актуальные проблемы современного строительства. СПб.: СПбГАСУ, 2014. Ч. 2.
125. Юшин, А. В. К расчету наклонных сечений элементов железобетонных конструкций, усиленных композитными материалами // Вестник гражданских инженеров . – 2013. - №4(39). – с.83-91.
126. Ягупов Б.А. К вопросу об усилении железобетонных конструкций/Б.А. Ягупов, В.Ф. Степанова, В.М. Бондаренко//Бетон и железобетон.- М.-2008.- №4(553).-С.17-21.
127. Яшин, А. В. Расчет на поперечную силу балок, нагруженных сплошной равномерно распределенной нагрузкой / А. В. Яшин // Бетон и железобетон. – 1968, – №2. – С. 13-15.