

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего профессионального образования
Юго-западный государственный технический университет

На правах рукописи

Горностаев Иван Сергеевич

УДК 624.012.045

РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ НАЛИЧИИ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН

Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции,
здания и сооружения

Диссертация

на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель –
Клюева Наталья Витальевна
доктор технических наук, профессор

Курск – 2014

СОДЕРЖАНИЕ

СОДЕРЖАНИЕ	2
ВВЕДЕНИЕ	5
РАЗДЕЛ 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ	11
1.1 Конструктивные решения железобетонных составных конструкций	12
1.2 Экспериментальные исследования железобетонных составных конструкций	16
1.3 Разработка расчетных моделей конструкций составного сечения	20
1.4 Деформационные физические и расчетные модели жесткости железобетонных конструкций с трещинами	26
1.5 Выводы и постановка задач исследования	45
РАЗДЕЛ 2. РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ НАЛИЧИИ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН	49
2.1 Классификация наклонных трещин в пролете «среза» и формулирование рабочих предпосылок	49
2.2 Вывод упрощенных дифференциальных уравнений составного консольного стержня и определение эквивалентных жесткостных характеристик железобетонных конструкций	56
2.3 Определение расчетных параметров напряженно-деформированного состояния в i -ом нормальном поперечном сечении железобетонной составной конструкции	66
2.4 Определение расчетных параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин третьего вида	70
2.5 Определение расчетных параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин первого и второго видов	76

2.6	Расстояния между наклонными трещинами и ширина их раскрытия	81
2.7	Методика расчета железобетонных составных конструкций с наклонными трещинами по деформациям	92
2.8	Выводы	101
	РАЗДЕЛ 3. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ НАЛИЧИИ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН	
3.1	Методика экспериментальных исследований деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин	103
	3.1.1. Цель и задачи эксперимента	103
	3.1.2. Объем, серии, и конструкции опытных образцов	105
	3.1.3. Методика нагружения, установка приборов и проведения измерений	108
3.2	Результаты экспериментальных исследований и их анализ	116
3.3	Выводы	139
	РАЗДЕЛ 4. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И СОПОСТАВИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ НАЛИЧИИ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН	
4.1	Новые алгоритмы «Сечение», «Стержень» «Система» и использование существующих вычислительных комплексов для определения деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин	143
4.2	Численная реализация расчета статически неопределимых систем железобетонных составных конструкций с использованием разработанной методики определения их деформативности при наличии наклонных трещин	154
4.3	Численный анализ перераспределения усилий в статически	

неопределимых системах железобетонных составных конструкций и раскрытие возможностей их рационального армирования	162
4.4 Сопоставительный анализ деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин	169
4.5 Выводы	180
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	183
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ	185
ПРИЛОЖЕНИЕ А. Справки о внедрении	207

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования. Железобетонные составные конструкции зданий и сооружений характеризуются общим сопротивлением двух или нескольких бетонов с разными свойствами прочности и деформативности. Этим определяется ряд специфических параметров расчета и конструирования конструкций данного класса, приводящее к перераспределению внутренних усилий между старым и новым бетонами.

Отсюда вытекает необходимость развития методов их расчета на основе расчетной модели составных стержней. Теоретические и экспериментальные исследований, посвященные решению такой задачи, на сегодняшний день проведены в незначительном количестве, что же касается вопросов изучения деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин, то они практически остались неизученными. В то же время составные железобетонные конструкции занимают значительную часть в общем объеме железобетонных конструкций. Это конструкции перекрытий зданий, стойки промышленных зданий со значительными крановыми нагрузками, стоечно-балочные системы каркасов многоэтажных зданий, конструктивные элементы специальных сооружений, таких как мостовые опоры, несущие системы атомных и гидроэлектростанций.

Анализ результатов проведенных исследований, а также опыт использования составных железобетонных конструкций при проектировании зданий и сооружений позволил выявить случаи превышения параметров сечения и материала запроектированных конструкций по второй группе предельных состояний, над требуемыми параметрами по прочности. Появление наклонных трещин приводит к изменению прочностных и деформативных характеристик, а также свойств материалов. На сегодняшний день отсутствуют расчетные модели, учитывающие эти изменения и отражающие все многообразие образования различных типов наклонных трещин. Это приводит к необходимости проведения трудоемких экспериментальных исследований и становится серьезным препятствием для оценки прочности и трещиностойкости ответственных несущих конструкций.

На сегодняшний день отсутствуют фактические данные о взаимных сдвигах старого и нового бетонов в зонах, прилегающих к шву; не исследован этот вопрос в тех случаях, когда шов расположен в сжатой или растянутой зонах; не выявлено напряженно-деформированное состояние в зонах бетона, прилегающих к шву; не изучены эффекты, которые возникают при этом, связанные с нарушением сплошности железобетона.

Таким образом, совершенствование железобетонных составных конструкций, связанное с повышением их эффективности, входит в число важнейших проблем капитального строительства.

Отсюда следует, что проведение экспериментально-теоретических исследований по разработке практического способа расчета деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин с учетом условного сосредоточенного сдвига в шве в бетонах различных слоев и эффекта нарушения сплошности железобетона является весьма актуальной задачей.

Цель работы. На основе анализа и обобщения экспериментов, построения рабочих гипотез, наиболее полно отражающих действительное напряженно-деформированное состояние, разработать расчетную модель деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин, отражающую формирование различных типов наклонных трещин и базирующуюся на расчетной схеме единичной полоски, со швами-трещинами при учете в них условных сосредоточенных сдвигов и работы внутренних сил по схеме составного стержня, несовместности деформаций бетона и арматуры, условного сосредоточенного сдвига в шве между бетонами и эффекта нарушения сплошности бетона.

Объект исследования: составные железобетонные конструкции зданий и сооружений.

Предмет исследования: деформативность составных железобетонных конструкций с наклонными трещинами.

Методы исследования: экспериментально-теоретический метод, а также общие методы механики твердого деформируемого тела, механики железобетона и теории составных стержней.

Научную новизну работы составляют:

1. Построенная расчетная модель деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин, содержащая:

– расчетную схему, состоящую из пяти блоков, образующихся между наклонными трещинами различных типов и разрешающие уравнения для определения усилий в этих блоках;

– расчетную схему в виде единичной полосы и полученное применительно к ней новое решение железобетонного составного стержня при наличии трещин;

– разработанную расчетную методику для определения деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин, базирующуюся на сформулированных рабочих гипотезах при учете условных сосредоточенных сдвигов в швах между бетонами, в швах - трещинах, несовместности деформаций бетона и арматуры, и эффекта нарушения сплошности бетона.

2. Результаты экспериментальных исследований с данными о характере деформирования, развития и раскрытия наклонных трещин в железобетонных составных конструкциях с учетом различных схем нагружения, армирования, классах бетона.

3. Результаты численных исследований, доказывающие эффективность предложенной расчетной модели деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин с использованием теории составных стержней применительно к железобетону в широком диапазоне изменения пролетов «среза», классов бетонов, при различных схемах армирования ($C_V = 8,45\%$, $\bar{X} = 1,0536$).

Теоретическая и практическая значимость работы состоит в том, что разработанная расчетная модель деформативности железобетонных составных

конструкций при наличии наклонных трещин, учитывающая параметры и особенности деформирования арматуры и бетона, позволяет получить более строгое решение и выявить резервы для оптимизации характеристик материала конструкции.

Методология и методы исследований. Используется экспериментально-теоретический метод. В теоретических и численных исследованиях, которые выполнены в работе, использованы общие методы механики твердого деформируемого тела, теории составных стержней и теории железобетона.

Положения, выносимые на защиту:

– расчетная модель и построенная на ее основе методика расчета деформативности железобетонных составных конструкций с наклонными трещинами, которая позволяет учесть несовместность деформаций бетона и арматуры, условный сосредоточенный сдвиг в шве между бетонами, а также эффект нарушения сплошности бетона;

– результаты экспериментальных исследований в значительной степени дополняющие имеющийся фактический материал по многоуровневому процессу трещинообразования, оценке эффекта нарушения сплошности, перемещениям (прогибам) железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин с различными схемами загрузки, армирования и классах бетона;

– алгоритм расчета и результаты численных исследований перемещений (прогибов) железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин с использованием разработанной расчетной модели, а также результаты их сопоставительного анализа с опытными данными и нормативной методикой расчета.

Конкретное личное участие автора в получении научных результатов, изложенных в диссертации:

– вывод новых уравнений теории составных стержней применительно к железобетонному составному стержню без и при наличии трещин;

– рабочие положения расчетной методики для определения деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных тре-

щин, базирующаяся на сформулированных рабочих гипотезах при учете условий сосредоточенных сдвигов в швах-трещинах, несовместности деформаций бетона и арматуры, условного сосредоточенного сдвига в шве между бетонами и эффекта нарушения сплошности бетона.

– разработанная методика и полученные результаты экспериментальных исследований деформативности железобетонных составных конструкций при различных схемах армирования, классах бетона и пролетов «среза»;

– построенный алгоритм расчета деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин, а также полученные результаты их сравнительного анализа с опытными данными и нормативной методикой расчета.

Степень достоверности и апробация результатов.

Достоверность научных положений, выводов и заключения, сформулированных в диссертации, обеспечивается:

– построением расчетной модели деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин на основе закономерностей механики твердого деформируемого тела, механики разрушения, теории составных стержней, теории железобетона и реальных зависимостей деформирования;

– сравнительным анализом результатов значений перемещений (прогибов) с использованием разработанного способа расчета с экспериментом и расчетами по нормативной методике, получившей наибольшее распространение в практике проектирования;

– эффективностью предложенных расчетных зависимостей для перемещений (прогибов) при наличии наклонных трещин, использованных в практике проектирования железобетонных составных конструкций зданий и сооружений.

Апробация результатов диссертации.

Основные положения диссертации доложены и одобрены на Международной научно-методической конференции, посвященной 100-летию со дня

рождения В. Н. Байкова, 4–5 апреля 2012 г. (г. Москва, МГСУ); на семинаре кафедры «Строительные конструкции и материалы» Архитектурно-строительного института Федерального государственного бюджетного образовательного учреждения высшего профессионального образования ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», (г. Орел, 2012г.); на расширенном семинаре кафедры «Уникальных зданий и сооружений» и кафедры «Промышленного и гражданского строительства» ФГБОУ ВПО Юго-западного государственного университета (г. Курск, 2013г.) и на расширенном семинаре кафедры «Строительных конструкций, зданий и сооружений» (г. Москва, Московский государственный университет путей сообщений (МИИТ), 2013г.).

Внедрение результатов исследования в практику.

Диссертационная работа выполнялась в рамках исследований по гранту Президента РФ МД6533.2013.8.

Результаты диссертационных исследований использованы в учебном процессе ФГБОУ ВПО «Юго-Западный государственный университет» (г. Курск) на кафедрах «Уникальных зданий и сооружений» и «Промышленное и гражданское строительство», а также ОАО «Орелагропромстрой» и Орловским академцентром РААСН при проектировании жилых и гражданских зданий.

Структура и объем работы. По теме диссертации опубликовано 6 работ. Основное ее содержание отображено в 6 работах.

Структура и объем работы. Диссертация состоит из введения, четырех глав, заключения, списка литературы и приложений. Она включает 206 страниц основного машинописного текста, 63 рисунка, 2 таблицы, списка литературы из 191 наименования.

1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ

Сборно-монолитные железобетонные конструкции и конструкций, которые усиливаются при реконструкции зданий и сооружений характеризуются общим сопротивлением комбинированного сечения из различных бетонов с интегральными свойствами по прочности и деформативности. Это во многом определяет ключевые параметры расчета и проектирования конструкций данного класса, поскольку приводит к перераспределению внутренних усилий в сечениях конструктивных элементов.

Отсюда вытекает необходимость развития методов расчета рассматриваемого класса железобетонных конструкций на основе совершенствования расчетных моделей слоистых и составных конструкций. Теоретические и экспериментальные исследования, посвященные решению такой задачи, на сегодняшний день проведены в незначительном количестве, что же касается вопросов изучения жесткости составных железобетонных конструкций в зоне наклонных трещин, то они практически остались неизученными. В то же время составные железобетонные конструкции занимают значительную часть в общем объеме железобетонных конструкций. Это конструкции плит перекрытий, конструкции стеновых панелей, конструкции каркасов зданий, усиленные наращиванием или подрачиванием сечений, многослойные ограждающие конструкции покрытий производственных зданий. Кроме того, по характеру работы и методам расчета к подобным конструкциям можно отнести многослойные стеновые панели и блоки бескаркасных зданий.

При расчете большой группы железобетонных конструкций (статически неопределимых, внецентренно сжатых), по требованиям предельных состояний обеих групп, и особенно при оценке живучести сооружений необходима достаточно полная информация о перемещениях и деформациях элементов конструкций на всех стадиях их работы, включая стадию предразрушения. Для усиленных и восстановленных конструкций

решения этой задачи усложняется тем, что отличие в деформативных свойствах старого и нового бетонов существенным образом влияет на напряженно-деформированное состояние данных конструкций. Причем это влияние значительно усиливается в случае проявления физической нелинейности бетонов.

На сегодняшний день отсутствуют фактические данные о взаимных сдвигах старого и нового бетонов в зонах, прилегающих к шву; не исследован этот вопрос в тех случаях, когда шов расположен в сжатой или растянутой зонах; не выявлено напряженно-деформированное состояние в зонах бетона, прилегающих к шву; не изучены эффекты, которые возникают при этом, связанные с нарушением сплошности железобетона.

1.1. Конструктивные решения железобетонных составных конструкций

В России и странах СНГ из всего разнообразия типов железобетонных конструкций сплошного и составного сечения наибольшее распространение по ряду объективных причин (традиционное с 50-х годов XX столетия применение индустриально производственного железобетона, климатические условия, значительные объемы строительства, технологический уровень изготовления железобетона и другие) получили сборные и сборно-монолитные конструктивные решения балок, стеновых панелей и панелей перекрытий. Разработка и внедрение индустриальных конструкций в строительство отражена в многочисленных отечественных и зарубежных публикациях [28, 51, 72, 115, 119, 151, 191].

Среди наиболее распространенных конструктивных решений можно выделить комбинированные решения ребристых плит покрытий и перекрытий, у которых поперечное сечения проектируется комплексным – из сталефибробетона и железобетона. В качестве дисков перекрытий под тяжёлые и особо тяжелые нагрузки в производственных зданиях часто

используются железобетонные конструкции плит в комбинации с металлом, например, оцинкованным профнастилом [46]. Профнастил в такой конструкции призван выполнять несколько функций: в процессе бетонирования он используется в качестве опалубки, а при эксплуатации он выполняет функции внешней рабочей арматуры, а также обеспечивает защиту бетона и внутренней стержневой арматуры от внешних коррозионных воздействий.

К классу составных конструкций можно отнести большинство сборно-монолитных конструкций из железобетона [49, 90, 115, 119 и др.]. Элементы таких конструкций предварительно изготавливаются на заводе, а затем монтируются из отдельных сборных элементов, образуя основу будущего сооружения, и потом добетонируются, превращаясь при этом в единую конструктивную систему. Сборно-монолитные и слоистые конструкции сочетают в себе ряд положительных качеств как монолитного, так и сборного железобетона. Благодаря этому такие конструкции являются достаточно рентабельными и эффективными для строительства. В частности, при таких конструктивных решениях сохраняется возможность осуществления строительства индустриальными методами, и при этом обеспечивается относительно простое устройство стыков и узлов сопряжения путем устройства шпонок или выпусков арматуры, достигая тем самым неразрезности сборных элементов на промежуточных опорах и тем самым в значительной степени повышается жёсткость и общая пространственная устойчивость сооружения в целом. Сборная часть таких конструкций помимо обычного и предварительно напряжённого железобетона может проектироваться из стеклофибробетона [184] и других эффективных и сочетаемых с монолитным бетоном материалов.

Все более широкое применение сборно-монолитных и составных конструкций связано с реконструкцией и восстановлением зданий и сооружений, в процессе которых нередко возникает необходимость усиления несущих железобетонных элементов. В последние годы это направление в

строительстве становится одним из приоритетных в области применения железобетона. Соответственно развитием методов расчёта и проектирования железобетонных конструкций усиления занимались многие учёные и целые научные центры [3, 32, 53, 68, 89, 92, 121, 125 и др.].

Усиление железобетонных конструкций приводит к увеличению площади их сечения путем установки железобетонных, стальных или полимерных обойм; одно-, двух-, трехсторонним добетонированием с постановкой дополнительной рабочей арматуры или увеличением площади поперечного сечения стержней рабочей арматуры; изменением характера напряженного состояния в элементах конструкций путем установки дополнительной предварительно напряженной арматуры или специальных предварительно напряженных элементов или предварительно напряженных шарнирно-стержневых систем, а также созданием и фиксацией обратного выгиба и др.

В результате усиления железобетонных конструкций увеличивается полезная нагрузка на конструкции, либо устраняются дефекты и повреждения отдельных конструкций, возникающих при эксплуатации.

Наиболее распространенный способ усиления железобетонных конструкций наращиванием и подрачиванием сечений элементов базируется на разработанных принципах проектирования, изготовления и возведения сборно-монолитных конструкций [4, 19, 32, 84, 89, 119, 124, 125, 128]. Одним из неотъемлемых вопросов при реализации этих принципов является обеспечение надёжности соединения усиливаемых и новых элементов конструкций. Традиционно применяется несколько типов конструктивных решений, обеспечивающих совместную работу старого и нового бетонов [19, 42, 89, 125, 136]: во-первых, это сварные соединения устанавливаемой арматуры усиления и существующей рабочей арматуры усиливаемого элемента посредством арматурных коротышей, установленных с заданным шагом; во-вторых, устройством железобетонных шпонок в зонах контакта старого и нового бетона; в-третьих, оголением существующей рабочей

арматуры в усиливаемых конструкциях с последующим её замоноличиванием одновременно с конструкцией усиления. Применяются такие способы склеивания старого и нового железобетонных элементов. Клеевой способ соединения [19, 28, 89 и др.] наиболее часто применяется в случае усиления изгибаемых железобетонных стержневых элементов, балок и плит дополнительными стальными, углепластиковыми или стеклопластиковыми элементами.

При усилении путем устройства железобетонных обойм контакт старого и нового бетонов, как правило, оказывается наиболее жёстким вариантом их соединения [32, 89, 119, 125], поскольку к обычно принятым способам соединений (сварка, шпонки, одновременное замоноличивание арматуры) добавляется трение в зоне контакта от обжатия при твердении бетона обоймы.

Конструкции, образуемые в результате усиления или восстановления железобетонных изгибаемых балок и плит, являются, как правило, слоистыми или составными с недеформируемыми или податливыми швами сопряжения элементов [69, 89].

Анализ конструктивных особенностей и структуры сечений слоистых и составных железобетонных элементов показывает, что в местах соединений двух материалов происходит резкое изменение их характеристик и физико-механических свойств материалов. Это влечет за собой концентрацию напряженно – деформированного состояния в зонах контакта и приводит к нарушению совместности средних деформаций фибр, прилегающих к шву. Поэтому методы расчета, традиционно базирующиеся на гипотезе совместности деформаций старого и нового материалов [4, 19, 32, 115, 119, 124, 125 и др.], требуют анализа, уточнения и соответствующей корректировки. Исследования такого направления уже приводятся, в частности связанные с учетом податливости швов сдвига [68, 110], но здесь еще многое предстоит выполнить.

В итоге можно констатировать, что имеется достаточно представительный класс железобетонных обычных и усиленных конструкций, конструктивные решения которых выполняются таким образом, что их расчетная схема может быть отображена в виде составного стержня или балки с податливыми связями сдвига. Более того, использование в ряде случаев для этих конструкций расчетной схемы составного стержня позволит более полно и адекватно действительности прогнозировать их работу и оценивать особенности деформирования рассматриваемых конструкций с позиций предельных состояний обеих групп.

1.2. Экспериментальные исследования железобетонных составных конструкций

Проведенный анализ исследований, посвященных экспериментальной оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций, показал, что их условно можно разделить на две группы. К первой группе относятся работы [79, 89 и др.], в которых объектом опытов были изгибаемые балки и плиты составного сечения с монолитным абсолютно жестким швом контакта между элементами. Экспериментальные исследования второй группы [72, 73, 106, 127, 130, 131 и др.] стали выполняться в последние два десятилетия. Они посвящены выявлению различных особенностей напряженного и деформированного состояния составных железобетонных конструкций с податливыми швами контакта между элементами.

К экспериментальным исследованиям железобетонных составных конструкций первой группы с абсолютно жестким швом контакта между элементами относятся работы [111 и др.]. Эти экспериментальные исследования позволили установить устойчивые зависимости для деформаций волокон на различных уровнях по высоте сжатой зоны и показали, что эти волокна деформируются практически по линейному

закону. Это в очередной раз подтверждает базовые положения теории проф. В.И. Мурашева, заключающиеся в подобии экспериментальной эпюры деформации (напряжений) при изгибе с кривыми «напряжения-деформации» при сжатии бетонных призм.

В.В. Михайловым выполнен комплекс исследований, направленных на изучение совместной работы предварительно напряженных элементов из монолитного железобетона. Были испытаны крупногабаритные сборно-монолитные модели конструкций, имеющие разные по размеру тавровые сечения, армированные предварительно напряженными элементами. Установлено, что при обеспечении сцепления между арматурой и бетоном прочность изгибаемых конструкций определяется прочностью монолитного контакта между двумя бетонами.

В НИИ железобетона проводились исследования по оценке влияния на прочность сборно-монолитных балочных конструкций предварительного нагружения сборного элемента и характера деформации его сжатой зоны, когда эти зоны частично или полностью включены в сжатую зону сечения конструкции. Все балки имели вертикальные плоскости сопряжения сборного и монолитного бетона. Перед бетонированием конструкции сборных элементов выдерживались под нагрузкой. Испытаниями установлено, что нагружение сборных элементов до укладки монолитного бетона не изменяет прочности изготовленной сборно-монолитной конструкции. Авторы это объясняют тем, что в процессе нагружения происходит рост напряжений в монолитном бетоне и уменьшение напряжений в сборном элементе, когда этот элемент достигает предела прочности. Опытами установлено также, что расчетная прочность бетона сборного элемента, входящего в сжатую зону сборно-монолитного сечения, должна быть не выше класса В35.

К характерным представителям экспериментальных исследований составных железобетонных конструкций первой и второй группы являются работы Кузьмичёва А. Е. [79 и др.]. В рассматриваемой публикации автором

приведены результаты испытаний двухслойных двутавровых балок, целью которых было определение прочности на сдвиг шва контакта между ненапряженными монолитными и сборными предварительно напряжёнными элементами. Испытаниями установлено, что увеличение класса бетона сборного элемента практически не сказывается на величине прочности шва контакта. Однако, даже минимальное увеличение интенсивности поперечного армирования значительно увеличивает его прочность на сдвиг. В выводах автором даны рекомендации о том, что при проектировании таких конструкций необходимо выполнять проверку прочности шва на сдвиг по эмпирическим формулам, рекомендованным по результатам испытаний.

Интересны результаты испытаний, проведенные Сунгатулиным Я. Г. [136] для оценки деформаций монолитного бетона сборно-монолитных балок комплексного сечения в момент образования трещин. Экспериментально измеренные деформации бетона в зоне контакта оказались в шесть раз больше предельной растяжимости бетона. Установлено, что в момент образования трещин в балках развивались пластические деформации в бетоне сжатой зоне, которые затем были обнаружены при разгрузке. При этом смещение нейтральной оси, несмотря на значительные деформации, не наблюдалось. Полученные в опытах значения усилий трещинообразования в сборно-монолитных элементах превышало теоретические значения, рассчитанные по нормам без учета работы монолитного бетона на 19...24, а при расчете с учетом его работы на 11%.

В известных работах В. Г. Савченко-Бельского, опубликованных еще в 80-е годы, были проанализированы причины разрушения преднапряженных сборно-монолитных конструкций от среза по контакту шва и способы повышения прочности зоны контакта. Для оценки прочности балки, в качестве расчетной модели, исходя из полученной в опытах картины трещинообразования, принята арка с затяжкой с сечением сборного элемента. Установлено, что деформации бетона замоноличивания в растянутой зоне конструкции на уровне поверхности в момент

предшествующий образованию трещин составляли $25 \dots 35 \cdot 10^{-5}$, что значительно выше предельных для рассматриваемого бетона. Согласно этим исследованиям, расчет по трещиностойкости сборно-монолитных конструкций необходимо вести с учетом монолитного бетона растянутой зоны, так как трещины в монолитном бетоне образуются только после их появления в сборном элементе.

Полученные в исследованиях Котлова опытным путем трещины в предварительно напряженных железобетонных элементах образовывались при нагрузках, превышающих рассчитанные по нормативной методике на 5–85%. Возникли они вначале на продолжении линии шва контакта, и затем развивались по длине конструкции с шагом в 40-100мм. Исходя из этого в работе [119] рекомендовано прочность монолитного бетона по шву контакта, в зависимости от способа обработки контактов, принимать с понижающим коэффициентом $K = 0.4 \dots 1$. Отмечается также, что расчетная величина нагрузки трещинообразования отличалась от опытной в пределах -35,7 - +42,9% для монолитного бетона и 2,4 - 33,7% - в преднапряженных сборных элементах.

В контексте рассматриваемых исследований представляет интерес анализ опытных данных УралНИИСтройпроекта, полученных под руководством А.Б. Гольшева [115]. Этими исследованиями установлено, что усадка бетона оказывает весьма значительное влияние на деформирование сборно-монолитных конструкций в процессе их эксплуатации. Было доказано, что трещиностойкость железобетонных конструкций, армированных предварительно напряженными досками и брусками, повысилась из-за усадки бетона на 20...25%. В то же время трещиностойкость конструкций со сборными элементами, составляющими значительную часть поперечного сечения, снизилась от усадки бетона на 20% и более по сравнению с расчетным значением. По результатам этих

исследований было рекомендовано при расчете учитывать действительные краевые сжимающие напряжения в бетоне сборного элемента.

Достаточно оригинальными можно считать экспериментальные исследования, выполненные А.Е. Ждановым [49]. В этой работе приведены результаты испытаний двух пролётных неразрезных сборно-монолитных железобетонных балок не только на силовые, но и на деформационные воздействия. Силовое нагружение при испытаниях осуществлялось двумя сосредоточенными силами в пролётах балки. В качестве деформационного воздействия была принята осадка крайней опоры на заданную величину. В процессе по результатам испытаний были получены разрушающие нагрузки и построены диаграммы “момент - кривизна” для наиболее характерных расчётных сечений составных конструкций. Проанализировано также влияние осадки одной из крайних опор балки на характер и величины перераспределение усилий в элементах неразрезной конструкции.

1.3. Разработка расчетных моделей конструкций составного сечения

Совместной работой двух или нескольких бетонов с различными прочностными и деформативными свойствами определяется ряд достаточно специфических задач проектирования конструкций такого класса. К таким задачам относятся: обеспечение прочности контакта двух бетонов; учет различий в деформациях от ползучести и усадки сборного и монолитного бетонов, а также их физико-механических механических характеристик; учет влияния предварительного нагружения и режимов нагружения сборного элемента на трещиностойкость и деформативность всей конструкции; учет перераспределения усилий между сборной и монолитным частями сечения конструкции, между бетонами и арматурой.

Решению этих задач посвящено достаточно значительное число исследований. Так в работах [115, 143, 171] рассмотрены вопросы прочности

контакта между сборным и монолитным бетонами. В работах [115 и др.] рассмотрены вопросы прочности по нормальным и наклонным сечениям сборно-монолитных конструкций, а также вопросы их трещиностойкости. Изучению влияния длительных процессов на напряженно-деформированное состояние сборно-монолитных конструкций посвящены работы [115, 168].

На новой теоретико-методологической основе в последние годы [1, 52, 53, 63, 140, 149] проведены исследования по разработке и совершенствованию деформационных расчётных моделей железобетонных конструкций, главным инструментом которых стали диаграммы состояний бетона и арматуры на всех стадиях деформирования, включая разрушение. Развитие этих исследований шло по двум методологическим направлениям.

К первому можно отнести модели, в которых на основе использования действительных диаграмм состояния материалов анализируется напряженное состояние бетона и стали в точке. Физические уравнения для характерного элемента в этом случае строятся, исходя из совместности деформирования бетона и стали.

Второе направление включает, так называемые, макроструктурные деформационные модели, основателем которых в области теории железобетона является Мурашев В.И. [102]. Предложенная им макроструктурная модель дает возможность интегрально усреднить значения деформаций арматуры и бетона на характерной зоне балки с помощью коэффициента усреднения ψ_s . Этот коэффициент вычисляется по эмпирическим зависимостям, и он учитывает такие важные факторы, как работа растянутого бетона между трещинами, перераспределение напряжений между арматурой и бетоном, переменность высоты сжатой зоны и неравномерность распределения напряжений в бетоне.

Модель Мурашева В.И. получила наиболее широкое распространение в научных исследованиях железобетона и практике проектирования железобетонных конструкций. С очень небольшими изменениями и

дополнениями эта модель включена в актуализированные в настоящее время нормы [21].

Труды многих российских и зарубежных ученых посвящены обобщению и развитию этой модели (В.М. Бондаренко, В.Н. Байков, [25, 26], В.Я. Бачинский, А.Б. Голышев [37], Л.Л. Лемыш, Ю.П. Гуша [43], А.С. Залесов, Е.А. Чистяков [53], Н.И. Карпенко, О.Ф. Ильин [63], Р.Л. Маилян, В.П. Чайка, В.М. Митасов [149, 150], М. Тихий [188] и др.)

Анализируя эти работы можно отметить предложенную А.Б. Голышевым и В.Я. Бачинским [37] модель квазисплошного тела. Согласно этой модели бетон до и после трещинообразования рассматривается с единых методологических позиций как сплошное однородное тело. Это позволяет устранить разрывность функции жесткости на всех уровнях нагружения. Авторами вводится некоторое усредненное расчетное сечение на участке между трещинами с линейным законом распределения деформаций в сечении элемента. Развитие и раскрытие трещин, нарушение совместности работы бетона и арматуры моделируется снижением напряжений в растянутой зоне бетона с помощью обобщенного коэффициента ψ_R . Связь между этим коэффициентом и отношением усилия трещинообразования к его уровневому значению получается из анализа напряженно-деформированного состояния всего блока в целом. Близкий подход предложен в настоящее время также в работах [49, 117].

Известен ряд других предложений по аналитическому описанию нелинейной работы бетона сжатой зоны [63, 92, 150, 187]. Так, например, для использования в расчётах диаграмм σ , так называемой, ниспадающей ветвью нередко используются зависимости в виде степенных полиномов следующего вида

$$\sigma_b = R_b \sum_{k=1}^n a_k \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^k, \quad (1.1)$$

где a_k – некоторые определяемые эмпирически коэффициенты.

Большой вклад в создание диаграммного подхода к деформированию бетона и железобетона сделан в работах Н.И. Карпенко, С.Н. Карпенко [62–64].

В Европейских нормах [166] зависимость «напряжение-деформация» представлена в виде дробно-рациональной функции. Помимо этой криволинейной диаграммы европейские стандарты разрешают также использовать и более простые нелинейные диаграммы без ниспадающих участков, а имеющих лишь ограниченные площадки текучести.

В работе [115] рассмотрен вариант деформационной зависимости для бетона под нагрузкой в виде ломаной линии, проходящей через три характерные точки. Первая точка показывает нижнюю границу микротрещинообразования по Бергу [20], в которой при небольших уровнях напряжений деформации почти линейные. Вторая точка соответствует уровню напряжений в бетоне R_b , при котором деформации ε_R практически одинаковы для всех классов бетона и равны 0,002. Третьей характерной точкой является точка, соответствующая деформациям предельной сжимаемости. $\varepsilon_{b,u}$. Таким образом, действительная криволинейная диаграмма бетона аппроксимирована на ломанной линией, у которой нисходящий участок заменен горизонтальным.

В СП 52-101-03 [22], актуализированном в 2012 году, также рекомендованы к практическому применению две идеализированные диаграммы “ $\sigma_b \sim \varepsilon_b$ ”, ранее принятые в Еврокод-2.

Теоретические исследования составных железобетонных конструкций также можно условно разделить на два направления. К первому относятся исследования [46, 128, 136, 178, 184, 191 и др.], в которых объектом опытов были изгибаемые балки и плиты составного сечения с жёстким сопряжением элементов между собой.

Ко второй группе относятся работы [5, 28, 110, 151 и др.], в которых исследовались различные особенности напряженно-деформированного

состояния составных железобетонных конструкций при учете податливости швов контакта.

Так, в работе А.Е. Жданова [49] для оценки несущей способности конструкций рассматриваемого типа с недеформируемым швом контакта между элементами предложена методика, построенная на деформационной физической модели [37] и записанного применительно к исследуемой конструкции уравнения трёх кривизн [49].

Известные методы расчета составных железобетонных конструкций базируются на общих положениях механики твердого деформируемого тела и общих закономерностях деформирования составных конструкций [122]. В качестве исходных соотношений чаще всего применяется теория составных стержней в форме метода сил, предложенная А.Р. Ржаницыным [122]. В соответствии с этой теорией для каждого элемента, входящего в составной стержень, сохраняется гипотеза плоских сечений. Материал элементов составного стержня, так же как и связей, подчиняется закону Гука до определенного предела, после которого в элементах возникают пластические деформации.

При расчете сохраняется принцип независимости действия сил. Дискретные связи шва контакта считаются непрерывно распределенными, а в шве возможен условный сосредоточенный сдвиг.

Теоретически исследования в этом направлении, выполненные за рубежом, в том числе во Франции, Англии, Германии, США, Японии, Чехословакии, Румынии [159, 190 и др.] чаще всего базировались на хорошо разработанных численных методах с привлечением стандартных вычислительных комплексов.

В многочисленных «Методических указаниях...» [92 и др.] и «Рекомендациях...» [119], составленных по результатам этих и других исследований, указывается на целесообразность проводить расчеты

составных конструкций без разгрузки или с частичной (неполной) разгрузкой.

Обобщая известные литературные источники по исследуемой проблеме, можно отметить, что все существующие сегодня предложения по расчету составных железобетонных конструкций условно можно разделить на следующие три группы:

- когда способ усиления под нагрузкой и влияния предыстории нагружения конструкции до усиления на свойства усиленной конструкции полностью игнорируется;

- когда учет особенностей и режимов усиления под нагрузкой производится с помощью экспериментально установленных коэффициентов условий работы [21, 22];

- когда максимально учитывается история загрузения и нелинейность деформирования усиливаемых и усиленных конструкций.

Интерес в том направлении представляют работы Р. С. Санжаровского, С. Т. Захарова [125], Д.О. Астафьева [3], Н. М. Онуфриев, А. И. Попеско и Н. М.Сняткова [113], в которых теория расчета усиливаемых конструкций строится с учетом предыстории нагружения, нелинейности и условий эксплуатации.

Принятая в действующих нормах [21, 22] предпосылка о том, что усиленная конструкция работает как одно целое, не всегда справедлива. Например, в случае устройства при усилении обойм нагрузка на конструкцию усиления передается от усиливаемого элемента через силы сцепления старого и нового бетонов. В этом случае эффективность работы конструкции усиления в значительной степени будет зависеть от качества подготовки поверхности усиливаемого элемента и от ряда других факторов. Неоднозначен и вывод о том, что продольная арматура усиления, особенно, если она не приварена к арматуре усиливаемой конструкции, может достигать в предельном состоянии расчетного сопротивления. В этой связи в

работе Р.С. Санжаровским и С.В. Бондаренко [32] сделан глубокий анализ методов расчета железобетонных усиливаемых конструкций, в том числе, усиливаемых под нагрузкой. При этом большое внимание уделено устойчивости внецентренно сжатых элементов, а также усилению конструкций путем изменения их первоначальных граничных условий. В этой работе приведены теория и алгоритмы, учитывающие предысторию и режимы нагружения, нелинейный характер деформирования.

Известен ряд работ, например, [128], в которых предложена итерационная методика расчета статически неопределимых железобетонных стержневых конструкций, усиленных с помощью постановки дополнительных опор и предварительно-напряженных элементов. Для решения задачи в геометрически линейной постановке без учета деформированной схемы применен способ итерационного уточнения жесткостей элементов для выбранных расчетных сечений. Раскрытие внутренней статической неопределимости в сечении железобетонного элемента выполняется с использованием нелинейных диаграмм работы бетона и арматуры. Предыстория загрузки практически не учитывается

1.4. Деформационные физические и расчетные модели жесткости железобетонных конструкций с трещинами

Жесткость железобетонных конструкций тесно связана с работами В. И. Мурашева и с рассмотренным в п. 1.4 [33] коэффициентом ψ_s , учитывающим работу растянутого бетона между трещинами.

Коротко основные предпосылки метода В. И. Мурашева [102] сводятся к следующему: 1) изгибаемые железобетонные элементы при эксплуатационных нагрузках работают с трещинами в растянутой зоне; 2) бетон рассматривается как упругопластический материал; 3) учитывается

работа бетона в растянутой зоне между трещинами; 4) для средних деформаций арматуры и бетона принимается гипотеза плоских сечений.

В. И. Мурашев впервые выявил значительное влияние трещинообразования на жесткость железобетонного элемента и впервые объединил воедино эти два ключевых вопроса, создав тем самым общую теорию жесткости и трещиностойкости железобетона.

Приняв названные предпосылки, В. И. Мурашев ввел понятие средней кривизны оси изгибаемого элемента и записал для нее следующее выражение:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_{sm}}{h_0 - x_m} = \frac{\varepsilon_{bm}}{x_m} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}}{h_0}, \quad (1.2)$$

где ε_{sm} и ε_{bm} — относительные средние деформации соответственно растянутой арматуры и сжатой зоны бетона; x_m — средняя высота бетона сжатой зоны.

В. И. Мурашевым впервые введено понятие о условном среднем модуле деформаций арматуры в бетоне E_{sm} :

$$E_{sm} = \frac{E_s}{\psi_s}, \quad (1.3)$$

а также о модуле упруго-пластичности сжатого бетона E_{bm} :

$$E_{bm} = \nu E_b, \quad (1.4)$$

где ν — коэффициент, упруго-пластичности бетона, представляющий собой отношение упругих к полным деформациям бетона.

Исходя из этих нововведений после соответствующих преобразований уравнения (1.2) получено следующее выражение для определения жесткости железобетонного изгибаемого элемента:

$$B = \frac{E_s}{\psi_s} A_s (h_0 - x_m)(h_0 - 0,5x_m). \quad (1.5)$$

По результатам дальнейших исследований рядом ученых были высказаны отдельные критические замечания по теории В.И. Мурашева. Так, например, наибольшую критику вызвала гипотеза о фиксированном уровне

трещинообразования, которая в целом ряде экспериментов не нашла соответствующего подтверждения [35, 73, 74, 142 и др.].

Еще одно положение теории, подвергшееся большой критике и, — это неучет деформирования растянутого бетона над трещиной. Углубленно исследуя этот вопрос, Я. М. Немировский вначале теоретически, а затем подтвердил и экспериментально показал, что на начальных стадиях трещинообразования растянутый бетон над трещиной может воспринимать значительную часть усилия растяжения. Учет этого фактора позволяет более полно и физически обосновано математически описать процесс трещинообразования.

В дальнейшем исследованиями А. А. Гвоздева, который в целом сохранил базовые положения метода В. И. Мурашева, получил общую формулу для кривизн железобетонных элементов с различными видами напряженного состояния. При этом уместно заметить, что роль и значение ключевого параметра ψ_s в формулах А. А. Гвоздева и В. И. Мурашева не одинаковы. У Мурашева параметр жесткости напрямую зависит от ψ_s , и погрешность при его расчете приводит к такой же ошибке в оценке жесткости. У Гвоздева параметр ψ_s оказывает влияние лишь на значения средних деформаций растянутой арматуры.

Несколько иной подход к определению деформативности железобетонных конструкций с ориентацией на компьютерные технологии расчета предложен в работе [57]. В этой работе для расчетного сечения железобетонного стержня предложено использовать эпюру относительных удлинений после $m - 1$ -го этапа расчета путем суммирования этих эпюр на каждом этапе нагружения. Затем, расчетное сечение разбивается по его высоте на конечное число участков, и для каждого из них принимается постоянное значение относительного удлинения. Используя зависимость $\sigma - \varepsilon$ для бетона и арматуры, строится ступенчатая эпюра касательных модулей деформаций для обоих материалов, и на основании этих эпюр

находятся центр тяжести сечения и значение жесткостей на m -том этапе силового нагружения. Работа растянутого бетона между трещинами учитывается осреднением расчетов с различными диаграммами материалов для растянутого бетона.

Интерес представляет метод, представленный в работе [152], где предложено изменение жесткости по длине стержня описывать тригонометрической функцией. Способ базируется на использовании интегрального модуля В. М. Бондаренко [26]. Тем не менее, не учитывается влияния взаимного смещения бетона и арматуры. Это же замечание можно сделать и по работе [57].

Известно, что в теории железобетона довольно широкий круг задач решается использованием линейного закона распределения деформаций по высоте расчетного сечения [92 и др.]. В то же время, как замечено в работах [63 и др.], такой подход не охватывает расчетов, связанных с косыми трещинами, сцеплением бетона с арматурой, где нельзя не рассматривать элемент в целом. Поэтому далее кратко остановимся на анализе таких задач.

Исторически сложилось так, что методика НИИЖБ [53, 54], базирующаяся на использовании метода предельного равновесия давала заметные преимущества перед другими существующими методами. В этой методике, исходя из двух возможных схем разрушения, принимались два соответствующих им условия статики. В частности, для вычисления предельных усилий в бетоне (Q_6) принимался установленный экспериментально критерий прочности. Недостатком этой методики является принятый в ней прием о независимости расчетов по моменту и поперечной силе. Не подтверждена экспериментально и предпосылка о том, что к моменту исчерпания несущей способности элемента по косой трещине сопротивление в сжатом бетоне и растянутой арматуре достигают предельных величин. В этой связи, в экспериментальных исследованиях последнего времени появилась тенденция к изучению каждого из факторов в отдельности. К таким факторам относят: схемы загрузки, соотношение

значений момента и поперечной силы, прочность бетона при сжатии, интенсивность продольного и поперечного армирования, формы и размеры расчетного сечения и ряд других.

Не до конца исследован и вопрос о достижении текучести в поперечной арматуре по всей длине образующейся критической наклонной трещины при всем разнообразии схем разрушения.

Обозначенные задачи решались в исследованиях многих ученых. Так, например, интересный вариант оценки силового сопротивления железобетонных элементов перерезывающим силам предложен в известных исследованиях Кани. Представленная им «рациональная теория» для назначения поперечного армирования базируется на анализе траекторий главных напряжений в изгибаемом элементе. Исследуемая конструкция траекториями наклонных трещин условно разделяется на несколько арок (рис. 1.1 а), из которых внешняя арка опирается на опоры балки, а для внутренних арок опорами является поперечная арматура, заанкеренная в сжатом бетоне внешней арки. Согласно такой расчетной схеме напряжения в поперечной арматуре находятся из опорных реакций внутренних арок. Анализируя и сопоставляя расчеты Кани с опытными данными (рис. 1.1 б) можно видеть, что его теория ограничивает область снижения относительной прочности элементов по наклонным сечениям.

Слабым звеном теории Кани можно считать достаточно условное моделирование работы бетона в конце критической наклонной трещины. В подтверждение этого можно привести, например, данные специальных экспериментальных исследований М. Лоренсен, В. П. Митрофанов [96] и др., испытавших клиновидные элементы, имитирующие верхний блок балки, над наклонной трещиной. Этими исследованиями было установлено наличие устойчивой функциональной связи между несущей способностью и характером разрушения балки в зависимости от угла наклона клина, т. е. угла наклона трещины.

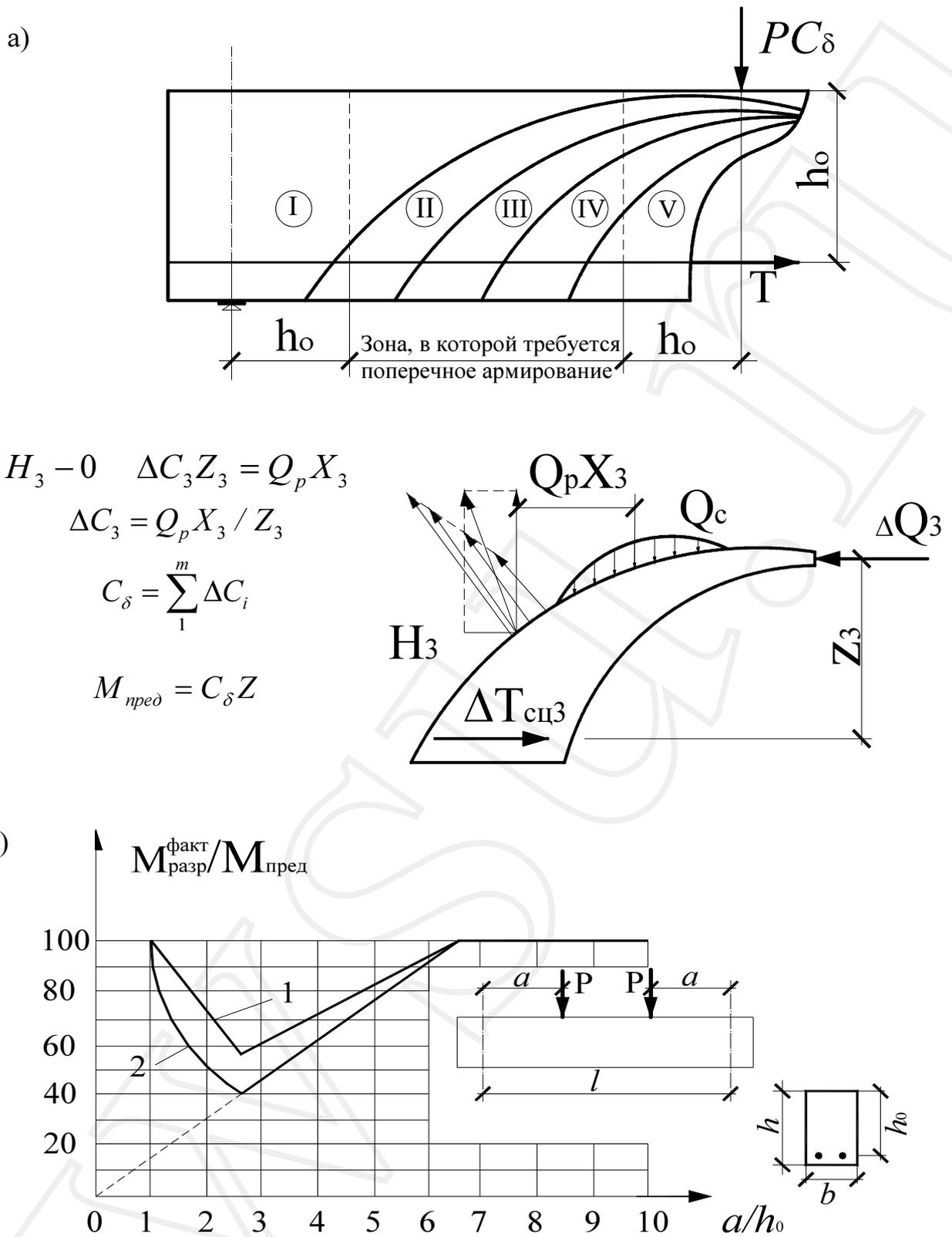


Рис. 1.1. Расчетная модель теории Кани (а) и график зависимости прочности балки без поперечных стрешней от величины пролета среза (б): 1 – экспериментальная; 2 – теоретическая по [142].

Весьма убедителен и вывод В.П. Митрофанова о том, что разрушение бетона над наклонной трещиной происходит после проявления в нем больших пластических деформаций. Он полностью подтверждается экспериментальными данными многих авторов. Предложенная же им теория зацепления [99] в какой-то мере компенсирует отсутствие на сегодня физического обоснования невязки в условиях равновесия при использовании блочных моделей.

Исследованиями последних лет [51, 53–56 и др.] по более детальному изучению физических явлений в зонах наклонных трещин разработан более совершенный по сравнению со всеми рассмотренными выше методами расчета прочности по наклонным сечениям, поскольку он уже учитывает совместное действие момента и поперечной силы, и в нем используется более строгий критерий прочности при плоском напряженном состоянии. Расчетные зависимости для определения предельных значений изгибающего момента и поперечной силы записываются из условий статики для верхнего и нижнего блоков. Анализ полученных на такой основе уравнений [53] показал, что условия равновесия продольных и поперечных сил не соблюдаются, и невязка существенно превышает допустимые погрешности в инженерных расчетах. Для объяснения этой невязки, по-видимому, следует идти по пути поиска неучитываемых факторов, и, прежде всего, связанных с напряженно-деформированным состоянием арматуры, пересекаемой наклонной трещиной, и бетона над вершиной этой трещины. И такие предложения уже реализуются, например [27], хотя можно заметить, что назначенные эпюры нормальных и касательных напряжений с пока неизвестными коэффициентами их наполнения не отражают действительное напряженное состояние в этой зоне.

Анализ литературных источников по рассматриваемой проблеме позволяет также отметить, что дальнейшее развитие теории прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям и жесткости с учетом наклонных трещин и, соответственно, поиск новых моделей все чаще происходит в направлении более углубленного исследования физических

явлений в трещинообразовании и разрушении элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы. Несложно видеть, что на участках наклонных трещин для оценки жесткости железобетонных элементов возникает необходимость учета деформаций сдвига. Опытные данные свидетельствуют о том, что при наличии одновременно нормальных и наклонных трещин рост угловых деформаций в результате их образования пропорционален росту кривизны.

Деформация сдвига при наличии трещин определяется по формуле:

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy} \varphi_{b2}}{G} \varphi_{crc} \quad (1.6)$$

Здесь φ_{crc} – параметр, вычисляемый в зависимости от наличия только наклонных к продольной оси элемента трещин; наличия только нормальных или наличия нормальных и наклонных к продольной оси элемента трещин; τ_{xy} – касательные напряжения, определяемые по известной формуле сопротивления как для приведенного сечения; φ_{b2} — коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести.

Таким образом, значение деформаций сдвига γ_{xy} на участке с трещинами определяется приближенно, с привлечением ряда эмпирических коэффициентов.

По-видимому, одной из первых попыток теоретического решения такой задачи была предпринята в исследовании [94]. В его основу была положена расчетная модель в виде (рис. 1.2), аналогичная модели Кани, однако внутренние усилия в арке находятся

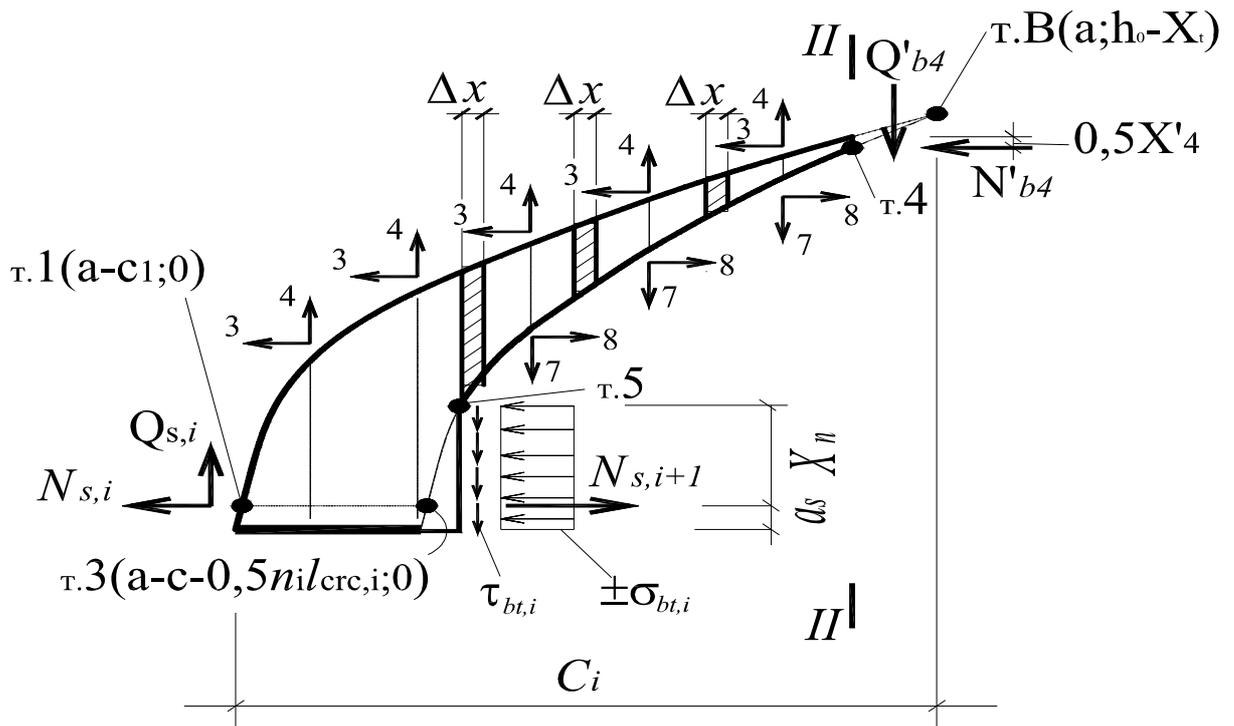


Рис. 1.2. Расчетная схема арки, используемая при моделировании наклонных трещин в пролете «среза»: 3, 4 – продольные и поперечные усилия в хомутах в опасной косой трещине; 7, 8 – то же, в смежной трещине из других условий, чем в модели Кани. При этом для нахождения жесткости железобетонных конструкций в зонах балки с наклонными трещинами используется схема единичной полосы (рис. 1.2).

Проведенный анализ используемых в нашей стране и зарубежом методов оценки силового сопротивления железобетонных элементов по наклонным сечениям показывает, что эти методы построены на эмпирической или полуэмпирической основе и не полностью учитывают многие важные факторы, определяющие деформирование и разрушение таких конструкций.

Успешное исследование напряженно-деформированного состояния в зонах трещин и анализ их влияния на жесткость железобетонных конструкций вряд ли возможно без четкой их классификации и, естественно, детального анализа схем образования и развития трещин.

Исследованиями, приведенными в работе [37] дана классификация трещин, в соответствии с которой в изгибаемых железобетонных элементах в

зависимости от силового воздействия образуются следующие три типа трещин (рис. 1.3):

- трещины, нормальные к продольной оси элемента и пересекающие продольную и поперечную арматуру; и образуются на участках, где $M \geq M_{crc}$, а $Q < Q_{crc}$;
- трещины, наклонные к продольной оси элемента, второго и третьего типа, которые образуются на участках, где $M < M_{crc}$ и $Q \geq Q_{crc}$;
- наклонные трещины первого типа, пересекающие поперечную арматуру и образующиеся на участках, где $M > M_{crc}$ и $Q > Q_{crc}$.

В критериях трещинообразования M_{crc} и Q_{crc} — момент и поперечная сила, соответствующие исчерпанию сопротивления поперечных сечений, образованию трещин, соответственно нормальных - со стороны растянутой грани, и наклонных - на уровне нейтральной оси; M и Q — максимальные значения момента и поперечной силы на рассматриваемом участке (см. рис. 1.3 б).

Приведенная классификация типов трещин позволяет выявить условия их образования, выделить по длине элемента участки, на которых образуются те или иные типы трещин, а главное, она вносит уточнения в постановку исследований и определение круга решаемых задач.

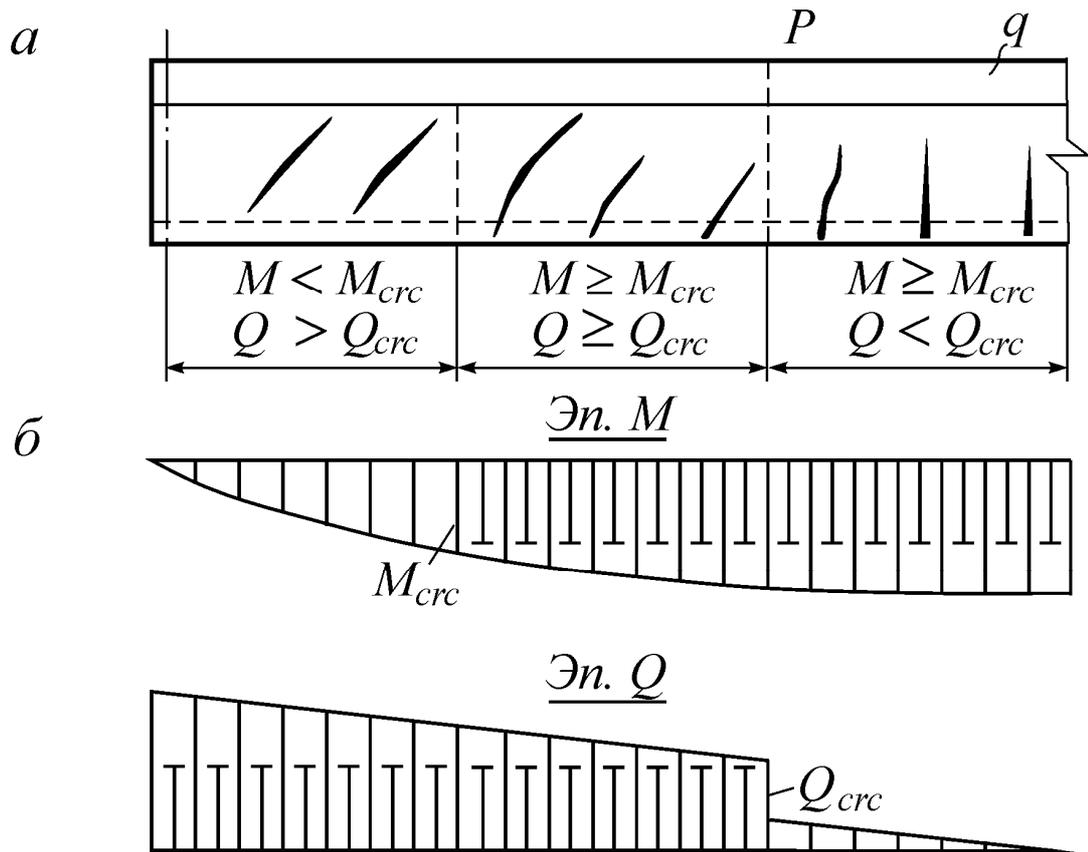


Рис. 1.3. К классификации трещин: *а* — граничные условия образования трещин; *б* — эпюры усилий в зоне трещин.

Определение усилий трещинообразования в растянутой зоне ненапряженных конструкций производится чаще всего по методу ядровых моментов. Метод относительно прост и дает погрешность не более 5% по сравнению с более точными методами расчета. Следует также обратить внимание на то, что применение метода расчета трещиностойкости для железобетонных конструкций одного типа, например, для ненапряженных конструкций, для конструкций другого типа, например, составных, не всегда оправдан с точки зрения получаемых результатов.

О предложениях по определению расстояния между трещинами.

Уже отмечалось, что в процессе трещинообразования длина отдельных блоков, на которые трещинами делится элемент, дискретно-переменна и зависит от ряда факторов. К ним относятся напряжения в арматуре, ее геометрические характеристики и процент армирования, прочность бетона на

растяжение, характер напряженного состояния в околоарматурно зоне и другие. Согласно теории В. И. Мурашева, расстояние между трещинами (l_{crc}) определяется из условия, по которому разность усилий в арматуре в сечении с трещиной, при напряжениях равных $\sigma_{s,crc}$ и в сечении между трещинами при напряжениях $2\alpha_s R_{bt}$ должна уравниваться на длине l_{crc} напряжениями сцепления между арматурой и бетоном (τ)

$$A_s \sigma_{s,crc} - 2\alpha_s R_{bt} A_s = \omega \cdot \tau \cdot P_s l_{crc}, \quad (1.7)$$

Анализируя эту зависимость, Я.М. Немировский считал [106], она должна отражать изменение l_{crc} в процессе нагружения конструкции. Но без завершения разработки теории сцепления точное определение правой части формулы (1.7) не возможно. В итоге автор [106] рекомендовал пользоваться графиками, построенными по опытным данным.

Исследователи, давая общую оценку теории трещинообразования В. И. Мурашева [102], наиболее существенным ее недостатком считают допущения об одновременном образовании всех трещин, что в опытах никогда не наблюдается. При этом, анализируя формулу (1.7), Я. М. Немировский [106] и Г. А. Молодченко считали, что она оценивает расстояние между трещинами лишь в момент образования первых трещин. В то же время, например, В. А. Никитин и Г. И. Пирожков [107] полагают, что эта же формула справедлива для стадии стабилизации расстояния между трещинами.

Накопленные в последующем экспериментальные данные показывают, что расстояние между трещинами (l_{crc}) пропорционально отношению площади бетона (A_b) к периметру рабочей арматуры (S), модулю упругости арматуры. Важным параметром, влияющим на значение l_{crc} , является также и толщина защитного слоя. Такие параметры, как процент армирования, диаметр арматуры, шаг поперечных стержней слабо влияют на величину l_{crc} .

В заключение этого анализа уместно напомнить, что все эмпирические зависимости кроме недостатков, присущих той или иной формуле,

содержащей эти зависимости, имеют один общий недостаток, вытекающий из их эмпирического характера – ограниченная область их применения.

Имеются принципиально другие подходы. Так, в предложении О. Я. Берга для определения расстояния между трещинами при напряжениях в арматуре (100... 150) МПа можно использовать следующую формулу:

$$l_{crc} = K_r \cdot \sqrt{R_r}, \quad (1.8)$$

В этой формуле развитие трещин определяется значением радиуса армирования рассматриваемой площади поперечного сечения железобетонного элемента независимо от напряженного состояния. Допускается образование в бетоне новых трещин. Однако, не располагая надежными экспериментальными данными о закономерностях сцепления арматуры с бетоном, Бергом предложено определять l_{crc} площадью растянутого бетона, ограниченного внешним контуром сечения и величиной радиуса взаимодействия ($r=bd$), количеством и диаметром рабочих стержней арматуры.

В некоторых работах [142, 153] для определения расстояния между трещинами использовано условие равенства нулю напряжений сцепления арматуры с бетоном при $x = 0.5l_{crc}$. При этом для определения l_{crc} в работе [142] предложена специальная таблица для вычисления l_{crc} , а в работе [153] – функциональная зависимость. Однако при получении такой функции $f(x)$ допущена неточность, в результате чего при определении l_{crc} его значение может составить ∞ . В качестве критерия трещиностойкости в работе [142] принято условие:

$$\varepsilon_{bt}(1/2) \leq \varepsilon_{btm}. \quad (1.9)$$

А определение расстояния между трещинами предложено выполнять по формуле:

$$l_{crc} = \frac{2A_s E_s}{P_s G_s (1 + \alpha_s \mu_s)} 1_n \left\{ 1 + \frac{[(1 + \lambda_{bt,u}) \alpha_s (\mu + 1)] R_{bt} + \omega(x)}{(1 - \theta) \sigma_{so} \mu_s} \right\}, \quad (1.10)$$

где θ – экспериментально определяемый коэффициент пропорциональности.

Уместно также заметить, что в новых нормативных документах России и Белоруссии рассматриваемый параметр - расстояние между трещинами в явном виде из-за сложностей его математического описания пока не используется.

В оценке жесткости железобетонных элементов на участках с трещинами важное значение имеет и такой интегральный параметр, как **ширина раскрытия трещин.**

В настоящее время известен ряд предложений к определению этого параметра, которые можно определить в следующие группы. К первой группе относятся предложения [102, 107], в которых ширина раскрытия трещин (a_{crc}) определяется из условия, при котором удлинение растянутого бетона по оси арматуры плюс раскрытие самой трещины равняется удлинению арматуры на участке между двумя трещинами:

$$\varepsilon_{sm} l_{crc} = \varepsilon_{bt,m} l_{crc} + a_{crc}. \quad (1.11)$$

Или,

$$a_{crc} = (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{bt,m}) l_{crc}. \quad (1.12)$$

Здесь можно отметить и работы Я. М. Немировского, например, [106], в которых существенно уточнены формулы В. И. Мурашева и получены истинные по физическому смыслу, а не условные расчетные значения параметров трещинообразования.

На основании многочисленных экспериментальных исследований предложена и включена в нормы эмпирическая формула для определения ширины раскрытия нормальных трещин:

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d}, \quad (1.13)$$

где δ – коэффициент, учитывающий вид напряженного состояния; φ – коэффициент, учитывающий длительность нагрузки; η – коэффициент, учитывающий профиль арматуры.

Предложенная зависимость достаточно проста для практического пользования, однако она не учитывает влияния факторов ряда значимых параметров раскрытия трещин: характеристики сцепления арматуры с бетоном, удельную поверхность сцепления, специфику напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента, положение арматуры по высоте сечения и пр.

Еще более простые зависимости для определения ширины раскрытия трещин предложены в работах О. Я. Берга [20], а также американских специалистов М. Чи и А. Кирштейна [27]:

$$a_{crc} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi_s \sqrt{R_r(\beta)}, \quad (1.14)$$

где β — коэффициент, учитывающий сцепление арматуры с бетоном.

Здесь ширина раскрытия трещин линейно связана с напряжениями в арматуре, и зависит также от процента армирования сечения и диаметра арматуры.

Привлекательная сторона предложений по расчету этой группы — четкость исходных предпосылок и неординарность подхода. Общим же их недостатком можно считать то, что такие параметры, как радиус армирования и деформируемая растянутая площадь бетона, определяющие a_{crc} никак не увязаны с распределением сдвигающих напряжений по длине арматурного стержня. Область применения методов группы ограничивается в основном преднапряженными конструкциями.

В работах [34, 37, 153 и др.], раскрытие трещины предложено рассматривать как накопление относительных взаимных смещений бетона и арматуры на участке между трещинами (гипотеза Томаса):

$$a_{crc} = 2 \int_0^{0,5l_{crc}} \varepsilon_g(z) d(z), \quad (1.15)$$

где $\varepsilon_g(z)$ — относительные взаимные смещения бетона и арматуры вдоль оси арматуры в произвольном сечении z .

В последние два десятилетия гипотеза Томаса получила развитие в работах В. М. Бондаренко [32], А. Б. Голышева [37], В. И. Колчунова [73, 74], И. А. Яковенко [70, 71] и др., а также в исследованиях [92, 115, 120, 142]. Этими исследованиями решение задачи о ширине раскрытия трещин сведено к установлению связи между касательными напряжениями и деформациями взаимных смещений арматуры и бетона:

$$\tau_g(z) = G_s \varepsilon_g(z), \quad (1.16)$$

где G_s — модуль деформаций взаимного смещения арматуры и бетона.

Анализ этого уравнения показывает, что зависимость « $\tau_g(z)$ — $\varepsilon_g(z)$ » линейная и проходит через начало координат.

При расчете ширины раскрытия нормальных трещин внецентренно сжатых составных железобетонных конструкций в работе [37] рассматривается два случая:

Случай 1, когда в бетоне растянутой зоны конструкции при включении в работу бетона усиления, трещины не образуются. При этом после наращивания растянутой зоны конструкции ширина раскрытия трещин не должна превышать предельных значений.

Случай 2, когда в бетоне растянутой зоны конструкции при включении в работу бетона усиления образуются трещины. При этом полная ширина раскрытия трещин усиленной конструкции не должна превышать предельного значения.

Ширина раскрытия нормальных трещин, мм, для рассматриваемых конструкций определяется по формуле:

$$a_{cr} = a_{cr,1} \left(1 - \frac{\sigma_s - \sigma_{s1}}{\psi_{s1} \sigma_{s1}} \right), \quad (1.17)$$

где $a_{cr,1}$ – ширина раскрытия трещин к моменту набора бетоном усиления заданной прочности; σ_{s1} – напряжения в стержнях крайнего ряда арматуры или приращение напряжений от действия нагрузок в предварительно напряженных конструкциях, действующих до приобретения бетоном усиления проектной прочности; ψ_s – коэффициент, учитывающий работу растянутого бетона на участке между трещинами до приобретения нарастаемым бетоном заданной прочности.

Предложения по расчету жесткости железобетонных конструкций с учетом влияния сопротивления растянутой зоны бетона. Одним из наиболее распространенных способов учета влияния сопротивления растянутой зоны является предложение В. И. Мурашева [102], суть которого в том, что после появления трещин влияние растянутого бетона на жесткость железобетонных элементов учитывается интегрально введением так называемого коэффициента Мурашева ψ_s , определяемого в зависимости от уровня напряженного состояния сечения и модуля деформаций растянутой арматуры:

$$\psi_s = \frac{\varepsilon_{s,m}}{\varepsilon_s}, \quad (1.18)$$

где $\varepsilon_{s,m}$ – средние деформации растянутой арматуры между трещинами; ε_s – деформации арматуры в сечении с трещиной.

Обобщая понятия о коэффициенте ψ_s в работах В. М. Бондаренко [25, 27], получено аналитическое выражение для этого коэффициента:

$$\psi_s = a + b \left(\frac{M}{M_u} \right)^C, \quad (1.19)$$

где a , b и C – некоторые опытные параметры; M/M_u – уровень напряженного состояния сечения.

В целях методического единства на всем диапазоне силового нагружения автор вводит коэффициент ψ_S и до образования трещин. В этом случае значение ψ_0 , соответствующее нулевому уровню напряженного состояния, предложено вычислять по формуле:

$$\psi_0 = \frac{1}{(1 - E_{bo}I_{bt} / E_s I_s)}, \quad (1.20)$$

(где E_s и E_{bo} – начальные модули деформации бетона и арматурной стали; I_{bt} , I_{bo} и I_s – моменты инерции соответственно бетона растянутой и сжатой зон и растянутой арматуры относительно оси центра тяжести сечения. В. М. Бондаренко предложены такие варианты линеаризации кривой ψ_S в виде следующего двучлена первой степени

$$\psi_s = p + g \frac{M}{M_u}. \quad (1.21)$$

где p и g - параметры линеаризации - определяются из условий минимизации квадратичных отклонений по p и g во всем диапазоне действующих усилий.

Дальнейшее развитие исследований параметра ψ_S предложено в работах [17, 23]. Здесь предложен модернизированный вариант формул для его определения, в том числе, для расчета составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций и с учетом влияния параметров сцепления арматуры с бетоном:

$$\psi_s = \frac{\varepsilon_{s,m}}{\varepsilon_s} = \frac{2}{\varepsilon_s l_{crc}} \left(\int_0^{0,5l_{crc}-t_*} \varepsilon_s(x) dx + \frac{\varepsilon_{s,j} + \varepsilon_s}{2} t_* \right) \quad (1.22)$$

После интегрирования в формуле (1.22), получено:

$$\begin{aligned} \psi_S = & \frac{2 \cdot K \cdot B_3}{\varepsilon_S \cdot l_{crc} \cdot B} \cdot [1 - e^{-B \cdot (0,5l_{crc} - t_*)}] + \frac{2}{\varepsilon_S \cdot l_{crc}} \left(\varepsilon_S + \frac{\Delta T}{E_S A_S} - K \cdot B_3 \right) \cdot (0,5l_{crc} - t_*) + \\ & + \frac{\delta Q \cdot K}{\varepsilon_S \cdot l_{crc} \cdot B \cdot t_*} (0,5l_{crc} - t_*)^2 + \frac{2 \cdot \varepsilon_S \cdot E_S \cdot A_S + \Delta T}{\varepsilon_S \cdot l_{crc} \cdot E_S \cdot A_S} \cdot t_*. \end{aligned} \quad (1.23)$$

Завершая обзор-анализ исследований по оценки сопротивления растянутой зоны бетона, можно отметить еще один важный вопрос для оценки жесткости - явление раздвоения нейтральных осей деформации и нулевых осей напряжения, установленные В. М. Бондаренко [25–27], а также вопрос отнесения начала отсчета к центру тяжести приведенных сечений. Эти вопросы еще ожидают детальной проработки и всестороннего изучения.

В фундаментальном исследовании В. М. Бондаренко и В. И. Колчунова [27] обращено также внимание на важные эффекты в напряженно–деформированном состоянии, происходящие в железобетонных элементах при нарушении его сплошности, образовании и раскрытии трещин. Здесь предложен и в теории железобетона впервые введен двухконсольный элемент механики разрушения, который позволил найти функцию податливости элементов с трещинами из определения скорости высвобождения энергии. В то же время сдвигающее усилие ΔT , полученное из функционала механики разрушения, относительно громоздко для его практического использования. В этой связи за последнее время выполнены отдельные исследования, например [144, 145], направленные на упрощение таких расчетных зависимостей.

Данные приведенного обзора-анализа свидетельствуют о том, что дальнейшее совершенствование и развитие методов расчета все более широко применяемых железобетонных составных конструкций по деформациям на основе современных физических моделей с более полным учетом специальных свойств материалов и особенностей сложного деформируемого состояния является актуальным и имеет важное теоретическое и практическое значение. Развитию работ этого направления применительно к разработке расчетных моделей деформирования железобетонных составных конструкций работающих с наклонными трещинами и посвящена данная работа.

1.5. Выводы и постановка задач исследования

На основе изложенного в предыдущих подразделах настоящей главы диссертационной работы в рамках поставленной темы были сформулированы следующие **основные выводы и задачи исследований**:

1. Проведенный обзор-анализ исследований показал, что наиболее распространенные в практике строительства составные конструкции монтируются из отдельных сборных элементов, образующих основу сооружения, и затем замоноличиваются, превращаясь при этом в единое целое. В итоге они сочетают в себе отдельные положительные качества как сборного, так и монолитного железобетона, благодаря чему являются достаточно эффективными для современного строительства. При строительстве с применением таких конструкций сохраняется возможность вести строительство индустриальными методами, обеспечивается весьма простое устройство стыков и узлов сопряжения в виде выпусков арматуры или шпонок, обеспечивается неразрезность сборных элементов путём соответствующего их армирования на промежуточных опорах и тем самым в значительной степени увеличивается жёсткость и общая пространственная устойчивость всего сооружения в целом.

2. Обзором экспериментальных исследований составных железобетонных конструкций установлено, что их можно условно разделить на две группы. К первой относятся многочисленные работы, в которых объектом испытаний были изгибаемые плиты и балки составного сечения, рассматриваемые как конструкции с абсолютно жёстким швом сопряжения между отдельными элементами. В ряде случаев это может приводить к ощутимому расхождению результатов расчета и эксперимента.

Экспериментальные работы второй группы начали проводиться лишь в последние два десятилетия, и посвящены изучению различных аспектов напряженно-деформированного состояния трещинообразования и

разрушения железобетонных составных конструкций с податливыми швами сдвига.

Этими исследованиями установлено, что процессы деформирования, трещинообразования и определение действительного напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций достаточно сложны, а разработке методов расчета силового сопротивления железобетонных составных конструкций на всех этапах нагружения уделено недостаточное внимание.

3. Неоспоримой заслугой В. И. Мурашева является не только то, что он выявил существенное влияние образования трещин на жесткость железобетонного элемента, но и впервые связал эти два вопроса воедино и создал тем самым общую теорию жесткости и трещиностойкости железобетона. В то же время наибольшую критику вызывает принятое им допущение об одном фиксированном уровне трещинообразования, которое в целом ряде экспериментов не находит подтверждения. Второе важное положение его теории – неучет работы растянутого бетона над трещиной также стало подвергаться критике, хотя следует заметить, что в физике происходящего здесь явления остается много неясного. В связи с этим в последние годы в теории железобетона установлен новый эффект, связанный с нарушением его сплошности.

4. Тщательный анализ исследований по рассматриваемой проблеме позволяет отметить, что развитие теории сопротивления железобетонных элементов по наклонным сечениям и поиск соответствующих расчетных моделей происходит в направлении углубленного исследования природы и характера трещинообразования на участках совместного действия изгибающего момента и поперечной силы и, как следствие, разработки аналитического аппарата, основанного на оценке действительного напряженного и деформированного состояния бетона и арматуры на этих участках.

5. Очень мало исследований посвящено установлению и учету эффектов, возникающих в железобетонном элементе после нарушения его сплошности. В то же время, как показали эти исследования, учет эффекта нарушения сплошности бетона позволяет не только достичь заметного уточнения расчета железобетонных конструкций, но главное – объяснить физический смысл многих явлений, замеченных при проведении экспериментальных исследований.

На основе изложенного в настоящей работе поставлены следующие конкретные **задачи**:

– разработать расчетную модель деформирования железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин с учетом условных сосредоточенных сдвигов в шве между бетонами, учетом несовместности деформаций бетона и арматуры, а также эффекта нарушения сплошности бетона; направленную на повышение точности расчета по сравнению с существующими способами;

– разработать методику и провести экспериментальные исследования с целью обоснования расчетной модели деформирования железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин с целью определения основных параметров, связанных с прогибами, уровнями появления трещин и деформациями разных бетонов и арматуры.

– Провести анализ и проверку предлагаемого расчетного аппарата по уточненному определению прогибов составных железобетонных конструкциях, работающих на участках с наклонными трещинами.

– разработать алгоритм расчета и провести численные исследования оценки влияния основных расчетных параметров на прогибы, расстояние между трещинами и ширину их раскрытия при наличии наклонных трещин и выполнить сравнительную оценку и анализ предлагаемого расчетной модели путем сопоставления результатов расчетов с экспериментальными данными и нормативным способом расчета.

Таким образом, данные проведенного анализа свидетельствуют о том, что дальнейшее совершенствование методов расчета жесткости составных железобетонных конструкций с трещинами на основе развития физических моделей их сопротивления с учетом условных сосредоточенных сдвигов в шве между бетонами, несовместности деформаций бетона и арматуры и эффекта нарушения сплошности бетона является актуальным и имеет важное теоретическое и практическое значение.

РАЗДЕЛ 2.

РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ДЕФОРМИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ НАЛИЧИИ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН

Механика железобетона как несплошного материала после образования трещин основывается на необходимости построения новых уравнений трещинообразования, дополняющих статические, геометрические и физические уравнения механики твердого деформируемого тела. Важным при этом является также учет относительных взаимных смещений бетона и арматуры на участках между смежными трещинами, учет эффекта нарушения сплошности, построение расчетных моделей, предоставляющих возможность оценки жесткости железобетонных составных конструкций при наличии в них наклонных трещин. Такие модели на сегодняшний день, если не считать единичные работы, практически не разработаны.)

Накопленные эксперименты и проведенный расчётный анализ имеющихся опытных данных указывают на имеющиеся возможности построения расчетных моделей деформирования железобетонных составных конструкций с учетом наличия в них наклонных трещин и существенной корректировкой не только в количественной, но и в качественной картины их сопротивления.

2.1. Классификация наклонных трещин в пролете «среза» и формулирование рабочих предпосылок

Принимая во внимание предложенную в работах [27, 37, 58] классификация трещин (см. главу 1), при построении расчетной модели деформирования железобетонных составных конструкций при наличии в конструкциях наклонных трещин будем учитывать нормальные трещины и следующие три вида наклонных трещин:

- наклонные трещины к продольной оси элемента, пересекающие продольную и поперечную арматуру, прилегающие своей вершиной к сосредоточенной силе, которые и образуются на участках, где $Q \geq Q_{crc}$ и $M > M_{crc}$;

- наклонные трещины к продольной оси элемента, пересекающие только поперечную арматуру, которые образуются на участках, где $Q > Q_{crc}$ и $M < M_{crc}$.

- наклонные трещины к продольной оси элемента, пересекающие только поперечную арматуру, не прилегающие своей вершиной к сосредоточенной силе (могут выходить в любую точку верхней грани железобетонной стержневой конструкции), которые образуются на участках, где $Q > Q_{crc}$ и $M < M_{crc}$.

- третий вид наклонных трещин, развивается в приопорной части вдоль «сжатого столба» образующейся над трещиной арки, которые могут соединяться (при определенных геометрических параметрах и армировании) с трещинами, появляющимися на верхней грани железобетонной конструкции над аркой. Как подтверждают эксперименты, слияние этих трещин происходит практически мгновенно. Угол их наклона может существенно изменяться, образуя веер трещин 2 [18]. Этот тип трещин развивается не от опоры к силе, а распространяется через «сжатый столб» образующейся арки, который может выходить на верхнюю грань железобетонной конструкции и приводить к ее разрушению.

Анализ имеющихся опытных данных [18] для приопорных трещин и трещин, прилегающих к сосредоточенной нагрузке, позволяет выделить два веера трещин: веер наклонных трещин, прилегающих к сосредоточенной нагрузке и веер возможных наклонных трещин, прилегающих к опоре (рис. 2.1).

Благодаря такому разделению трещин основанные на оценке действительного напряженного состояния бетона и арматуры на участках совместного действия изгибающего момента и поперечной силы стало возможным дальнейшее развитие расчетной модели деформирования

составных железобетонных конструкций при наличии в них наклонных трещин. На этой основе в работах [12, 18, 59] была предложена наиболее общая расчетная модель трещинообразования в конструкциях рассматриваемого типа. Поэтому появилась возможность анализа деформирования составных железобетонных конструкций при наличии наклонных трещин разных типов.

Применительно к расчету деформативности составных железобетонных конструкций расчетная модель с наклонными трещинами третьего типа, приведенная на рис. 2.2 трансформируется в расчетную схему четвертого блока с некоторыми элементами пятого блока (рис. 2.3).

В принятой расчетной схеме для определения напряженно – деформированного состояния в сечениях 2–2, 3 – 3 и i - сечениях блоков IVV железобетонной составной конструкции привлекаются расчетные схемы клина $A_2B_2B_1A_1$ и $I_3A_3A_2I_2$. При этом напряжения $\sigma_{x,loc}$, $\sigma_{y,loc}$ и $\tau_{xy,loc}$ в сечениях 1–1 и 3–3 определяется в соответствии с рекомендациями норм [21, 22]. Не менее значимо в рассматриваемой расчетной схеме и определение параметров напряженно – деформированного состояния железобетонных составных конструкций в зоне поперечного сечения I–I (см. рис. 2.1). Для определения деформаций растянутого бетона $\varepsilon_{bt}(y)$ между наклонными трещинами третьего типа в железобетонной составной конструкции вырезается специальный железобетонный элемент.

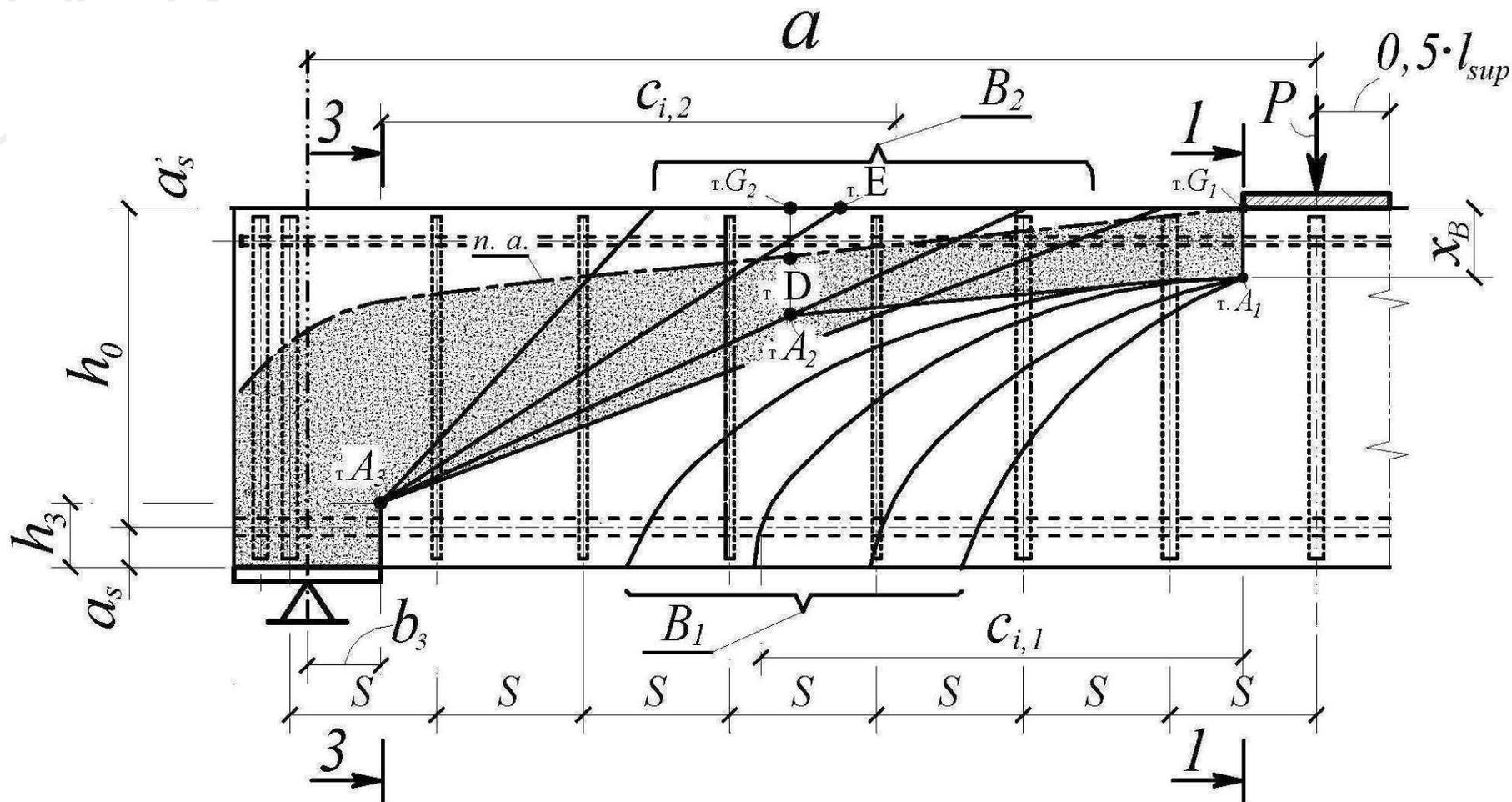


Рис. 2.1. Общая картина трещин в пролете «среза»: B_1 – веер наклонных трещин, прилегающих к сосредоточенной нагрузке; B_2 – веер возможных наклонных трещин, прилегающих к опоре

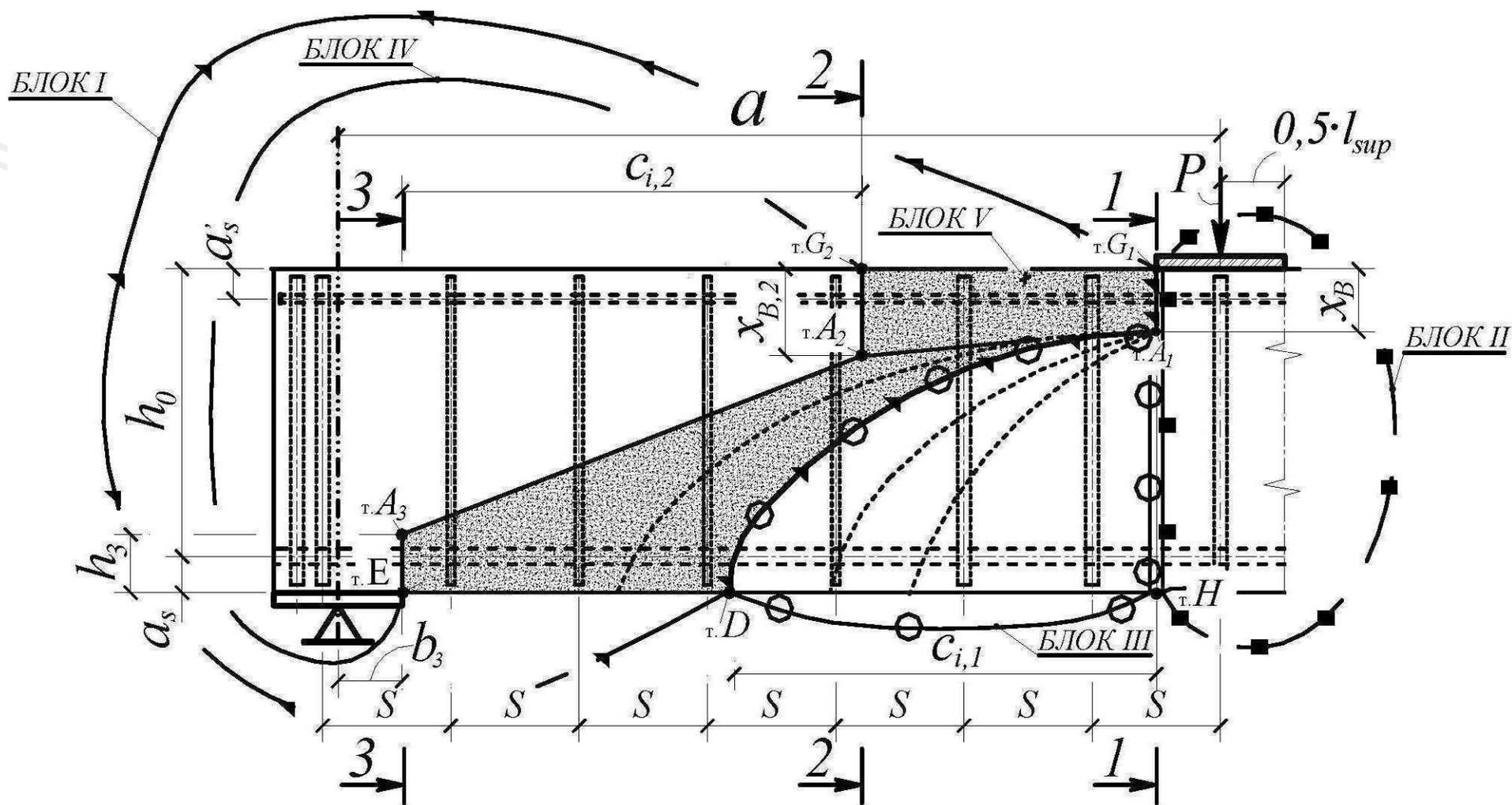


Рис. 2.2. Общая схема блоков и схема расчетных сечений, используемых для решения задач трещиностойкости и деформативности железобетонных составных конструкций

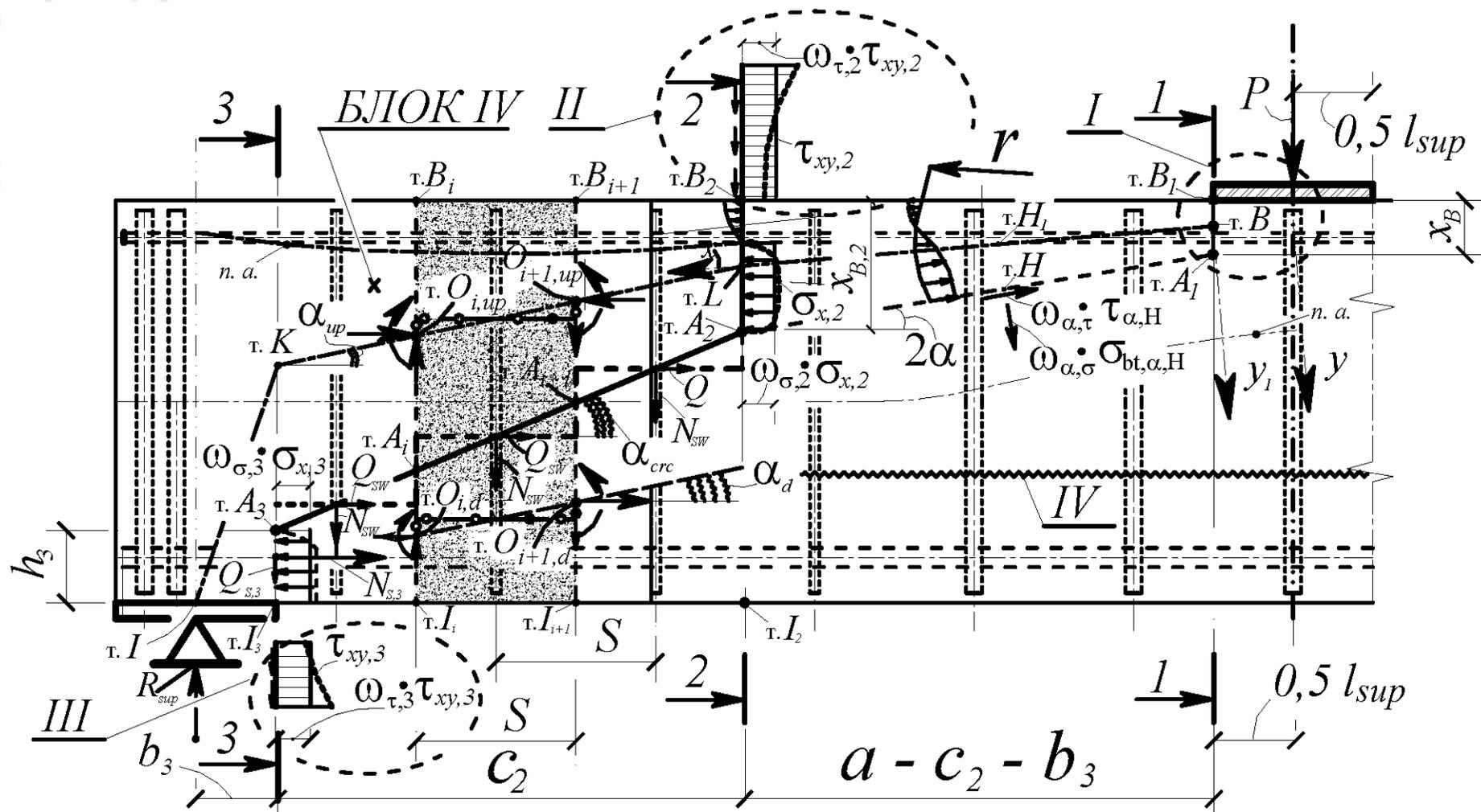


Рис. 2.3. Расчетная схема для определения напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций в приопорной зоне :I окрестность вершины клина; II и III – эпюры касательных напряжений в сечениях 2-2 и 3-3, соответственно; IV – шов между бетонами

При построении общей расчетной схемы и методики расчета прогибов железобетонных составных конструкций при наличии в них наклонных трещин приведено ниже, базируется на следующих основных предпосылках:

- для расчета используется пятиблочная расчетная схема, включающей два веера возможных наклонных трещин трех типов, приведенные на рис. 2.1–2.3;

- для средних деформаций бетона и арматуры в пределах каждого из составляющих стержней считается справедливой гипотеза плоских сечений;

- напряжения в бетоне и арматуре определяются с использованием билинейных диаграмм $\sigma - \varepsilon$;

- параметр жесткости шва контакта ξ_m определяется из эксперимента на сдвиг призм из разных бетонов, в том числе, призм арматурных стержней;

- в качестве критерия образования трещин принято условие достижения растянутыми волокнами бетона вдоль оси поперечной или продольной арматуры предельных деформаций; уровней трещинообразования может быть несколько;

- ширина раскрытия трещин определяется как накопление сосредоточенных относительных взаимных смещений бетона и арматуры на участках, прилегающих с обеих сторон к трещине (гипотеза Томаса);

- связь между напряжениями сцепления τ и относительными условными относительными сосредоточенными взаимными смещениями бетона и поперечной (продольной) арматуры $\varepsilon_g(x)$ принимается линейной;

- при оценке деформаций растянутого бетона учитывается дополнительное деформационное воздействие в трещине, связанное с нарушением сплошности бетона;

- для оценки жесткости железобетонного составного стержня привлекаются единичные полоски, вырезанные в окрестности четырех-пяти произвольных поперечных сечений в пролете «среза».

2.2. Вывод упрощенных дифференциальных уравнений составного консольного стержня и определение эквивалентных жесткостных характеристик железобетонных конструкций

В работах [12, 38] было получено дифференциальное уравнение железобетонных составных конструкций, в том числе и при наличии трещин, порядок которого понижен по сравнению с известным уравнением А.Р. Ржаницина [122]:

$$\frac{T'}{\xi_m} = \gamma T + \Delta. \quad (2.1)$$

В (2.1) ξ_m – условный модуль сдвига, в некоторой усредненной в зоне, прилегающей к шву.

Сдвигающие силы T накапливаются из погонных касательных усилий $\tau_q(z)$ по длине шва от начала до рассматриваемого сечения:

$$T = \int_0^z \tau_q(z) \cdot dz. \quad (2.2)$$

Решение уравнения (2.2) будем отыскивать в виде произведения двух функций от z :

$$T = u(z) \cdot v(z). \quad (2.3)$$

Производя дифференцирование обеих частей равенства (2.3) по dz , получим:

$$\frac{dT}{dz} = u \frac{dv}{dz} + v \frac{du}{dz}. \quad (2.4)$$

После подстановки полученного выражения производной $\frac{dT}{dz}$ в исходные уравнение (2.2), получим:

$$u \cdot \left(\frac{dv}{dz} - \gamma \cdot \xi_m \cdot v \right) + v \cdot \frac{du}{dz} = \xi_m \cdot \Delta(z). \quad (2.5)$$

Выберем функцию $v(z)$ такой, чтобы удовлетворялось следующее условие:

$$\frac{dv}{dz} - \gamma \xi_m v = 0. \quad (2.6)$$

Разделив в полученном уравнении переменные относительно функции z , можно записать:

$$\frac{dv}{v} = \gamma \cdot \xi_m \cdot dz. \quad (2.7)$$

После интегрирования, получаем:

$$\ln|v| = \int \gamma \xi_m dz + C_0, \quad (2.8)$$

или

$$v = \pm C_1 \cdot e^{\gamma \xi_m z}. \quad (2.9)$$

Тогда, если первое слагаемое в уравнение (2.4) равно нулю, будем иметь:

$$v \cdot \frac{du}{dz} = \xi \xi_m \Delta(z), \quad (2.10)$$

или

$$\frac{du}{dz} = \frac{\xi \xi_m}{v} \cdot \Delta(z). \quad (2.11)$$

$$u = \xi_m \int \frac{\Delta(z)}{v(z)} \cdot dz + c. \quad (2.12)$$

Подставляя полученные выражения для u и v в формулу (2.3), можно записать:

$$T = \pm \xi_m e^{\gamma \xi_m z} \int \frac{\Delta(z)}{e^{\gamma \xi_m z}} dz \pm C e^{\gamma \xi_m z}. \quad (2.13)$$

На основании уравнения (2.2), с точностью до постоянных интегрирования, для касательных напряжений в шве контакта также можно записать:

$$\tau = T' = \xi_m^2 \gamma e^{\gamma \xi_m z} \int \frac{\Delta(z)}{e^{\gamma \xi_m z}} dz + \xi_m e^{\gamma \xi_m z} \frac{\Delta(z)}{e^{\gamma \xi_m z}} + C_\tau. \quad (2.14)$$

Определение постоянных интегрирования производится в зависимости от граничных условий схемы загрузки и опирания стержней.

Так, в качестве примера решения такой задачи рассмотрим внецентренно сжатый составной стержень, показанный на рис. 2.4, б–г, где

$$\Delta(z) = \frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} - \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} - M_0 \cdot \eta.$$

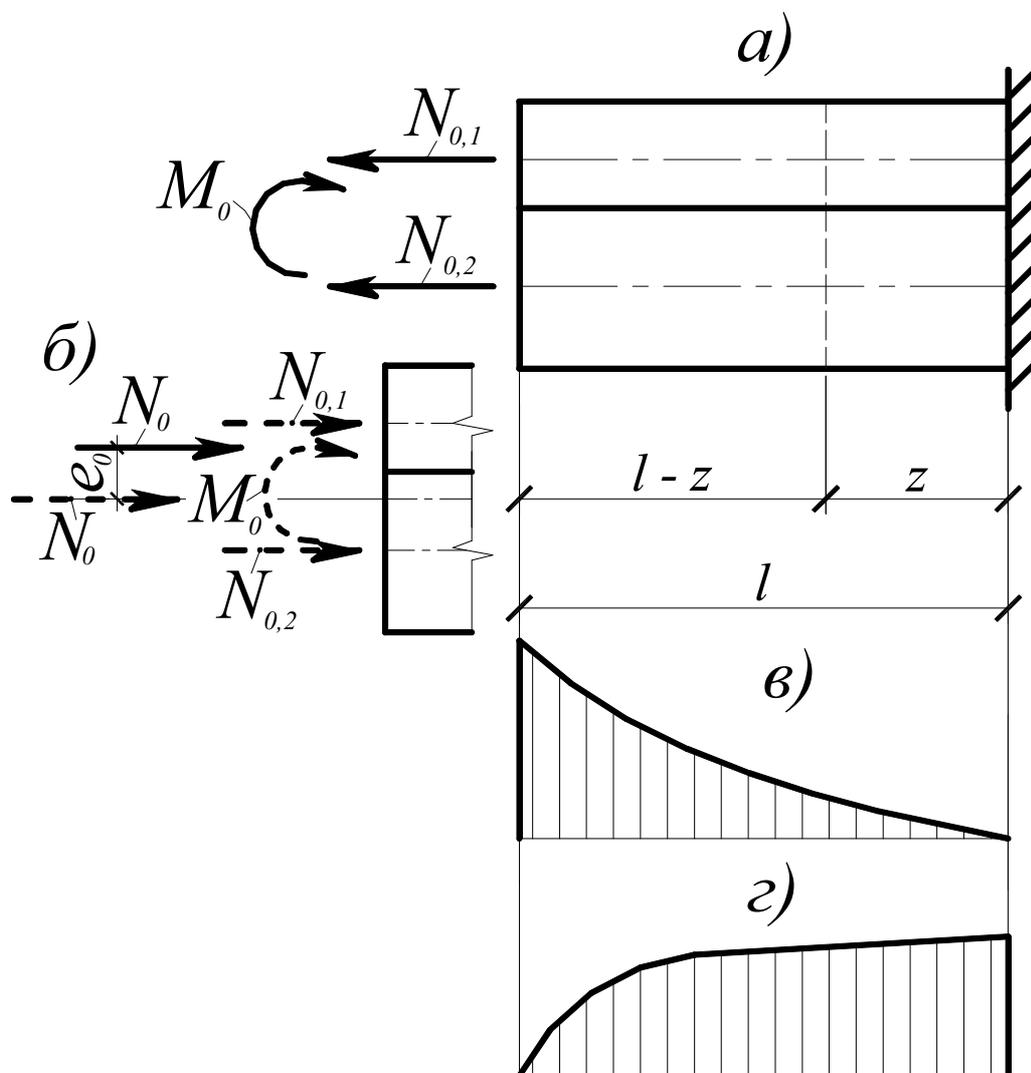


Рис. 2.4 . Статические схемы 1 и 2 железобетонной составной конструкции (а) и (б) и эпюры касательных напряжений τ и сдвигающих сил T вдоль поверхности шва контакта (в), (г), соответственно

В этом выражении момент принят с минусом, поскольку при растяжении нижних волокон элементов составного стержня при принятом здесь правиле знаков момент будет отрицательным.

Тогда:

$$\lambda = \frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} - \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} - M_0 \cdot \eta, \quad d\varphi = e^{-\gamma \xi_m (l-z)} d(l-z).$$

Отсюда можно записать, $d\lambda = 0 \cdot d(l-z)$; $\varphi = -\frac{e^{-\gamma \xi_m (l-z)}}{-\gamma \xi_m}$.

В итоге:

$$T_1 = -\frac{P \cdot \eta}{\gamma} \left(z + \frac{1}{\gamma \xi_m} - \frac{e^{\gamma \xi_m z}}{\gamma \cdot \xi_m} \right);$$

$$T = \pm \xi_m e^{\gamma \xi_m (l-z)} \int \frac{\Delta(l-z)}{e^{\gamma \xi_m (l-z)}} d(l-z) \pm C e^{\gamma \xi_m (l-z)}. \quad (2.15)$$

$$\Delta(l-z) = \frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} - \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} - M_0 \cdot \eta;$$

$$\begin{aligned} -T_1 &= \xi_m \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} \left(-\left(\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} - \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} - M_0 \cdot \eta \right) \cdot \frac{e^{-\gamma \xi_m (l-z)}}{\gamma \xi_m} \right) + c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} = \\ &= \xi_m \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} \left(\left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot \frac{e^{-\gamma \xi_m (l-z)}}{\gamma \xi_m} \right) + c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} = \\ &= \frac{\xi_m \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} \cdot e^{-\gamma \xi_m (l-z)}}{\gamma \xi_m} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) + c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} = \\ &= \frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) + c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)}; \\ T_1 &= -\frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) - c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)}. \quad (2.16) \end{aligned}$$

В качестве граничного здесь принято условие, когда на свободном торце стержня значение $T = 0$. Тогда при $z = l$ уравнение (2.16) принимает вид:

$$-\frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) - c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} = 0;$$

$$c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} = -\frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right).$$

Отсюда:

$$c_1 = -\frac{1}{\gamma \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)}} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right);$$

Или:

$$c_1 = -\frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right). \quad (2.17)$$

Подставляя полученное значение постоянной интегрирования c_1 в уравнение (2.16), для сечений по концам стержня окончательно получим:

$$T_1 = -\frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) - \left(-\frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \right) \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)};$$

$$T_1 = \frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) (e^{\gamma \xi_m (l-z)} - 1); \quad (2.18)$$

$$\tau_1 = T_1' = -\frac{\gamma \xi_m}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) e^{\gamma \xi_m (l-z)};$$

$$\tau_1 = T_1' = -\xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} + C_\tau. \quad (2.19)$$

При $l - z = l$, $\tau = 0$,

$$-\xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot e^{\gamma \xi_m l} + C_\tau = 0;$$

$$C_\tau = \xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot e^{\gamma \xi_m l};$$

$$\tau_1 = T_1' = -\xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} +$$

$$+ \xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot e^{\gamma \xi_m l};$$

$$\tau_1 = T_1' = \xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot [e^{\gamma \xi_m l} - e^{\gamma \xi_m (l-z)}] \quad (2.20)$$

При $z = l$

$$\tau_1 = -\xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot [1 - e^{\gamma \xi_m l}]. \quad (2.21)$$

Подобным образом строится решение задачи и при других схемах нагрузки и условиях закрепления стержня. В этих случаях изменяется лишь один параметр $\Delta(z)$.

Так, например, при действии на консоль силы $P=Q$, (сила P вертикально приложена сверху вниз, а заделка расположена справа), растягиваются верхние волокна (рис. 2.5). Начало отсчета переменной z смещено с левого свободного конца на правую заземленную опору (т. е. вместо переменной z вводится переменная $(l-z)$).

В этом случае можно записать:

$$\Delta(l-z) = +P(l-z)\eta, \quad (2.22)$$

где

$$\eta = \frac{y_{b,1} + y_{b,2}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} I_{b,1} + \varphi_{b,2} E_{b,2} I_{b,2}}. \quad (2.23)$$

Испытаниями обычных и преднапряженных железобетонных элементов из тяжелых бетонов было показано, что значение $\varphi_{b,i}$ (коэффициент, учитывающий неупругие деформации в растянутой и сжатой зонах бетона до появления трещин) можно принимать усредненным и равным 0,85.

Применяя для выражения (2.15) интегрирование по частям, предварительно введя такие обозначения:

$$\lambda = P\eta(l-z); \quad d\varphi = e^{-\gamma\xi_m(l-z)} d(l-z).$$

$$d\lambda = -P\eta d(l-z); \quad \varphi = \frac{e^{-\gamma\xi_m(l-z)}}{\gamma\xi_m}.$$

Для сдвигающего усилия T_l можно записать,

$$-T_1 = \xi_m \cdot e^{\gamma\xi_m(l-z)} \left(P(l-z)\eta \cdot \frac{e^{-\gamma\xi_m(l-z)}}{-\gamma\xi_m} + \frac{P\eta}{\gamma\xi_m} \cdot \frac{e^{-\gamma\xi_m(l-z)}}{-\gamma\xi_m} \right) - c_1 \cdot e^{\gamma\xi_m(l-z)} =$$

$$-T_1 = -\frac{1}{\gamma} e^{\gamma\xi_m(l-z)} \left(P(l-z)\eta \cdot e^{-\gamma\xi_m(l-z)} + \frac{P\eta}{\gamma\xi_m} e^{-\gamma\xi_m(l-z)} \right) - c_1 \cdot e^{\gamma\xi_m(l-z)} =$$

$$= -\frac{1}{\gamma} e^{\gamma \xi_m (l-z)} \cdot e^{-\gamma \xi_m (l-z)} \left(P(l-z)\eta \cdot + \frac{P\eta}{\gamma \xi_m} \right) - c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} = -\frac{P\eta}{\gamma} \left((l-z) + \frac{1}{\gamma \xi_m} \right) - c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)};$$

$$T_1 = \frac{P\eta}{\gamma} \left((l-z) + \frac{1}{\gamma \xi_m} \right) + c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)}. \quad (2.24)$$

Приняв в качестве граничного условия на свободном торце стержня значение $T = 0$, из уравнения (2.24) при $l - z = 0$, можно записать:

$$c_1 \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)} = -\frac{P\eta}{\gamma} \left((l-z) + \frac{1}{\gamma \xi_m} \right) = -\frac{P\eta}{\gamma \cdot e^{\gamma \xi_m (l-z)}} \left((l-z) + \frac{1}{\gamma \xi_m} \right);$$

Или:

$$c_1 = -\frac{P\eta}{\gamma^2 \xi_m}. \quad (2.25)$$

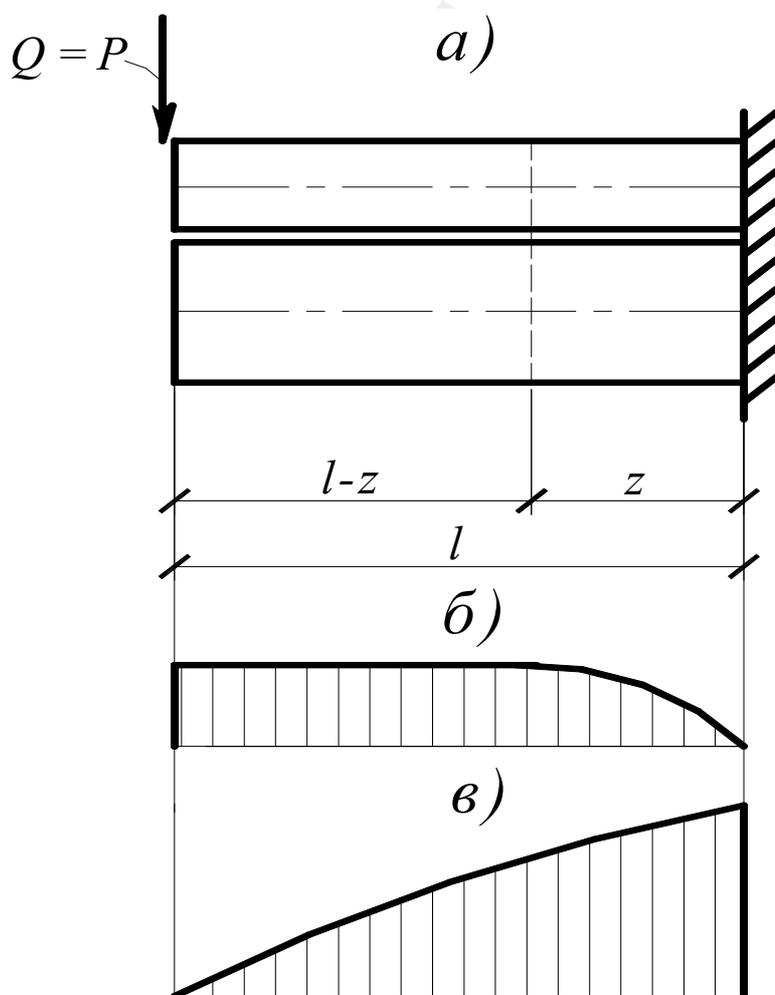


Рис. 2.5. Статическая схема (а) и (б), (в) и эпюры касательных напряжений τ и сдвигающих сил T вдоль шва контакта, соответственно

Найдя постоянную интегрирования, на основании уравнения (2.24)

получим:

$$T_1 = \frac{P\eta}{\gamma} \left((l-z) + \frac{1}{\gamma\xi_m} - \frac{e^{\gamma\xi_m(l-z)}}{\gamma\xi_m} \right); \quad (2.26)$$

$$\begin{aligned} \tau_1 = T_1' &= \left\{ \frac{P\eta}{\gamma} \left((l-z) + \frac{1}{\gamma\xi_m} - \frac{e^{\gamma\xi_m(l-z)}}{\gamma\xi_m} \right) \right\}' = \\ &= \left\{ \frac{P\eta}{\gamma} \left((l-z) + \frac{1}{\gamma\xi_m} - \frac{e^{\gamma\xi_m(l-z)}}{\gamma\xi_m} \right) \right\}' = \left\{ \left(\frac{P\eta}{\gamma} l - \frac{P\eta}{\gamma} z + \frac{P\eta}{\gamma} \frac{1}{\gamma\xi_m} - \frac{P\eta}{\gamma} \frac{e^{\gamma\xi_m(l-z)}}{\gamma\xi_m} \right) \right\}' = \\ &= -\frac{P\eta}{\gamma} - \frac{P\eta}{\gamma^2\xi_m} \cdot e^{\gamma\xi_m(l-z)} (-\gamma\xi_m) = -\frac{P\eta}{\gamma} + \frac{P\eta}{\gamma} e^{\gamma\xi_m(l-z)} = \frac{P\eta}{\gamma} (e^{\gamma\xi_m(l-z)} - 1) + C_\tau; \\ \tau_1 &= \frac{P\eta}{\gamma} (e^{\gamma\xi_m(l-z)} - 1) + C_\tau. \end{aligned} \quad (2.27)$$

Аналогично, при $l-z=l$, $\tau=0$,

$$\begin{aligned} \frac{P\eta}{\gamma} (e^{\gamma\xi_m l} - 1) + C_\tau &= 0; \quad C_\tau = -\frac{P\eta}{\gamma} (e^{\gamma\xi_m l} - 1); \quad \tau_1 = \frac{P\eta}{\gamma} (e^{\gamma\xi_m(l-z)} - 1) + C_\tau; \\ \tau_1 &= \frac{P\eta}{\gamma} (e^{\gamma\xi_m(l-z)} - 1) - \frac{P\eta}{\gamma} (e^{\gamma\xi_m l} - 1); \quad \tau_1 = \frac{P\eta}{\gamma} [e^{\gamma\xi_m(l-z)} - 1 - e^{\gamma\xi_m l} + 1] = \frac{P\eta}{\gamma} [e^{\gamma\xi_m(l-z)} - e^{\gamma\xi_m l}]; \\ \tau_1 &= \frac{P\eta}{\gamma} (e^{\gamma\xi_m(l-z)} - e^{\gamma\xi_m l}). \end{aligned} \quad (2.28)$$

Максимальное значение касательных напряжений $\tau_1 = \tau_{\max}$ на свободном конце стержня при $l-z=0$,

$$\tau_{\max} = \frac{P\eta}{\gamma} (1 - e^{\gamma\xi_m l}). \quad (2.29)$$

Расчетные значения параметров Δ и γ определяются по аналогии с теориями, принятыми А.Р. Ржаницына, но с использованием (для железобетона) эквивалентных жесткостей:

– при отсутствии трещин:

$$\Delta = -\frac{N_{0,1}}{\Phi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\Phi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} - \frac{M_0 (y_{b,1} + y_{b,2})}{\Phi_{b,1} E_{b,1} I_{b,1} + \Phi_{b,2} E_{b,2} I_{b,2}}, \quad (2.30)$$

$$\gamma = \frac{1}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{1}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + \frac{(y_{b,1} + y_{b,2})^2}{\varphi_{b,1} E_{b,1} I_{b,1} + \varphi_{b,2} E_{b,2} I_{b,2}}, \quad (2.31)$$

–при наличии трещин:

$$\Delta = -\frac{N_{0,1}}{(E_{b,1} A_{b,1})_{ekv}} + \frac{N_{0,2}}{(E_{b,2} A_{b,2})_{ekv}} - \frac{f(x_{crc})}{\rho}, \quad (2.32)$$

$$\lambda = \sqrt{\xi \gamma} = \sqrt{\xi \left[\frac{1}{(E_{b,1} A_{b,1})_{ekv}} + \frac{1}{(E_{b,2} A_{b,2})_{ekv}} + \frac{f^2(x_{crc})}{M \cdot \rho} \right]}. \quad (2.33)$$

В выражениях (2.30) – (2.33) приняты следующие обозначения: $N_{0,1}$, $N_{0,2}$ – соответственно продольная сила от внешней нагрузки в первом и втором железобетонном стержне для рассматриваемого поперечного сечения составного стержня; M_0 – интегральный изгибающий момент, равный сумме моментов в каждом из составляющих стержней основной системы для соответствующего поперечного сечения; $A_{b,1}$, $A_{b,2}$ и $I_{b,1}$, $I_{b,2}$ – соответственно приведенные площади поперечных сечений и приведенные моменты инерции этих же сечений отдельных элементов, образующих составной стержень; $E_{b,1}$; $E_{b,2}$ – начальные модули деформаций бетона отдельных железобетонных элементов составного стержня; $\varphi_{b,1}$ и $\varphi_{b,2}$ – параметры, которые в первом приближении принимаются равными 0,85; $y_{b,1}$; $y_{b,2}$ – расстояния от геометрических х осей соответствующих элементов составного стержня до прилегающего шва; ρ – радиус кривизны для железобетонного составного стержня, принимаем в соответствии с предложениями работы [59]; $\sum EI = M \cdot \rho$, $E_i I_i = M_i \cdot \rho$; M – полный момент в составном стержне; ξ – жесткость шва контакта, определяемая по данным экспериментальных исследований составных призм из разных бетонов, в том числе призм армированных; $(E_{b,1} A_{b,1})_{ekv}$, $(E_{b,2} A_{b,2})_{ekv}$ – эквивалентные жесткости поперечных сечений отдельных железобетонных элементов составного стержня. Значение $f(x_{fact,m})$ при расположении нейтральной оси составного сечения в пределах первого элемента из составляющих элементов

стержня принимается равной $x_{fact,m} - 0,5h_{f,2}$. В случае расположения нейтральной оси составного стержня в пределах второго из входящих в составной стержень элементов, это значение принимается равным $2x_{fact,m} - 1,5h_{f,2}$. В обоих случаях $x_{fact,m}$ – это фактическая усредненная высота сжатой зоны бетона в блоке между трещинами.

Эквивалентные жесткости на растяжение – сжатие для поперечных сечений отдельных железобетонных элементов составного стержня с трещинами, определяются по рекомендациям действующих норм, принимая во внимание следующие соображения. Нормальные усилия в составляющем элементе составного стержня делим на продольные относительные деформации ε_0 , вычисленные относительно выбранной продольной оси:

$$(E_{b,i} A_{b,i})_{\text{екв}} = \frac{N_i}{\varepsilon_0}, \quad (2.34)$$

где значение ε_0 определяется по известной формуле

$$\varepsilon_0 = B_{12} M_i + B_{22} N_i, \quad (2.35)$$

в которой жесткостные коэффициенты B_{12} и B_{22} вычисляются по зависимостям, приведенным в [21].

Для удобства расчета ось u располагается в пределах рабочей высоты сечения (см. рис. 2.6). Если эта ось располагается выше центра тяжести площади сечения сжатой зоны бетона, то величину z_b следует принимать отрицательной. Наконец, если ось совпадает с усредненной нейтральной осью сечения составного железобетонного элемента, то в формуле (2.35) первое слагаемое следует принимать равным нулю.

Несложно видеть, что получив значения касательных напряжений, можно определить деформации относительного сосредоточенного сдвига $\varepsilon_{q,b}$, накапливаемые в зонах, прилегающих к шву контакта составных железобетонных конструкций.

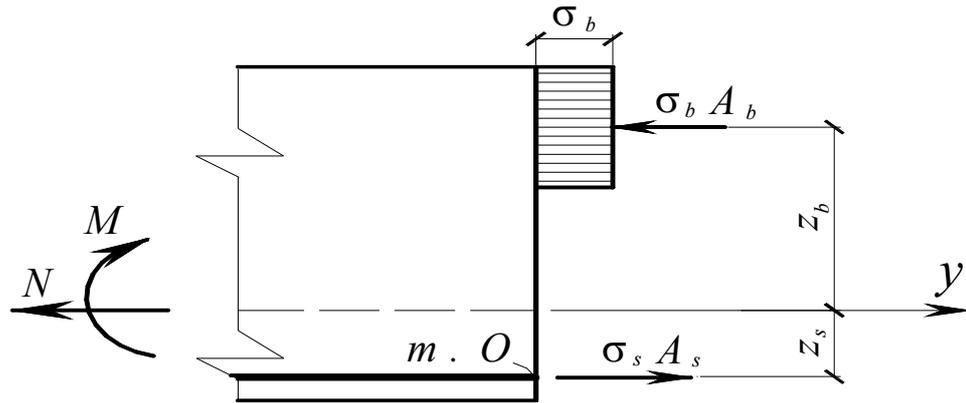


Рис. 2.6. Схема усилий и напряжений в нормальном сечении для каждого из составляющих стержней (приведенные на рисунке усилия M и N , включают в себя и соответствующие составляющие и от сдвигающих сил в шве между бетонами, которые зависят от разных случаев расположения фактической нейтральной оси, и на рисунке условно не показаны).

2.3. Определение расчетных параметров напряженно-деформированного состояния в i -ом нормальном поперечном сечении железобетонной составной конструкции

Для принятых в расчетных схемах распределения деформаций и напряжений в поперечном сечении (случай 1) железобетонного составного стержня (рис 2.7) при $x_{факт} < h_{f,2}$ и при $x_{факт} < h_{f,2}$, –случай 2, могут быть определены неизвестные расчетные параметры: x ; σ_{b2} ; σ_{b1} ; σ_s ; σ'_s .

Значение высоты сжатой зоны бетона x из уравнений равновесия всех сил на ось X ($\sum X = 0$) находится из выражения:

$$x = \frac{N + \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s - b \cdot h_{f,2} \cdot (\sigma_{b2} - \sigma_{b1})}{\sigma_{b1} \cdot b}. \quad (2.36)$$

Напряжение в бетоне сжатой зоны $\sigma_{b,2}$ находится также из условий статики в поперечном сечении (см. рис. 2.7) относительно точки О ($\sum M_o = 0$):

$$\sigma_{b,2} = \frac{N \cdot e - \sigma'_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s) - \sigma_{b,1} \cdot b \cdot (x - h_{f,2}) [h_0 - h_{f,2} - 0,5 \cdot (x - h_{f,2})]}{b \cdot h_{f,2} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_{f,2})}. \quad (2.37)$$

Напряжения в сжатом усиленном сечении в старом бетоне $\sigma_{b,1}$, в растянутой σ_s и сжатой арматуре σ'_s определяются из гипотезу плоских сечений (рис. 2.7):

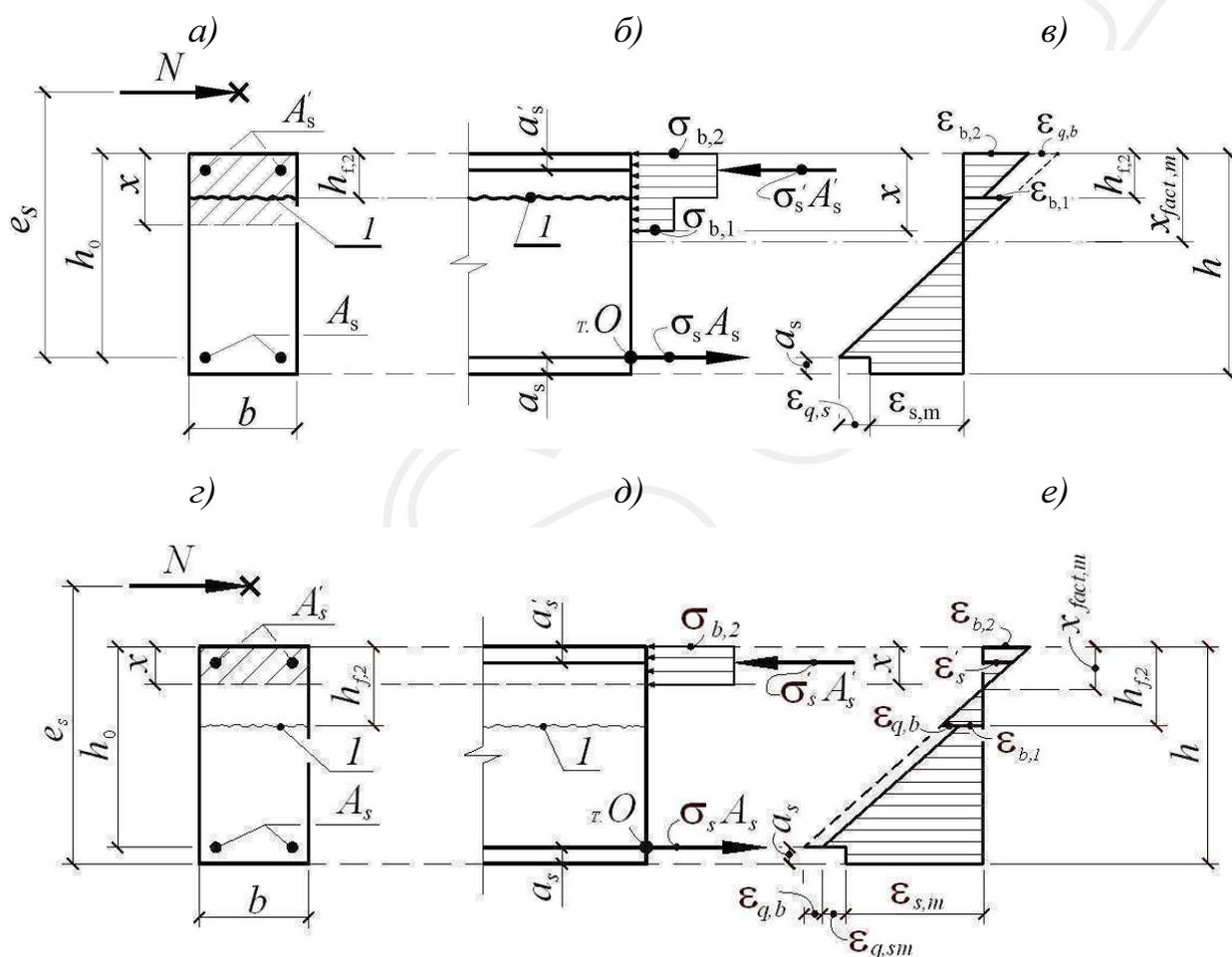


Рис. 2.7. К определению параметров X , σ_s , σ_b в составном железобетонном изгибаемом и внецентренно сжатом (растянутом) предварительно напряженном стержне: а, б, в – соответственно, поперечное сечение, схема усилий и эпюра средних деформаций по высоте сечения, соответственно, для случая 1; г, д, е – то же для случая 2

$$\sigma_s = \frac{(\sigma_{b,2} + \varepsilon_{q,b} \cdot E_{b,2} \cdot \nu_{b,2}) \cdot (h_0 - x_{fact,m}) \cdot \alpha_{s2} - \varepsilon_{q,s} \cdot \psi_q \cdot E_s \cdot \nu_{b,2} \cdot x_{fact,m}}{\nu_{b,2} \cdot x_{fact,m} \cdot \psi_s} + \sigma_0 \psi_s \leq R_s; \quad (2.38)$$

$$\sigma_{b,1} = (\sigma_{b,2} + \varepsilon_{q,b} \cdot E_{b,2} \cdot \nu_{b,2}) \cdot \alpha_b \cdot \frac{\nu_{b,1}}{\nu_{b,2}} \cdot \left(\frac{x_{fact,m} - h_{f,2}}{x_{fact,m}} \right) \leq R_{b1}; \quad (2.39)$$

$$\sigma'_s = \frac{(\sigma_{b,2} + \varepsilon_{q,b} \cdot E_{b,2} \cdot \nu_{b,2}) \cdot \alpha'_{s,2} \cdot (x_{fact,m} - a'_s) - \varepsilon_{q,b} \cdot E'_s \cdot x_{fact,m} \cdot \nu_{b,2}}{\nu_{b,2} \cdot x_{fact,m}} \leq R_{sc} \quad (2.40)$$

Здесь,

$$\alpha_b = \frac{E_{b,1}}{E_{b,2}}; \quad \alpha_{s2} = \frac{E_s}{E_{b,2}}; \quad \alpha'_{s,2} = \frac{E'_s}{E_{b,2}}.$$

Уместно заметить, что в формулах (2.38)–(2.40) рабочая арматура рассматривается как отдельный элемент составного сечения стержня. Условие прочности для составного сечения можно записать, подставив (2.38)–(2.40) в формулу (2.37):

$$\sigma_{b,2} = \frac{k_4 \cdot x_{fact} + k_5 \cdot (k_6 \cdot x_{fact} + k_7) - k_8 \cdot (x_{fact} - h_{f,2})(x - h_{f,2})(h_0 - 0,5h_{f,2} - 0,5x)}{[k_1 \cdot x_{fact} + k_2 \cdot (x_{fact} - a'_s) + k_3 \cdot (x_{fact} - h_{f,2})(x - h_{f,2})(h_0 - 0,5h_{f,2} - 0,5x)]} \leq R_{b,2}. \quad (2.41)$$

где,

$$\begin{aligned} k_1 &= \nu_{b,2} \cdot b \cdot h_{f,2} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_{f,2}); & k_2 &= A'_s \alpha'_{s,2} (h_0 - a'_s); & k_3 &= \alpha_b \cdot \nu_{b,1} \cdot b; \\ k_4 &= N \cdot e \cdot \nu_{b,2}; & k_5 &= A'_s \cdot \varepsilon_{q,b} \cdot \nu_{b,2} \cdot (h_0 - a'_s); & k_6 &= E'_s - \alpha'_{s,2} \cdot E_{b,2}; \\ k_7 &= \alpha'_{s,2} a'_s \cdot E_{b,2}; & k_8 &= \alpha_b \cdot \nu_{b,1} \cdot b \cdot \varepsilon_{q,b} \cdot E_{b,2} \cdot \nu_{b,2}. \end{aligned}$$

При проектировании встретиться случай, когда $x_{fact,m} < h_{f,2}$. (рис. 2.7,б).

Для этого случай неизвестные x ; σ_{b2} ; σ_s ; σ'_s также находятся из уравнений статики. В частности, высота сжатой зоны бетона x определяется из уравнения $\sum X = 0$:

$$x = \frac{N + \sigma_s \cdot A_s - \sigma'_s \cdot A'_s}{\sigma_{b2} \cdot b}. \quad (2.42)$$

Напряжение в бетоне сжатой зоны определяется из моментного условия ($\sum M_o = 0$):

$$\sigma_{b,2} = \frac{N \cdot e - \sigma'_s \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s)}{b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)} \leq R_{b,2}. \quad (2.43)$$

Гипотеза плоских сечений используется для нахождения напряжений в растянутой σ_s и сжатой арматуре σ'_s :

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{b,2} \cdot E_s \cdot (h_0 - x_{fact,m}) + x_{fact,m} \cdot E_{b,2} \cdot \nu_{b,2} (\sigma_0 \cdot \Psi_s \cdot -\varepsilon_{q,s} \cdot \Psi_q \cdot E_s - \varepsilon_{q,b} \cdot E_s)}{x_{fact,m} \cdot E_{b,2} \cdot \nu_{b,2} \cdot \Psi_s} \leq R_{s,2}. \quad (2.44)$$

где σ_0 – значение напряжения в арматуре с учетом потерь, проявившихся к моменту загрузки усиленного сечения внешней нагрузкой, соответствующей погашению усилия обжатия растянутого бетона (для сборно-монолитных конструкций без преднапряжения параметром σ_0 обозначено значение напряжений, достигаемое в пригружаемом элементе до затвердения второго бетона).

$$\sigma'_s = \frac{\sigma_{b,2} \cdot E'_s (x_{fact,m} - a'_s)}{x_{fact,m} \cdot E_{b,2} \cdot \nu_{b,2}} \leq R_{sc}. \quad (2.45)$$

Из уравнений (2.43) - (2.45) следует:

$$\sigma_{b,2} = \left[\frac{N \cdot e \cdot x_{fact,m} \cdot E_{b,2} \cdot \nu_{b,2}}{x_{fact,m} \cdot E_{b,2} \cdot \nu_{b,2} \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + E'_s \cdot A'_s \cdot (x_{fact,m} - a'_s) (h_0 - a'_s)} \right]. \quad (2.46)$$

Сдвигающие напряжения в i -ом шве контакта составного стержня τ_{xy} находятся из условия равновесия всех сил на ось X элемента длиной dx и высотой $z_i + b_{i-1}$, вырезанного из i -го составного стержня:

$$B(z_i) \tau_{xy} = -\frac{d}{dx} \int_{-b_{i-1}}^{z_i} B(t) \sigma_x(t) dt + \tau_{i-1} \quad (2.47)$$

Значение напряжений в i -ом элементе составного стержня определяются по формуле:

$$\sigma_x = \frac{N_i}{A_i} + \frac{M_i z_i}{J_i},$$

Здесь z_i – расстояние от центра тяжести сечения i -го элемента до рассматриваемого волокна; N_i – осевая сила в i -ом элементе составного

стержня ($N_i = N_i^0 = -T_i + T_{i-1}$), N_i^0 – нормальное усилие, возникающее в i -м элементе только от внешней нагрузки; M_i – изгибающий момент в каждом в

i -м элементе составного стержня $\left(M_i = \frac{M^0 E_i I_i}{\sum EI} - \sum_{j=1}^n \frac{T_j c_j E_i I_i}{(\sum EI)} \right)$, M_i^0 –

изгибающий момент, возникающий в каждом в i -м элементе составного стержня от действия внешней нагрузки без учета усилий, передающихся от поперечных связей и связей сдвига.

В итоге можно записать:

$$\tau_{xy} = \frac{1}{B(z_i)} \left[-\frac{N_i'}{A_i} \cdot A(z_i) - \frac{M_i' S(z_i)}{J_i} + \tau_{i-1} \right]. \quad (2.48)$$

Или полагая $N_i^0 = const$, можно получить следующую зависимость:

$$\tau_{xy} = \frac{1}{B(z_i)} \left[\frac{\tau_i - \tau_{i-1}}{A_i} \cdot A(z_i) - \frac{Q^0 E_i J_i}{\sum EJ} - \frac{S(z_i)}{J_i} + \sum_{j=1}^n \tau_j c_j \cdot \frac{E_i J_i}{\sum EJ} \frac{S(z_i)}{J_i} + \tau_{i-1} \right], \quad (2.49)$$

где τ_i и τ_{i-1} определяются по формуле (2.14).

2.4. Определение расчетных параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин третьего вида

Для определения напряженно-деформированного состояния в расчетном сечении 3–3 в зоне наклонных трещин также используется расчетная модель составного стержня (см. рис. 2.3). Значение напряжений $\tau_{xy,3}$ находится по формуле:

$$\tau_{xy,3} = \frac{\tau_{com} \cdot l_x}{l_{an}}, \quad (2.50)$$

где τ_{com} определяется в соответствии с рекомендациями работы [118].

В построенной расчетной схеме для оценки напряженно-деформированного состояния зоны $A_2 B_2 B_1 A_1$ используются формулы клина [18]. Причем значения расчетных параметров силового сопротивления

ограничиваются усилиями N_B и Q_B , полученными из решения задачи прочности.

Тогда, для напряжений $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ в рассматриваемом расчетном сечении можно записать:

$$\sigma_x = -\frac{2P_1}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{x_1^3}{(x_1^2 + y^2)^2} - \frac{2P_2}{2\alpha - \sin 2\alpha} \cdot \frac{x_1^2 y}{(x_1^2 + y^2)^2}; \quad (2.51)$$

$$\sigma_y = -\frac{2P_1}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{x_1 y^2}{(x_1^2 + y^2)^2} - \frac{2P_2}{2\alpha - \sin 2\alpha} \cdot \frac{y^3}{(x_1^2 + y^2)^2}; \quad (2.52)$$

$$\tau_{xy} = -\frac{2P_1}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{x_1^2 y}{(x_1^2 + y^2)^2} - \frac{2P_2}{2\alpha - \sin 2\alpha} \cdot \frac{x_1 y^2}{(x_1^2 + y^2)^2}; \quad (2.53)$$

В сечении 2–2 используем новую систему координат, в которой ось x совпадает с направлением продольной оси составной конструкции, а ось y перпендикулярна к ней. Тогда определение напряжений $\sigma_{x,2}$ и $\tau_{xy,2}$ выполним, используя формулами механики твердого деформируемого тела:

$$\sigma_\alpha = \sigma_x \cos^2 \alpha + \sigma_y \sin^2 \alpha + \tau_{xy} \sin 2\alpha; \quad (2.54)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\alpha - \tau_{xy} \cos 2\alpha. \quad (2.55)$$

Применительно к точке L в сечении 2–2 на основании формул (2.51)–(2.53) при использовании местной системы координат, принятой для клина, можно записать:

$$\sigma_{x,A} = -\frac{2P_1}{(2\alpha + \sin 2\alpha)} \cdot \frac{\cos \alpha}{(a - b_3 - c_2)}; \quad \sigma_{y,A} = 0, \tau_{xy} = 0; \quad (2.56)$$

В итоге, для напряжений в рассматриваемом сечении будем иметь

$$\sigma_{x,2} = -\frac{2P_1}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{\cos^3 \alpha}{(a - b_3 - c_2)}; \quad (2.57)$$

$$\tau_{xy,2} = -\frac{P_1}{2\alpha + \sin 2\alpha} \cdot \frac{\cos \alpha - \sin 2\alpha}{(a - b_3 - c_2)}. \quad (2.58)$$

Уместно также отметить, что на полученное таким образом напряженно-деформированное состояние клина можно накладывать дополнительное поле напряжений, вызываемое равнодействующими

усилиями, возникающими на наклонной грани клина A_2A_1 (см. рис. 2.3) в виду из незначительного влияния.

Напряженно-деформированное состояние в точках, расположенных на пересечении с центральной осью клина, могут быть также определены с использованием формул для клина и арок в прямоугольной системе координат XOY . Однако, для упрощения этих зависимостей для составной конструкции воспользуемся упрощенным приемом. Располагая нормальными и касательными напряжениями в точке пересечения центральной оси клина рассматриваемым поперечным сечением, находятся усилия M , N и Q , используя при этом усредненные прямоугольные эпюры распределения этих напряжений по сечению с коэффициентом наполнения $\omega = 0,8$. Получив значения этих внутренних усилий, можно найти нормальные и касательные напряжения в рассматриваемом поперечном сечении по формулам внецентренного растяжения (сжатия) и по формуле Журавского.

Высоту сжатого бетона $x_{B,2}$ над наклонной трещиной в сечении $II - II$ (рис. 2.8 и 2.9) находим из уравнения проекций всех сил на ось x для блока IV , отделяемого ломанным сечением $I_3 - A_3 - A_2 - B_2$:

$$x_{B,2} = \frac{\sigma_{S,3} A_{S,3} + \varepsilon_{bt,3} \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot b \cdot h_3 + q_{sw,hor} \cdot c_2}{\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2} \cdot b}, \quad (2.59)$$

где $\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2}$ определяется в соответствии с формулами клина $A_2B_2B_1A_1$.

Для практических расчетов приняв во внимание формулу (2.57), уравнение (2.59) можно записать в следующем виде:

$$x_{B,2} = \frac{\sigma_{S,3} A_{S,3} + \sigma_{s,3} \cdot \frac{l_{an}}{l_x} \cdot \frac{\nu_b}{\alpha_S} \cdot b \cdot h_3 + q_{sw,hor} \cdot c_2}{\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2} \cdot b}, \quad (2.60)$$

где $\alpha_S = \frac{E_S}{E_b}$.

Полученные усилия в поперечных стержнях q_{sw} находим из уравнения проекций всех сил на ось OY для блока IV , расположенного сверху от ломанного сечения $I_3 - A_3 - A_2 - B_2$:

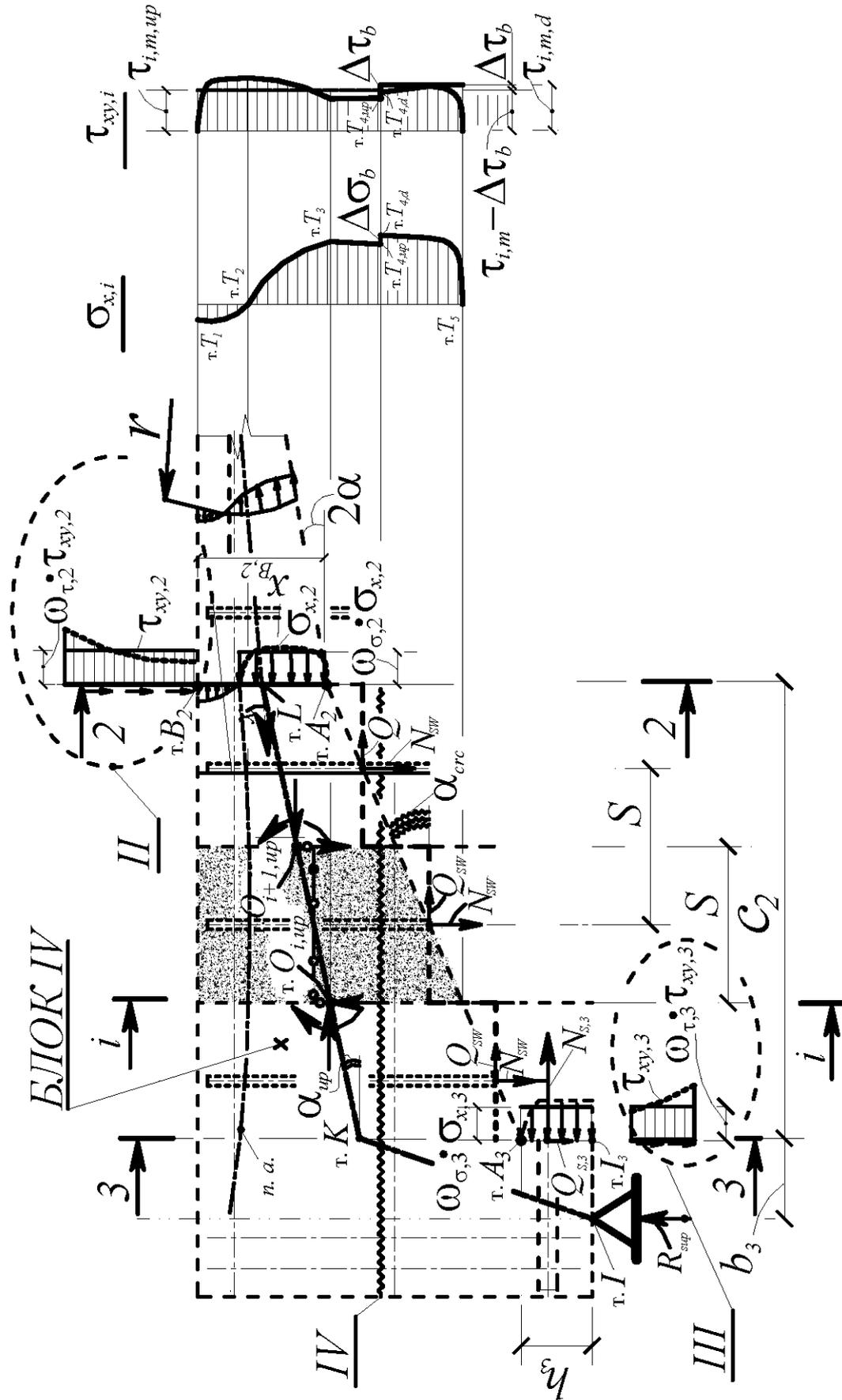


Рис. 2.8. К определению внутренних усилий в i -ом поперечном сечении IV блока железобетонной составной конструкции

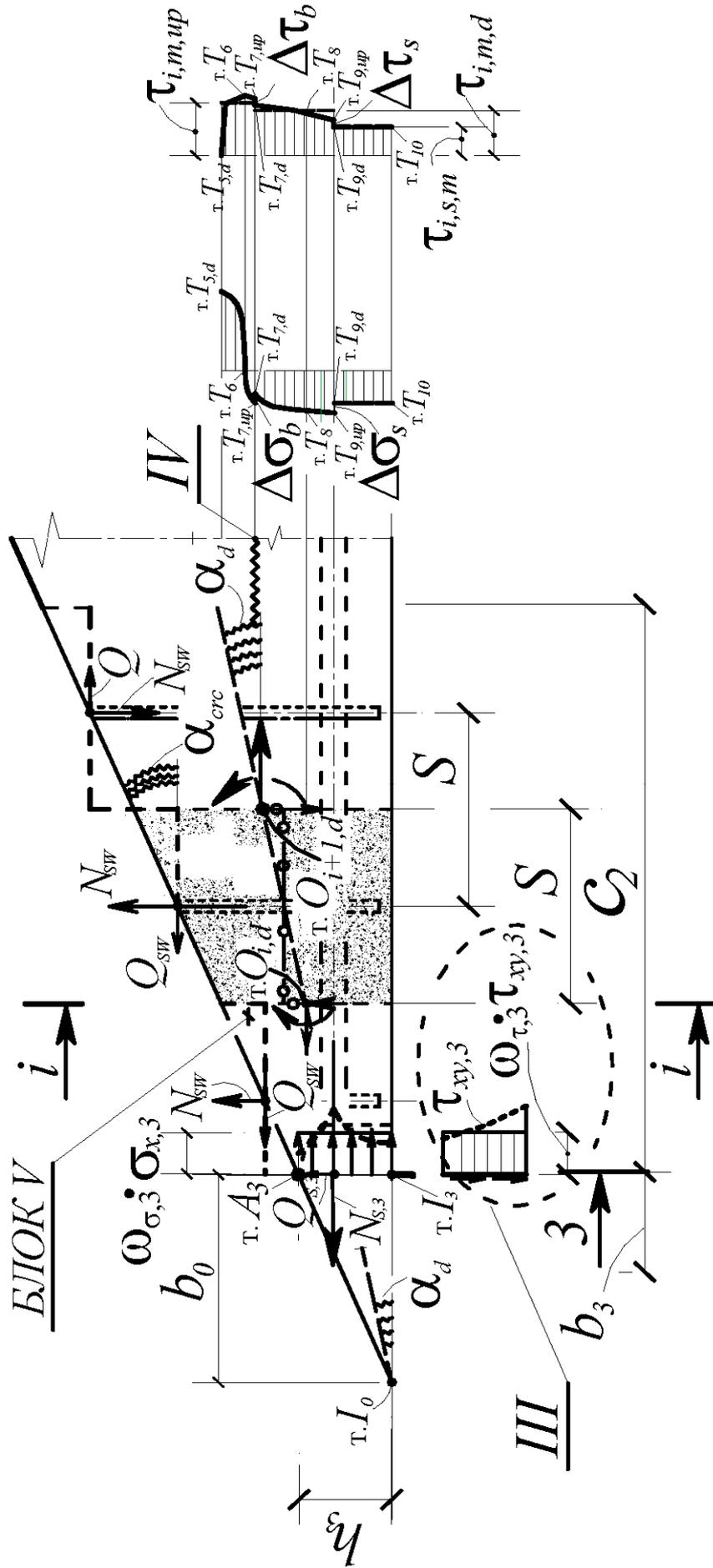


Рис. 2.9. . К определению внутренних усилий в i -ом поперечном сечении V блока железобетонной составной конструкции

$$q_{sw} = \frac{R_{sup} - Q_{s,3} A_{s,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - \omega_{\tau,2} \cdot \tau_{xy,2} \cdot b \cdot x_{B,2}}{0,8c_2}. \quad (2.61)$$

Напряжения в продольной арматуре в сечении 3-3 $\sigma_{s,3}$ определим из уравнения моментов всех сил относительно точки L для блока IV, отделяемого ломанным сечением $I_3 - A_3 - A_2 - B_2$:

$$\sigma_{s,3} = \frac{R_{sup} \cdot (c_2 + b_3) - Q_{s,3} A_{s,3} c_2}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} - \frac{\omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 \cdot c_2 - 0,5q_{sw} \cdot c_2^2 - q_{sw,hor} \cdot c_2 \cdot (h - h_3)}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} \leq m_{a,3} R_S. \quad (2.62)$$

В уравнении (2.62) растягивающие напряжения в бетоне в сечении 3-3 не учитываются. Эпюры нормальных и касательных напряжений в i -ом поперечном сечении IV и V блоков железобетонной составной конструкции будет иметь вид, показанный на рис. 2.8 и 2.9.

Опираясь на результаты исследований [18], можно записать функцию $F(q_{sw}, x_{B,2}, \sigma_{s,3}, c_2, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3)$ и, определив ее частные производные по искомым переменным, после соответствующих алгебраических преобразований, получено следующее уравнение для нахождения длины проекции опасного наклонного сечения для трещины третьего типа:

$$H_1 c_2^2 + H_2 c_2 + H_3 = 0; \quad (2.63)$$

Решение этого уравнения имеет вид:

$$c_2 = -\frac{H_2}{2H_1} \pm \sqrt{\left(\frac{H_2}{2H_1}\right)^2 - \frac{H_3}{H_1}}, \quad (2.64)$$

$$\text{где, } \frac{2SB_{a,1}B_{a,2}}{B} = E_1; \quad A_{sw} E_{sw} S(2B_{a,1} + B_{a,2}) = E_2;$$

$$A_{sw}^2 E_{sw}^2 B_{a,1} (B_{a,1} + B_{a,2}) = E_3; \quad -\frac{E_1 \cdot B_{a,1} A_{sw} E_{sw}}{(q_{sw} S + B_{a,1} A_{sw} E_{sw})^2} = E_4;$$

$$\frac{2B_2 B_{a,2} A_{sw} E_{sw} S}{B(q_{sw}^2 S^2 + q_{sw} E_2 + E_3)} = E_5; \quad \frac{0,5q_{sw}}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} = E_6; \quad \frac{\omega_{\tau,2} \cdot \tau_{xy,2} \cdot b}{0,8} = E_7;$$

$$\frac{0,5 \cdot q_{sw,hor} \cdot A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} +$$

$$+ \frac{0,5A_{s,3} (R_{sup} - Q_{s,3} A_{S,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - q_{sw,hor} \cdot (h - h_3))}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} = E_8;$$

$$\frac{0,5A_{s,3} \cdot R_{sup} b_3}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} = E_9; \quad \frac{-0,25A_{s,3} q_{sw}}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} = E_{10}, \quad \frac{\left(A_{S,3} + \frac{l_{an}}{l_x} \cdot \frac{v_b}{\alpha_S} \cdot b \cdot h_3 \right)}{\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2} \cdot b} = E_{11};$$

$$\frac{R_{sup} - Q_{s,3} A_{S,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - \omega_{\tau,2} \cdot \tau_{xy,2} \cdot b \cdot x_{B,2}}{0,8} = E_{12};$$

$$\frac{q_{sw,hor}}{\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2} \cdot b} = E_{13}; \quad \frac{R_{sup} - Q_{s,3} A_{S,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - q_{sw,hor} \cdot (h - h_3)}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} = E_{14},$$

$$\frac{q_{sw}}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} = E_{15}; \quad E_{11} E_{10} + \frac{E_7}{E_{12}} \cdot E_{11} \cdot E_{15} = H_1;$$

$$E_{11} E_8 - \frac{E_7}{E_{12}} \cdot E_{13} - \frac{E_7}{E_{12}} \cdot E_{11} E_{14} = H_2; \quad E_{11} E_9 - 1 = H_3.$$

2.5 Определение расчетных параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин первого и второго видов

Как несложно видеть в предыдущем и рассматриваемом разделах для построения расчетной модели деформирования железобетонных составных конструкций с наклонными трещинами на единой методологической основе связываются уравнения трещиностойкости и деформативности.

В работах [16, 18] была получена формула для определения ширины раскрытия наклонных трещин первого и второго вида. Опираясь на эти исследования, применительно к трещинам, образующих веер 1 прилегающих к сосредоточенной силе (рис. 2.10), определим наиболее опасную по ширине раскрытия трещину.

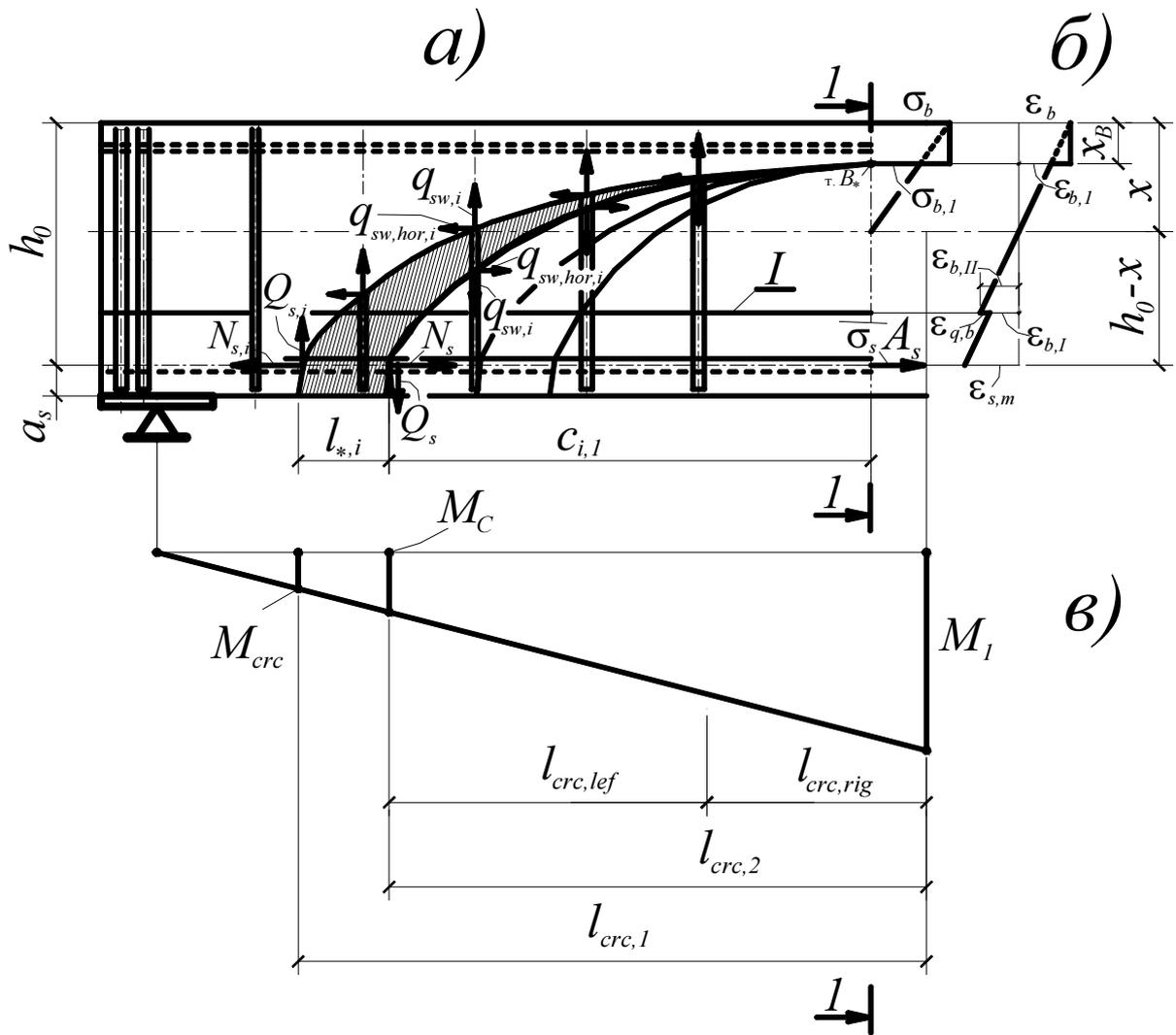


Рис. 2.10. Расчетная модель для определения усилий в сжатом бетоне, продольной и поперечной арматуре в трещинах, образующих веер 1, прилегающий к сосредоточенной силе: а – схема последовательного выделения арок, прилегающих к опасной наклонной трещине и к смежным трещинам; б – эпюра средних деформаций в сечении 1-1; в) – схема для определения уровней расстояния между трещинами первого вида I – шов между бетонами

Погонные усилия в хомутах q_{sw} пересекаемых наклонной трещиной определим из уравнения проекций всех сил на ось OY для блока I (см. рис. 2.2, 2.10):

$$q_{sw} = \frac{1}{C_2} (R_{sup} - \tau_b \cdot b \cdot x_B - \sigma_s) \dots \quad (2.65)$$

Высоту сжатого бетона $x_{B,2}$ в сечении 1-1 определим из уравнения проекций всех сил на ось x для блока I:

$$x_B = \frac{\sigma_s \cdot A_s + q_{sw,hor} \cdot h_o}{q_{sw,hor} + \sigma_b \cdot b}. \quad (2.66)$$

Напряжения в растянутой арматуре находим из уравнения моментов всех сил относительно точки В для блока I, расположенного в сечении 1-1 (см. рис. 2.2 и 2.10):

$$\sigma_s = \frac{R_{sup} \cdot a - \sigma_s \cdot C_2 - 0,5q_{sw} \cdot C_2^2 - q_{sw,hor} - (h_o - x_B) \cdot 0,5h_o}{A_s \cdot h_o - 0,5x_B}. \quad (2.67)$$

Находим высоту сжатого бетона x в сечении 1-1 из уравнения проекций всех сил на ось x для блока II (см. рис. 2.2):

$$x = \frac{\sigma_{s,1} \cdot A_{s,1} - \sigma_b \cdot b \cdot x_B + 0,5\sigma_{b,1} \cdot b \cdot x_B}{0,5\sigma_{b,1} \cdot b}. \quad (2.68)$$

Значения входящих в формулу (2.68) напряжений в сжатом бетоне σ_b определяются из уравнения моментов всех сил относительно точки О для блока II (см. рис. 2.2, 2.10):

$$\sigma_b = \frac{R_{sup} \cdot a - 0,5\sigma_{b,1} \cdot (x - x_B) \cdot b \cdot (h_o - \frac{1}{3}x - \frac{2}{3}x_B)}{b \cdot x_B \cdot (h_o - 0,5x_B)}. \quad (2.69)$$

Напряжения в растянутой арматуре $\sigma_{s,m,1}$ и в сжатом бетоне $\sigma_{b,1}$ под наклонной трещиной определяются из гипотезы плоских сечений для сечения 1-1 (см. рис. 2.2, 2.10):

$$\sigma_{s,I} = \frac{\sigma_b \cdot \alpha_s}{\psi_s \cdot \nu_b} \cdot \frac{(h_o - x_{fact,m})}{x_{fact,m}} - \frac{\varepsilon_{q,b} \cdot E_s}{\psi_s} + \sigma_0; \quad (2.70)$$

$$\sigma_{b,1} = \frac{\sigma_b}{0,45} \cdot \frac{x_{fact,m} - x_B}{x_{fact,m}}. \quad (2.71)$$

Для определения наиболее опасной по ширине раскрытия трещины составляется функция неизвестных параметров сечения:

$$F = (q_{sw}, x_B, \sigma_s, x, \sigma_b, \sigma_{s,1}, \sigma_{b,1}, C_2, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4, \lambda_5, \lambda_6, \lambda_7) =$$

$$\begin{aligned}
&= -\frac{2\Delta T}{G} - \frac{2B_{a,2}}{B} - \frac{2B_2}{B} \ln \left(1 + \frac{B_{a,2} \cdot A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}} \right) + \\
&+ \lambda_1 \left[q_{sw} - \frac{1}{C_2} (R_{sup} - \tau_b \cdot b \cdot x_B - \sigma_s) \right] + \lambda_2 \left(x_B - \frac{\sigma_s \cdot A_s + q_{sw,hor} \cdot h_o}{q_{sw,hor} + \sigma_b \cdot b} \right) + \\
&+ \lambda_3 \left(\sigma_s - \frac{R_{sup} \cdot a - \sigma_s \cdot C_2 - 0,5q_{sw} \cdot C_2^2 - q_{sw,hor} - (h_o - x_B) \cdot 0,5h_o}{A_s \cdot h_o - 0,5x_B} \right) + \\
&+ \lambda_4 \left(x - \frac{\sigma_{s,1} \cdot A_{s,1} - \sigma_b \cdot b \cdot x_B + 0,5\sigma_{b,1} \cdot b \cdot x_B}{0,5\sigma_{b,1} \cdot b} \right) + \\
&+ \lambda_5 \left[\sigma_b - \frac{R_{sup} \cdot a - 0,5\sigma_{b,1} \cdot (x - x_B) \cdot b \cdot (h_o - \frac{1}{3}x - \frac{2}{3}x_B)}{b \cdot x_B \cdot (h_o - 0,5x_B)} \right] + \\
&+ \lambda_6 \left(\sigma_{s,l} - \frac{\sigma_b \cdot \alpha_s}{\psi_s \cdot \nu_b} \cdot \frac{(h_o - x_{fact,m})}{x_{fact,m}} + \frac{\varepsilon_{q,b} \cdot E_s}{\psi_s} - \sigma_0 \right) + \lambda_7 \left(\sigma_{b,1} - \frac{\sigma_b}{0,45} \cdot \frac{x - x_B}{x} \right), \quad (2.72)
\end{aligned}$$

и находятся экстремумы этой функции по по каждому из неизвестных $q_{sw}, x_B, \sigma_s, x, \sigma_b, \sigma_{s,1}, \sigma_{b,1}, C_2$. После алгебраических преобразований получено уравнение для определения длины проекции наклонной трещины с максимальным раскрытием:

$$(k_1 k_2 k_{21} + k_1 k_{21} + k_1 k_{23}) C_2^2 + C_2 + k_1 k_{22} - k_1 k_2 k_{21} = 0. \quad (2.73)$$

В этом уравнении:

$$\begin{aligned}
k_1 &= \frac{-2SB_{a,2} B_{a,1} A_{sw} E_{sw}}{A_{sw} E_{sw} B} \cdot \frac{B_{a,1} A_{sw} E_{sw}}{(q_{sw} S + B_{a,1} A_{sw} E_{sw})^2} + \\
&+ \frac{2B_2}{B} \cdot \frac{q_{sw} S + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S + B_{a,1} A_{sw} E_{sw} + B_{a,2} A_{sw} E_{sw}} \cdot \frac{B_{a,2} A_{sw} E_{sw} S}{(q_{sw} S + B_{a,1} A_{sw} E_{sw})^2} \quad k_2 = \frac{0,5}{0,5x_B - A_s h_o}; \\
k_{21} &= R_{sup} - \tau_b x_B b - \sigma_s; \quad k_{22} = \frac{\sigma_s}{A_s (h_o - 0,5x_B)}; \quad k_{23} = \frac{q_{sw}}{A_s (h_o - 0,5x_B)}.
\end{aligned}$$

Из анализа расчетной схемы рисунков 2.2 и 2.10 несложно видеть, что располагая усилиями в продольной и поперечной арматуре в опасной наклонной трещине, несложно получить эти же усилия и в соседней наклонной трещине веера I. Для заштрихованной на рисунках арки

записываем уравнения равновесия моментов относительно точки B_* и уравнения равновесия проекций всех сил на ось OY :

$$N_{S,j}(h_0 - x_B) - N_S(h_0 - x_B) + Q_{S,j}(l_{*,j} + c_{i,1}) - Q_S c_{i,1} + q_{sw,i} \cdot 0,5(l_{*,j} + c_{i,1})^2 - q_{sw} \cdot 0,5c_{i,1}^2 + q_{sw,i,hor} \cdot 0,5(l_{*,j} + c_{i,1})^2 - q_{sw,hor} \cdot 0,5c_{i,1}^2 = 0; \quad (2.74)$$

$$Q_{S,j} - Q_S + q_{sw,i}(l_{*,j} + c_{i,1}) - q_{sw} \cdot c_{i,1} = 0. \quad (2.75)$$

Неизвестными в этих уравнениях являются $N_{S,j}$ и $q_{sw,i}$. При этом значение $Q_{S,j}$ равняется $0,2 N_{S,j}$, а значение $q_{sw,i,hor}$ составляет $0,2 q_{sw,i}$.

При составлении уравнений статики в точке B_* созданы идеализированные условия, положив, что площадь бетона в этой точке стремиться к нулю. Тем не менее, если даже эта площадь не стремится к нулю и в точке B_* появится шарнирно-неподвижная опора с соответствующими реакциями $N_{B,*}$ и $Q_{B,*}$, то на уравнение моментное (2.74) это вообще не отразится, а в уравнение проекций (2.75) войдет значение $Q_{B,*}$. В то же время известно, что поперечная сила в сечении I–I воспринимается большей частью бетоном над наклонной трещиной и под наклонной трещиной, то ее составляющая, приходящая к окрестности точки B_* количественно будет весьма незначительной.

После определения положения наиболее опасных по ширине раскрытия наклонных трещин проверяется наличие смежных с ней трещин и трещин последующих уровней. Последовательно перемещаясь от одной трещины к другой, используемая расчетная модель позволяет определить усилия в продольной и поперечной арматуре в любой трещине из веера I из уравнений, аналогичных (2.74) и (2.75).

2.6. Расстояния между наклонными трещинами и ширина их раскрытия

Для определения действительного напряженно-деформированного состояния, а в последующем и жесткости железобетонных конструкций, работающих с трещинами возникает необходимость в рассмотрении и анализе всей картины трещинообразования в процессе нагружения. Причем важно получить не только различные уровни трещинообразования нормальных трещин, но и иметь полную картину образования наклонных трещин.

Разрабатываемая здесь методика расчета железобетонных составных конструкций на участках с наклонными трещинами, по деформациям, предполагает получение таких расчетных параметров, как расстояние между наклонными трещинами и ширина их раскрытия.

Расстояние между наклонными трещинами первого и второго видов первого уровня, $l_{cr,1}$, расположенными вдоль продольной арматуры можно определить используя следующее соотношение (см. рис. 2.10, в):

$$\frac{a}{a-l_{cr,1}} = \frac{M_I}{M_{cr}} \quad (2.76)$$

или

$$l_{cr,1} = \frac{a \cdot (M_I - M_{cr})}{M_I}. \quad (2.77)$$

Расстояние между трещинами второго уровня находится используя соотношение между изгибающими моментами в сечении I-I и в сечении с опасной наклонной трещиной:

$$\frac{a}{a-l_{cr,2}} = \frac{M_I}{M_c} \quad (2.78)$$

или

$$l_{crc,2} = \frac{a \cdot (M_l - M_c)}{M_l}. \quad (2.79)$$

При наличии расстояний между трещинами первого уровня вдоль продольной или поперечной арматуры в пролете «среза» и усилий в продольной или поперечной арматуре в местах пересечения трещинами, следуя [58], несложно перейти к определению напряжений в продольной арматуре $\sigma_{s,x}$, а также деформаций в бетоне $\varepsilon_{bt}(x)$ и относительных взаимных смещений арматуры и бетона $\varepsilon_g(x)$ в произвольном сечении x на последующих уровнях трещинообразования.

Для поперечной арматуры из уравнения проекций всех сил на ось y (рис. 2.11) в соответствии с расчетными схемами второго уровня будем иметь:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bt}(y) &= \sigma_{sw} A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13}} - \sigma_{sw}(y) A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13}} + \frac{D_{14}}{D_{13}} \cdot y + \frac{D_{15}}{D_{13}} = \\ &= \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13}} - \varepsilon_{sw}(y) \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13}} + \frac{D_{14}}{D_{13}} \cdot y + \frac{D_{15}}{D_{13}}. \end{aligned} \quad (2.80)$$

где

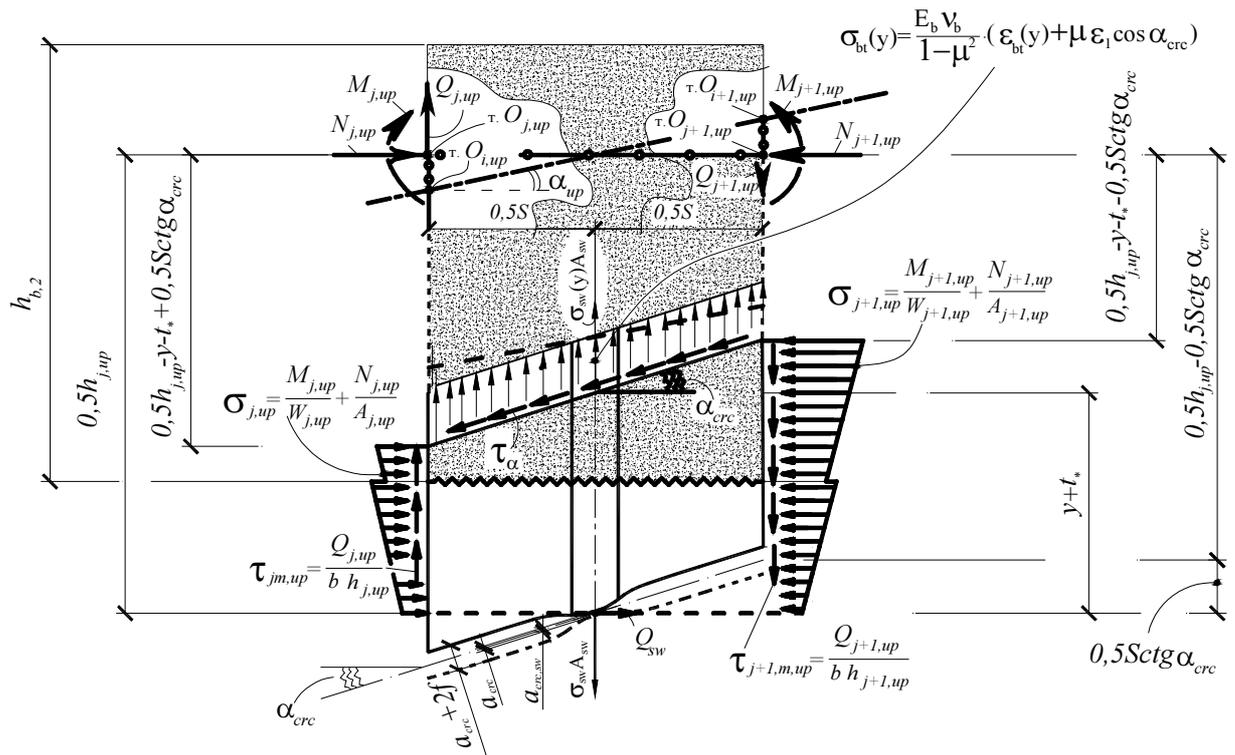
$$D_1 = \frac{Q_{j+1,up}}{h_{j+1,up}} - \frac{Q_{j,up}}{h_{j,up}}, \quad (2.81)$$

$$D_2 = \left(\frac{Q_{j+1,up}}{h_{j+1,up}} - \frac{Q_{j,up}}{h_{j,up}} \right) \cdot t_* + \left(\frac{Q_{j+1,up}}{h_{j+1,up}} + \frac{Q_{j,up}}{h_{j,up}} \right) \cdot 0,5Stg\alpha_{crc}. \quad (2.82)$$

$$D_3 = \frac{M_{j,up} + M_{j+1,up}}{2I_{m,up}}, \quad (2.83)$$

$$D_4 = \frac{M_{j,up} + M_{j+1,up}}{2I_{m,up}} \cdot (0,5h_{m,up} - t_*) + \frac{N_{j,up} + N_{j+1,up}}{2 \cdot b \cdot h_{m,up}}. \quad (2.84)$$

a)



б)

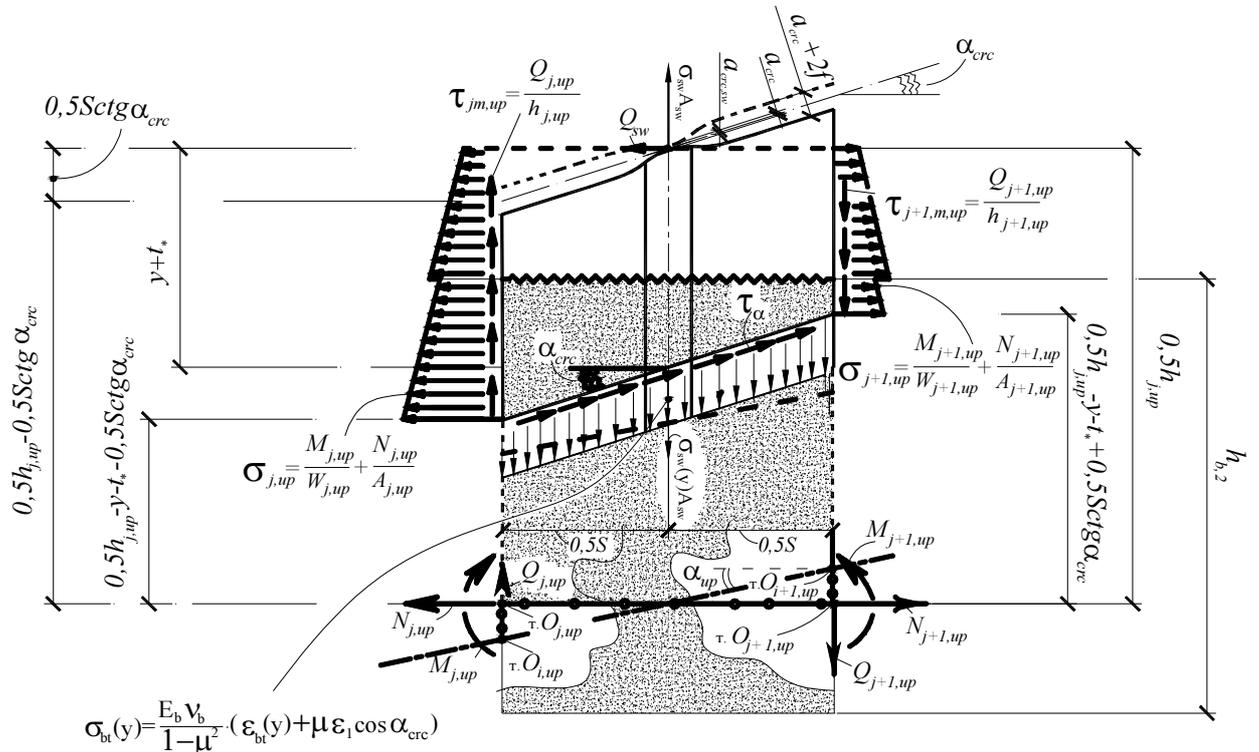


Рис. 2.11. Расчетная схема к определению деформаций растянутого бетона $\varepsilon_{bt}(y)$ вдоль оси поперечной арматуры для i -го уровня образования наклонной трещины первого, второго или третьего видов в железобетонной составной конструкции: а - случай 1, б - случай 2

$$D_5 = \tau_{xy,m,up} = \frac{Q_{j,up} + Q_{j+1,up}}{2b \cdot h_{m,up}}. \quad (2.85)$$

$$D_6 = \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha_{crc} - \mu_b}{\cos \alpha_{crc} \cdot E_b \cdot \nu_b}, \quad (2.86)$$

$$D_7 = \frac{(\cos^2 \alpha_{crc} - \sin^2 \alpha_{crc} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha_{crc})}{E_b \cdot \nu_b}, \quad (2.87)$$

$$D_8 = \frac{(\sin 2\alpha_{crc} \operatorname{tg}^2 \alpha_{crc} + \sin 2\alpha_{crc})}{E_b \cdot \nu_b}. \quad (2.88)$$

$$D_9 = 1 - \frac{\mu_b}{1 - \mu_b^2} \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot \cos \alpha_{crc} \cdot D_6, \quad (2.89)$$

$$D_{10} = \frac{E_b \cdot \nu_b}{1 - \mu_b^2} \cdot \frac{D_6}{D_9}, \quad (2.90)$$

$$D_{11} = D_3 \cdot D_7 \cdot \frac{1}{D_9}, \quad (2.91)$$

$$D_{12} = (D_4 \cdot D_7 + D_5 \cdot D_8) \cdot \frac{1}{D_9}. \quad (2.92)$$

$$D_{13} = \frac{E_b \cdot \nu_b}{(1 - \mu_b^2)} \cdot \frac{S \cdot b}{\cos \alpha_{crc}} - \frac{\mu_b}{(1 - \mu_b^2)} \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot S \cdot b \cdot D_{10}, \quad (2.93)$$

$$D_{14} = D_1 - \frac{\mu_b}{(1 - \mu_b^2)} \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot S \cdot b \cdot D_{11}, \quad (2.94)$$

$$D_{15} = \frac{\mu_b}{(1 - \mu_b^2)} \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot S \cdot b \cdot D_{12} + D_2, \quad (2.95)$$

Для продольной арматуры, пересекаемой наклонными трещинами, расчетная схема второго уровня может быть несколько упрощена (рис. 2.12). В частности при использовании упрощенных пропорций для изгибающих моментов (соотношений (2.76)–(2.79) и (2.104)–(2.111)) отпадает необходимость в использовании расчетной схемы второго уровня, применительно к наклонным трещинам первого и второго видов. При этом располагая напряжениями в продольной арматуре в сечении с опасной наклонной трещиной (по критерию максимальной ширины раскрытия на уровне оси продольной арматуры), представляется возможным

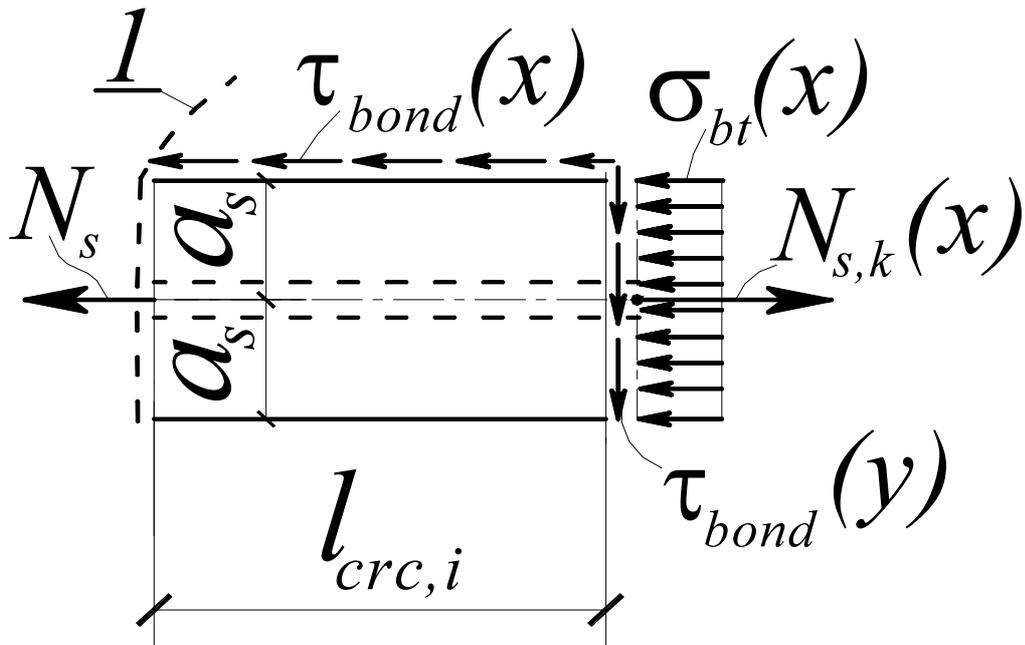


Рис. 2.12. Расчетная схема к определению деформаций растянутого бетона ε_{bt} (вдоль оси продольной арматуры для i -го уровня образования наклонных трещин первого, второго или третьего видов

определить функциональное расстояние между трещинами всех трех видов l_{crc} вдоль оси продольной арматуры. Располагая напряжениями в поперечной арматуре в сечении с опасной наклонной трещиной (по критерию максимальной ширины раскрытия на уровне оси поперечной арматуры), представляется возможным определить функциональное расстояние между трещинами вдоль осей поперечной арматуры. Как правило при этом можно использовать расчетные схемы второго уровня (см. рис. 2.11 и 2.12).

Тогда

$$l_{crc} = \frac{2(\ln B_4 - Bt_*)}{-B}, \quad (2.96)$$

где

$$B_4 = 1 + \frac{\sigma_{bt,c}}{(K-1)B_{3,*}v_b E_b} + \frac{\varepsilon_{bt,u}}{B_{3,*}(K-1)}. \quad (2.97)$$

$$B_3 = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{\sigma_{bt,s}}{v_b E_b} - B_2; \quad B_2 = \frac{\delta Q}{t B}, \quad (2.98)$$

B – параметр сцепления арматуры с бетоном, принимаемый равным

$$B = \frac{S_s \cdot G}{K \cdot A_s \cdot E_s}. \quad (2.99)$$

$$\frac{1}{K} = 1 + 2\mu\alpha \quad (2.100)$$

В выражении (2.100) принято:

$$t = \frac{A_s E_b}{2\mu}, \quad (2.101)$$

где $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$, $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$.

Необходимо отметить, что для области действительных чисел на параметр B_4 накладываются ограничения:

$$0 < B_4 < e^{B \cdot t_b}, \quad (2.102)$$

Сравнивая функциональное и уровневое значение l_{crc} проводится анализ возможной реализации последующих уровней трещинообразования.

Из анализа соотношений (2.79) и (2.96) можно видеть, что рост деформаций в арматуре при увеличении нагрузки ведет к уменьшению расстояния между трещинами. При этом наступление каждого нового уровня трещинообразования отвечает нагрузке, при которой соблюдается неравенство

$$l_{crc,i} \leq \eta \cdot l_{crc,i-1}, \quad (2.103)$$

где η справа от опасной наклонной трещины определяется из следующих соотношений (см. рис. 2.10).

$$\frac{l_{crc,lef}}{l_{crc,rig}} = \frac{M_I}{M_C} = \eta. \quad (2.104)$$

При этом

$$l_{crc,lef} + l_{crc,rig} = l_{crc,2}. \quad (2.105)$$

Двигаясь влево от опасной косоугольной трещины, сравниваем l_{crc}

функциональное и l_* (см. рис. 2.10), и при необходимости используем аналогичные соотношения:

$$\frac{l_{crc,lef,*}}{l_{crc,rig,*}} = \frac{M_C}{M_{crc}} = \eta_*, \quad (2.106)$$

$$l_{crc,lef,*} + l_{crc,rig,*} = l_*. \quad (2.107)$$

При этом не следует выходить за пределы участка, где $M < M_{crc}$.

В случае наличия обрывов продольной арматуры на участке наклонных трещин, соотношения (2.104) и (2.106) несколько видоизменяются, а именно кроме отношения моментов учитываются также отношения площадей продольной арматуры (до и после обрыва). В итоге, эти формулы принимают следующий вид:

$$\frac{l_{crc,lef}}{l_{crc,rig}} = \frac{M_I}{M_C} \cdot \frac{A_{S,rig}}{A_{S,lef}} = \eta. \quad (2.108)$$

$$\frac{l_{crc,lef,*}}{l_{crc,rig,*}} = \frac{M_C}{M_{crc}} \cdot \frac{A_{S,rig,*}}{A_{S,lef,*}} = \eta_*. \quad (2.109)$$

При появлении последующих новых уровней трещинообразования уравнения (2.108), (2.109) можно записать в виде:

$$\frac{l_{crc,lef,i}}{l_{crc,rig,i}} = \frac{M_{rig,i}}{M_{lef,i}} \cdot \frac{A_{S,rig,i}}{A_{S,lef,i}} = \eta_i. \quad (2.110)$$

$$\frac{l_{crc,lef,*i}}{l_{crc,rig,*i}} = \frac{M_{rig,*i}}{M_{lef,*i}} \cdot \frac{A_{S,rig,*i}}{A_{S,lef,*i}} = \eta_{*,i}. \quad (2.111)$$

Из изложенного следует, что образование трещин может продолжаться до момента разрушения и следовательно выделяется не один (как это принято в большинстве известных методик), а несколько уровней трещинообразования:

$$\left. \begin{array}{l} l_{crc} > l_{crc,1} - \text{трещин нет}; \\ l_{crc,1} \geq l_{crc} > l_{crc,2} - \text{первый уровень}; \\ l_{crc,2} \geq l_{crc} > l_{crc,3} - \text{второй уровень}; \\ \dots\dots\dots \\ l_{crc} \geq 6t_* - \text{последний уровень}. \end{array} \right\} \quad (2.112)$$

Располагая уровнями трещинообразования вдоль продольной и поперечной арматуры в пролете «среза», строится вероятный веер трещин первого, второго и третьего типов, прилегающий к сосредоточенной силе. И к опоре. Степень реализации трещин вееров I и II (пересекут ли эти трещины поперечную арматуру, либо ее будет пересекать только опасная наклонная трещина) определяются из рассмотрения напряженно-деформированного состояния вдоль поперечных стержней на основании расчетной схемы, приведенной на рис. 2.11, которая «замыкается» на расчетную схему (рис.2.3).

Таким образом можно отметить, что расстояние между трещинами является одним из важнейших параметров, необходимых для определения ширины раскрытия трещин в рассматриваемых железобетонных составных конструкциях. При этом из физических представлений в формуле для определения ширины раскрытия трещин логично использовать уровневое (дискретное) значение l_{crc} в соответствии с неравенствами (2.103) и (2.112).

Теперь, располагая напряжениями в поперечной арматуре или напряжениями в продольной арматуре в сечении с координатой y , можно определить относительные взаимные смещения арматуры и бетона:

$$\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw}(y) - \varepsilon_{bt}(y), \quad (2.113)$$

где на основании работы [27]

$$\varepsilon_{sw}(y) = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{S}{A_{sw} E_{sw}} \int_0^y \tau(y) dy. \quad (2.114)$$

В уравнении (2.114) S_s – периметр сечения арматуры; ε_s – деформации арматуры в трещине; ΔT – результирующее усилие условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине [27, 71]; $\tau(x)$ – условные касательные напряжения.

Анализ изменения характера эпюры $\varepsilon_{sw}(y)$, выполненный с привлечением имеющихся опытных данных показал, что при некотором уровне нагрузки деформации бетона на участках, примыкающих к трещине, начинают уменьшаться и затем даже меняют знак. Деформации же бетона в середине участка между трещинами увеличиваются до тех пор, пока в этом месте не появится новая трещина. Из такого анализа характера эпюры деформации бетона (рис. 2.13) следует целесообразность учета деформационного воздействия в трещине [27] при расчете жесткости рассматриваемых конструкций.

Подставляя (2.113) деформации растянутого бетона, определяемые в соответствии с формулой (2.80), получим:

$$\begin{aligned} \varepsilon_g(y) &= \varepsilon_{sw}(y) - \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13}} + \varepsilon_{sw}(y) \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13}} - \frac{D_{14}}{D_{13}} \cdot y - \frac{D_{15}}{D_{13}} = \\ &= \varepsilon_{sw}(y) \left(1 + \frac{E_{sw}(y) \cdot A_{sw}}{D_{13}} \right) - \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13}} - \frac{D_{14}}{D_{13}} \cdot y - \frac{D_{15}}{D_{13}}, \end{aligned} \quad (2.115)$$

или с учетом зависимости (2.114), уравнение (2.115) примет вид:

$$\begin{aligned} \varepsilon_g(y) &= \left(\varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{S}{A_{sw} E_{sw}} \int_0^y \tau(y) dy \right) \cdot \left(1 + \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{D_{13}} \right) - \\ &\quad - \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D_{13}} - \frac{D_{14}}{D_{13}} \cdot y - \frac{D_{15}}{D_{13}} = \end{aligned}$$

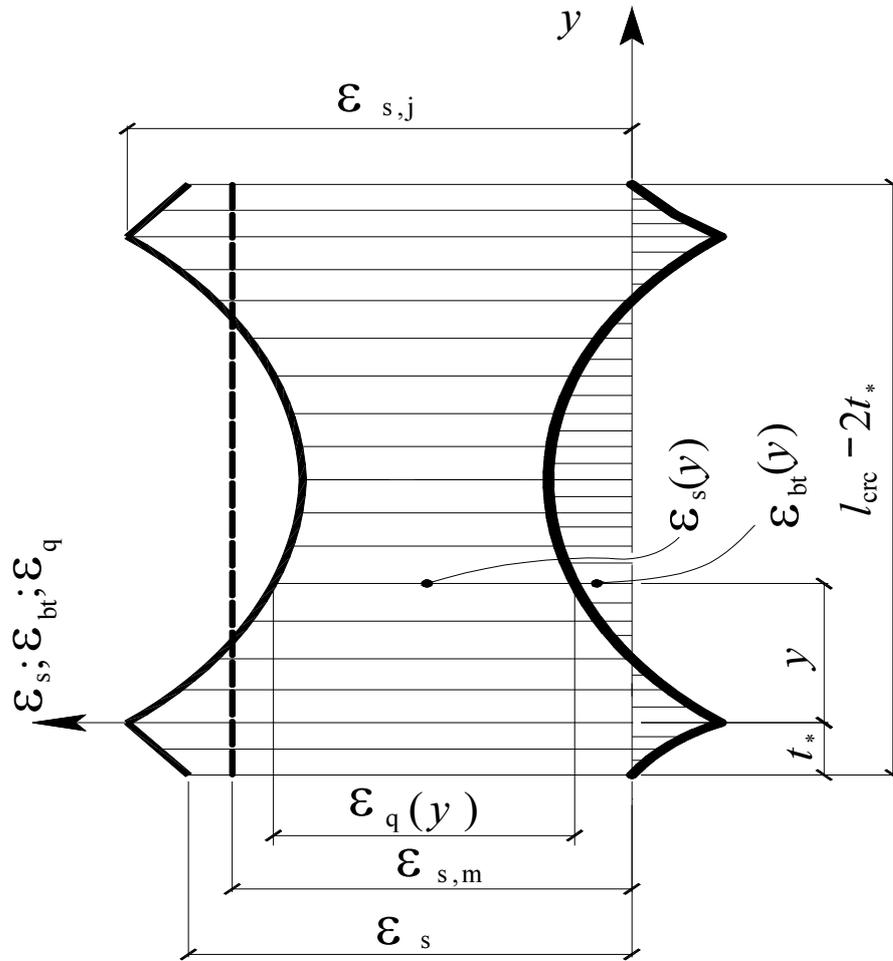


Рис. 2.13. Эпюры деформаций бетона $\varepsilon_{bt}(y)$, арматуры $\varepsilon_{sw}(y)$ и их относительных взаимных смещений $\varepsilon_g(y)$ на участке между наклонными трещинами

$$= \varepsilon_{sw} + \left(\frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{S}{A_{sw} E_{sw}} \int_0^y \tau(y) dy \right) \cdot \left(1 + \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{D_{13}} \right) - \frac{D_{14}}{D_{13}} \cdot y - \frac{D_{15}}{D_{13}}. \quad (2.116)$$

Обозначив,

$$\frac{1}{K} = 1 + \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{D_{13}}, \quad (2.117)$$

после подстановки (2.117) в (2.116) с учетом третьей рабочей гипотезы получим:

$$\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw} K} - \frac{S \cdot G}{A_{sw} E_{sw} K} \int_0^y \varepsilon_g(y) dy - \frac{D_{14}}{D_{13}} \cdot y - \frac{D_{15}}{D_{13}}. \quad (2.118)$$

После дифференцирования (2.118), получим:

$$\frac{d\varepsilon_g(y)}{dy} + B\varepsilon_g(y) = \frac{D_{14}}{D_{13}}. \quad (2.119)$$

Решение этого дифференциального уравнения первого порядка может быть записано в виде:

$$\varepsilon_g(y) = C \cdot e^{-By} + \frac{D_{14}}{D_{13} \cdot B}. \quad (2.120)$$

Для определения постоянной интегрирования C используем следующее граничное условие:

$$\text{при } y = 0, \quad \varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{A_{sw} E_{sw}} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b};$$

и соответственно:

$$C = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{A_{sw} E_{sw}} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b} - \frac{D_{14}}{D_{13} \cdot B}. \quad (2.121)$$

Слагаемое $\frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b}$ выражает деформации бетона $\varepsilon_{bt}(y)$ в сечении,

расположенном на расстоянии t_* от сечения с трещиной (см. рис. 2.13). При этом здесь и во всех ниже приведенных формулах значения $\sigma_{bt,c}$ принимаются со знаком минус.

После подстановки постоянной интегрирования в (2.119) для $\varepsilon_g(y)$ получим:

$$\varepsilon_g(y) = \left(\varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b} - \frac{D_{14}}{D_{13} \cdot B} \right) e^{-By} - \frac{D_{14}}{D_{13} \cdot B}. \quad (2.122)$$

Определив относительные взаимные смещения можно перейти к определению ширины раскрытия трещины a_{crc} . Определение a_{crc} сводится к нахождению относительных взаимных смещений $\varepsilon_g(y)$ арматуры и бетона на участках между трещинами:

$$a_{crc} = 2 \int_0^{t_*} \varepsilon_g(y_1) dy_1 + 2 \int_0^{0.5l_{crc} - t_*} \varepsilon_g(y) dy, \quad (2.123)$$

или интегрируя:

$$a_{crc} = -\frac{2\Delta T}{G} + \frac{2B_3}{B} (1 - e^{-B \cdot (0,5l_{crc} - t_*)}) + 2B_2 (0,5l_{crc} - t_*), \quad (2.124)$$

где B_3 , и B_2 , определяются в соответствии с (2.98).

Подставляя выражения для B_1 и B_2 в (2.124), окончательно получим:

$$a_{crc} = -\frac{2\Delta T}{G} - \frac{2B_{a,2}}{B} - \frac{2B_2}{B} \ln \left(1 + \frac{B_{a,2} \cdot A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S + B_{a,1} A_{sw} E_{sw}} \right). \quad (2.125)$$

2.7. Методика расчета железобетонных составных конструкций с наклонными трещинами по деформациям

Применительно к расчету жесткости железобетонных конструкций на участках с наклонными трещинами, вырезаются вертикальные единичные полоски (рис. 2.14), которые рассчитываются по схеме составного стержня с податливыми швами – трещинами (в местах пересечения полоски наклонная трещина принимается горизонтальной).

Выделенная двумя поперечными сечениями вертикальная полоска длиной dx , может рассматриваться в виде консольного составного стержня (рис. 2.14, 2.15). При этом, квадратичная форма $A_1 = \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \Delta_{ik} T_i T_k$ с помощью линейного преобразования (с использованием условия нормированности и свойств ортогональности собственных векторов) переменных T_i приводится к сумме квадратов $A_1 = \sum_{l=1}^n \lambda_l^2 \bar{T}_l^2$.

Линейная форма $C = \sum_{i=1}^n \Delta_{io} T_i$, преобразуется к виду $C = \sum_{i=1}^n \Delta_{io} \sqrt{\xi_i} \hat{T}_i =$
 $= \sum_{i=1}^n \Delta_{io} \sqrt{\xi_i} \sum_{k=1}^n u_{ik} \bar{T}_k = \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^n \Delta_{io} \sqrt{\xi_i} u_{ik} \bar{T}_k = \sum_{k=1}^n R_k \bar{T}_k$. Здесь $R_k = \sum_{i=1}^n \Delta_{io} \sqrt{\xi_i} u_{ik}$.

Условие минимума функционала подинтегрального выражения Φ суммарной работы внутренних сил может быть записано в форме уравнения Эйлера-Пуассона.

$$\frac{\partial \Phi}{\partial T_i} - \frac{d}{dx} \frac{\partial \Phi}{\partial T_i'} = 0, \quad (i = 1, 2, \dots, n), \quad (2.126)$$

которое раскрывается в виде системы дифференциальных уравнений теории составных стержней

$$\lambda_k^2 \bar{T}_k + R_k - \bar{T}_k'' = 0, (k = 1, 2, \dots, n). \quad (2.127)$$

При использовании условий нормированности и свойств ортогональности собственных векторов $u_{i,k}$ матрицы система (2.127) распадается на n независимых дифференциальных уравнений второго порядка, и расчет сложного составного стержня из $n+1$ -го бруса сводится к расчету n условных простых составных стержней из двух брусьев (рис. 2.15).

Значения \bar{T}_k , и R_k , представляющие собой линейные комбинации усилий и обобщенные нагрузки, можно рассматривать как обобщенные внутренние силы. Уравнения (2.127), имеют общие интегралы:

$$\bar{T}_k = A_k \operatorname{sh} \lambda_k x + B_k \operatorname{ch} \lambda_k x + \frac{1}{\lambda_k} \int_0^x R_k(t) \operatorname{sh} \lambda_k (x-t) dt \quad (k = 1, 2, \dots, n), \quad (2.128)$$

где A_k и B_k – произвольные постоянные.

Выражение (2.128), применительно к упрощенным дифференциальным уравнениям составного консольного стержня с использованием эквивалентных жесткостных характеристик для железобетонных составных конструкций принимает вид (2.13).

При суммарном воздействии M , N , Q в пределах малых гибкостей

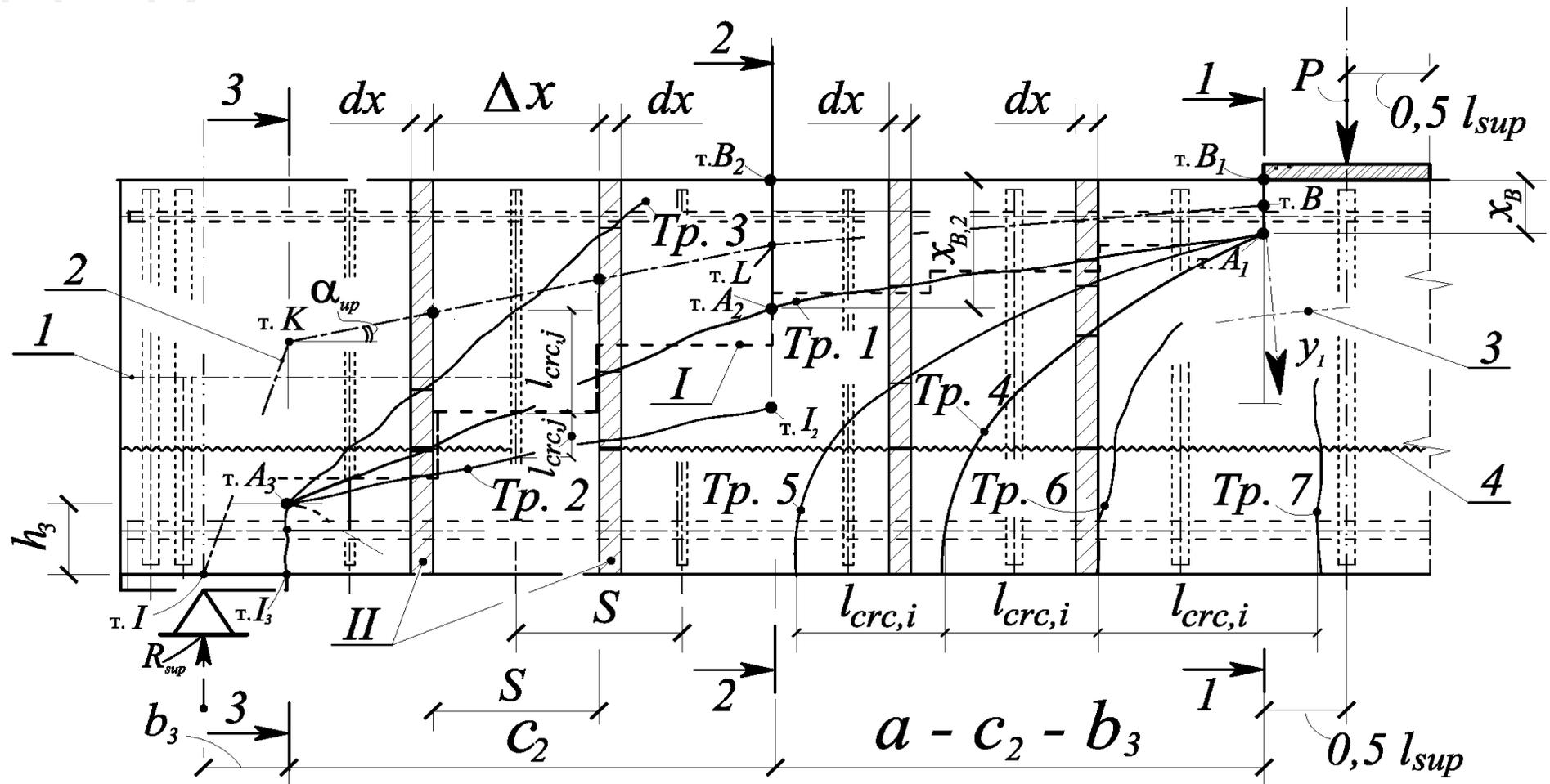


Рис. 2.14. Схема трещин в железобетонных составных конструкциях с выделением полосок Δx для представительного объема бетона, формирующего расчетную схему второго уровня при определении $l_{crc,j}$ и элементарных полосок dx для определения жесткостей поперечных сечений: 1 – геометрическая ось; 2 – ось образующей приопорной арки; 3 – нейтральная ось в окрестности сечения 1–1; 4 – шов между бетонами; I – полоски Δx ; II – элементарные полоски dx

без учета дополнительных моментов, возникающих в результате прогиба стержня, для сдвигающих усилий можно записать (рис. 2.15, б):

$$T_1 = \frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \left(e^{\gamma \xi_m (l-z)} - 1 \right) + \frac{P\eta}{\gamma} \left((l-z) + \frac{1}{\gamma \xi_m} - \frac{e^{\gamma \xi_m (l-z)}}{\gamma \xi_m} \right)$$

$$\tau_1 = \xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot \left[e^{\gamma \xi_m l} - e^{\gamma \xi_m (l-z)} \right] + \frac{P\eta}{\gamma} \left[e^{\gamma \xi_m (l-z)} - e^{\gamma \xi_m l} \right]$$

При $l = 1$, получим:

$$T = \frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \left(e^{\gamma \xi_m (1-z)} - 1 \right) + \frac{P\eta}{\gamma} \left((1-z) + \frac{1}{\gamma \xi_m} - \frac{e^{\gamma \xi_m (1-z)}}{\gamma \xi_m} \right)$$

$$\tau = \xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot \left[e^{\gamma \xi_m} - e^{\gamma \xi_m (1-z)} \right] + \frac{P\eta}{\gamma} \left[e^{\gamma \xi_m (1-z)} - e^{\gamma \xi_m} \right]$$

При $z = l = 1$, $T = 0$,

$$\tau = \xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \cdot \left[e^{\gamma \xi_m} - 1 \right] + \frac{P\eta}{\gamma} \left[1 - e^{\gamma \xi_m} \right] =$$

$$= \xi_m \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta - \frac{P\eta}{\gamma \xi_m} \right) \cdot \left[e^{\gamma \xi_m} - 1 \right].$$

При $z = 0$ и $l = 1$

$$T = \frac{1}{\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \left(e^{\gamma \xi_m l} - 1 \right) + \frac{P\eta}{\gamma} \left(l + \frac{1}{\gamma \xi_m} - \frac{e^{\gamma \xi_m l}}{\gamma \xi_m} \right)$$

и $\tau = 0$

Используя теорему о среднем [110], будем иметь:

$$T = \frac{1}{2\gamma} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta \right) \left(e^{\gamma \xi_m l} - 1 \right) + \frac{P\eta}{2\gamma} \left(l + \frac{1}{\gamma \xi_m} - \frac{e^{\gamma \xi_m l}}{\gamma \xi_m} \right)$$

$$\tau = \frac{\xi_m}{2} \left(-\frac{N_{0,1}}{\varphi_{b,1} E_{b,1} A_{b,1}} + \frac{N_{0,2}}{\varphi_{b,2} E_{b,2} A_{b,2}} + M_0 \cdot \eta - \frac{P\eta}{\gamma \xi_m} \right) \cdot \left[e^{\gamma \xi_m} - 1 \right].$$

Расчетная схема единичной полосы предполагает наличие таких параметров, как расстояния между наклонными трещинами и ширины их раскрытия.

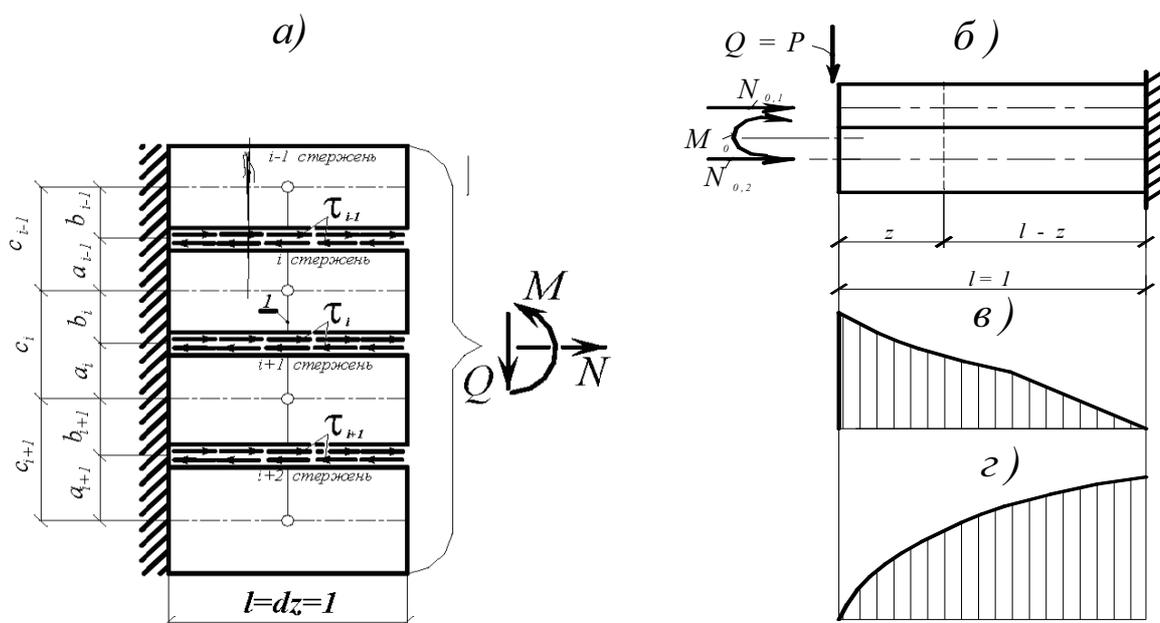


Рис. 2.15. Сведение задачи о расчете консольного составного стержня из многих брусьев, к задаче о расчете консольного составного стержня из двух брусьев: *a* – консольный составной стержня из многих брусьев; *б* – то же, из двух брусьев; *в* – эпюра касательных усилий τ в шве консольного стержня из двух брусьев; *г* – там же, эпюра сдвигающих усилий T

Расчет по жесткости и деформациям железобетонных конструкций при наличии в них наклонных трещин осуществляется с использованием кривизны в n выбранных сечениях. В окрестностях четырех–семи сделанных сечений выделяются единичные полоски (см. рис. 2.14 и 2.15). Перемещения от раскрытия трещин в пределах такой полоски разлагаются на горизонтальные и вертикальные составляющие (рис. 2.16,а). Для выделенных единичных полосок составного стержня определяется работа внутренних сил, состоящая из работы внутренних усилий в составляющих стержнях, работы податливых поперечных связей и связей сдвига.

Учитывая внутренние усилия M и N в составляющих стержнях в виде внецентренного сжатия (растяжения), можно записать приходящуюся на единицу длины работу внутренних усилий в i -ом стержне в виде:

$$A_i = \frac{2M_i^2}{3(E_i I_i)_{\text{экв}}} \quad (2.129)$$

Здесь $(E_i I_i)_{\text{экв}} = M_i \cdot \rho_i = \frac{M_i}{\chi_i}$, где χ_i – кривизна в i -том сечении,

определяемая по ρ_i , в соответствии с [59].

$$M_i = M_{0i} + N_{0i} \cdot e_i - T_{i-1} \cdot a_{i-1} - T_i \cdot b_i + S_{i-1} \cdot 0,5 - S_i \cdot 0,5, \quad (2.130)$$

где M_{0i} и N_{0i} – изгибающий момент и продольная сила в i -м стержне от действия нагрузки без учета усилий в связях; e_i – эксцентриситет силы N_{0i} относительно изогнутой оси i -го стержня; T_{i-1} , S_{i-1} , T_i , S_i – погонные сдвигающие и суммарные сдвигающие усилия в $i-1$ -м и i -м швах соответственно; a_{i-1} , b_i – расстояние от $i-1$ -го и i -го шва до изогнутой оси i -го стержня.

Здесь в целях упрощения вычислений и сохранения единого методического подхода, используемого в дальнейшем для расчета систем железобетонных элементов, под жесткостью стержневого железобетонного элемента B_i будем понимать коэффициент пропорциональности между полным изгибающим моментом и кривизной:

$$-\frac{M_i}{\chi_i} = B_i. \quad (2.131)$$

Тогда, выразив в формуле (2.129) жесткость $E_i I_i$ через кривизну χ_i и просуммировав работу внутренних усилий по всем составляющим стержням в единичной полоске, прилегающей к сечению k , получим:

$$A_k = \frac{2}{3} \sum_{i=1}^{n+1} M_i \chi_i. \quad (2.132)$$

Работу податливых поперечных связей и связей сдвига единичной полоски, прилегающей к сечению k , для рассматриваемой задачи запишем в виде:

$$B_k = \frac{2}{3} \sum_{i=1}^n q_{1sw,i} a_{crc,i} \sin \alpha_i + \frac{2}{3} \sum_{i=1}^n q_{sw,i} a_{crc,i} \cos \alpha_i \quad (2.133)$$

где $q_{1sw,i}$ и $q_{sw,i}$ – соответственно горизонтальная и вертикальная оставляющие погонного усилия в i -м шве в сечении k ; $a_{crc,i}$ – ширина раскрытия i -й трещины в сечении k ; α_i – угол наклона i -й трещины в сечении k .

В итоге суммарная работа внутренних сил для единичной полоски, прилегающей к сечению k , равна сумме выражений (2.132) и (2.133):

$$A_{k,\Sigma} = A_k + B_k. \quad (2.134)$$

Располагая величиной $A_{k,\Sigma}$, можно заменить единичную полоску составного стержня на эквивалентную единичную полоску обычного (монокричного) железобетонного стержня, внутренняя работа которой равна $A_{k,\Sigma}$. При этом для k -го сечения значение кривизны может быть определено из выражения:

$$\chi_k = \frac{3A_{k,\Sigma}}{2(M_{0,k} + N_{0,k}y_k)}, \quad (2.135)$$

где $M_{0,k}$ – суммарный момент в сечении k , приведенный к внешнему, относительно изогнутой геометрической оси; y_k – расстояние от точки приложения равнодействующей силы $N_{0,k}$ до изогнутой оси стержня на участке с наклонными трещинами (значения $M_{0,k}$ и $N_{0,k}$ уточняются в процессе итераций как внешние воздействия).

После нарушения сплошности железобетонного элемента, ширину раскрытия трещин будем учитывать в формулах перемещений как сосредоточенную деформацию сдвига.

Перемещение изогнутой оси конструкции или нижней грани (в целом ряде случаев оно является определяющим по проверке технологических требований и тогда суммирование трещин ведется по всему поперечному сечению железобетонного элемента), определяют значение прогиба железобетонной составной конструкции и включают также деформации сосредоточенного сдвига δ_i – как вертикальные составляющие ширины раскрытия трещин, накапливаемые от верхней грани до изогнутой оси. Эти деформации, а также сосредоточенные угловые деформации Θ_i при расчете прогибов непосредственно включаются в уравнения прогибов и углов поворота.

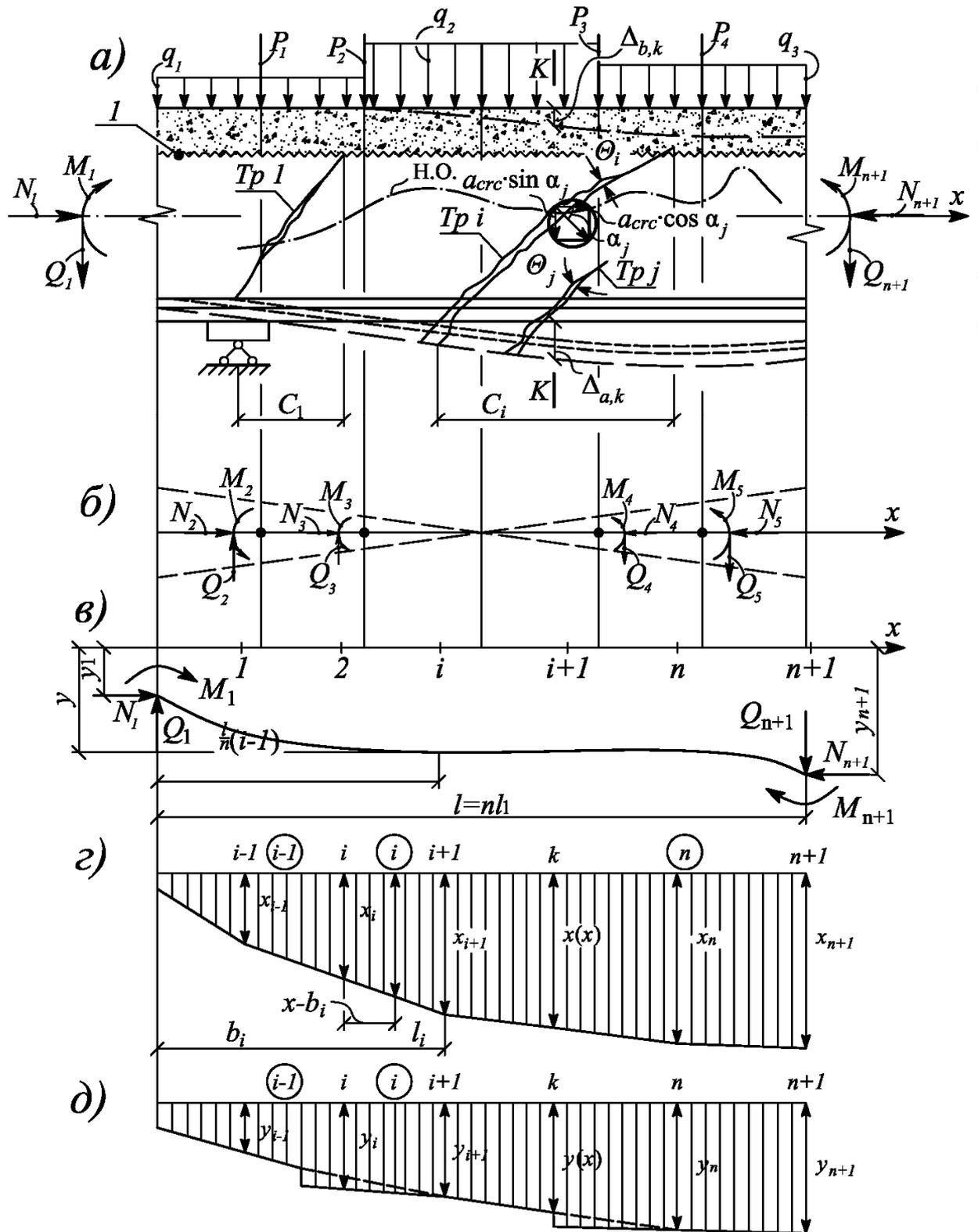


Рис. 2.16. К расчету железобетонных составных конструкций по деформациям: *a* — схема нагружения, трещин и прогибов в сечении *k*; *б* — приведение внутренних усилий M, N, Q к геометрической оси; *в* — изогнутая ось стержня; *г* — эпюра кривизн; *д* — эпюра прогибов; 1 — шов между бетонами

Достаточно строгое решение для определения деформаций можно получить, если принять кусочно-линейную интерполяцию кривизны между выбранными сечениями, что равносильно аппроксимации изогнутой оси железобетонного стержня кубическим сплайном.

Рассмотрим произвольно нагруженный железобетонный стержень (рис. 2.16, б). Разобьем его на n участков. Тогда для i -го участка с абсциссами граничных точек b_i и b_i+l_i можно записать:

$$\chi(z) = \chi_i + \frac{\chi_{i+1} - \chi_i}{l_i}(z - b_i). \quad (2.136)$$

Подставим это выражение в дифференциальное уравнение сжато-изогнутого стержня ($y_i'' = \chi$) и решим его относительно y . Затем, используя рекуррентные зависимости в форме метода начальных параметров, выразим постоянные интегрирования для i -го участка через постоянные интегрирования первого участка. В результате уравнение изогнутой оси стержня принимает такой вид:

$$y_i = y_1 + \varphi_1 l \frac{i-1}{n} + \frac{l^2}{n^2} \left[\frac{(3i-4) \frac{M_1}{B_1} + \frac{M_i}{B_i}}{6} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{M_j}{B_j} (i-j) \right] + \delta_i \quad (2.137)$$

а уравнение углов поворота –

$$\varphi_i = \varphi_1 + \frac{l}{n} \left[\frac{M_1}{2B_1} + \frac{M_i}{2B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{M_j}{2B_j} \right] + \Theta_i \quad (2.138)$$

Здесь с помощью параметров δ_i и Θ_i соответственно учитываются сосредоточенные деформации сдвига (как вертикальные составляющие ширины раскрытия трещин, накапливаемые от верхней грани до изогнутой оси) и сосредоточенные угловые деформации в i -м сечении (см. рис. 2.16, а):

$$\delta_i = \sum_{i=1}^{n-m} a_{cre,i} \sin \alpha_i. \quad (2.139)$$

$$\Theta_i = \sum_{j=1}^{n-m} \frac{a_{crc,S,j} \sin \alpha_j \cdot \cos \alpha_j}{C_j}. \quad (2.140)$$

где Θ_i – угловые составляющие, накапливаемые в i -том поперечном сечении от верхней грани до изогнутой оси железобетонного составного стержня; $a_{crc,j}$ и $a_{crc,S,j}$ – ширина раскрытия j -той наклонной трещины в i -том поперечном сечении, перпендикулярная к ее берегам и вдоль оси продольной арматуры, соответственно.

Уравнения деформаций (2.137), (2.138) могут быть использованы и для участков железобетонной конструкции с нормальными трещинами при δ_i и Θ_i равными нулю и значениями кривизны определяемыми по известной формуле для железобетонных элементов.

2.8. Выводы

1. Предложен новый вариант теории формирования наклонных трещин и расчетная схема арочных блоков для определения жесткости железобетонных составных конструкций при наличии в них наклонных трещин. Схема позволяет на единой методологической основе объединить расчетные схемы для наклонных трещин, которые начинаются с растянутой зоны железобетонного элемента и развиваются к источнику нагружения и для наклонных трещин образующихся в окрестности нейтральной оси железобетонного элемента и развивающихся как в сторону сжатой, так и растянутой его зон. Предложены группы уравнений, позволяющие определять неизвестные параметры расчетных арочных блоков, входящих в рассматриваемую расчетную модель, в том числе с учетом влияния местного напряженно-деформированного состояния в бетоне. Это заметно уточняет практическую методику определения ширины раскрытия наклонных трещин и соответственно деформативности железобетонных составных конструкций при наличии в них наклонных трещин.

2. Разработана расчетная схема в виде единичной полосы и получено упрощенное решение составного стержня при отсутствии и наличии наклонных трещин для определения деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин.

3. Разработана расчетная методика для определения деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин, базирующуюся на сформулированных рабочих гипотезах, учитывающая условные сосредоточенные сдвиги в швах-трещинах, несовместность деформаций бетона и арматуры, и эффект нарушения сплошности бетона.

4. Построены расчетные уравнения и алгоритм расчета для определения параметров напряженно-деформированного состояния составных железобетонных конструкций позволяющие сохранить физический смысл и инженерную обзримость расчетных параметров, а также исключить трудоемкую алгебраизацию формул.

5. Предложенные расчетные зависимости позволяют учитывать влияние ряда важных параметров силового сопротивления железобетонных составных конструкций, таких как: деформации арматуры в сечении с трещиной, сцепление арматуры с бетоном, физико-механические и геометрические характеристики железобетонного элемента, деформационный эффект, возникающий в железобетонном элементе при трещинообразовании, относительные условные взаимные смещения бетона и арматуры на участках между трещинами; условные сосредоточенные сдвиги в швах контакта между бетонами и швах-трещинах, многоуровневый характер образования трещин.

РАЗДЕЛ 3.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ
ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПРИ НАЛИЧИИ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН***3.1. Методика экспериментальных исследований деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин******3.1.1. Цель и задачи эксперимента***

Железобетон, как конструкционный материал, в процессе эксплуатации показывает все новые и новые свои качества, которые дают возможность занимать ему главенствующее положение среди других конструкционных материалов. Особого внимания заслуживают железобетонные составные конструкции, обеспечивающие монолитность узлов сопряжения и использование сборных элементов в качестве опалубки. Преимущества железобетонных составных конструкций (сборно-монолитных, конструкций усиления) не вызывают сомнений, как не вызывает сомнений необходимость углубленного исследования особенностей их сопротивления.

В настоящее время составные железобетонные конструкции повсеместно используются в капитальном строительстве в качестве основного строительного материала. Этот факт требует решения задач, связанных с совершенствованием методологии расчетов таких конструкций, решение которых является важной ***актуальной*** проблемой.

На сегодняшний день имеется сравнительно мало, а в некоторых случаях практически отсутствуют данные опытных параметров деформативности и трещиностойкости составных конструкций в зонах, непосредственно примыкающих к берегам трещин и к их вершинам. Сравнительно мало экспериментальных данных и о длине и приращении наклонных трещин составных железобетонных конструкций при увеличении нагрузки. Однако данные параметры являются определяющими при анализе

сопротивления таких зон как, например в области пересечения наклонной трещиной рабочей арматуры. Согласно проведенным исследованиям (см. раздел 1) именно в этих зонах возникает эффект нарушения сплошности, влияние которого на равновесие усилий в поперечном сечении (исследования Немировского) может составлять около 40%.

Описываемый эффект нарушения сплошности в местных зонах тесно связан с особенностями напряженно-деформированного состояния бетона в окрестных областях трещины. При этом возникает необходимость получения экспериментальных данных о параметрах сопротивления зоны непосредственно у конца трещины. Такие сведения, с одной стороны, позволяют заметно уточнить зависимости для определения деформативности в зоне наклонных трещин составных железобетонных конструкций, с другой – эти данные могут дать полное представление о сопротивлении железобетона в целом.

Экспериментальные исследования деформативности совместно с трещиностойкостью железобетонных составных конструкций с необходимым набором изучаемых параметров, проведены лишь в единичных случаях.

Экспериментальные исследования деформативности железобетонных составных конструкций с наклонными трещинами в рамках настоящих исследований проводились *с целью* определения параметров для оценки деформативности железобетонных конструкций в зоне наклонных трещин, в том числе на различных стадиях нагружения; сопоставления с расчетным аппаратом, основанным на учете эффекта нарушения сплошности и несовместности деформаций в шве между бетонами, а также с целью разработки рекомендаций направленных на более эффективное проектирование железобетонных конструкций.

При проведении экспериментальных исследований [11, 39] необходимо было решить такие задачи как:

1) разработать методику проведения экспериментальных исследований трещиностойкости, деформативности по наклонным сечениям составных железобетонных конструкций;

2) экспериментально определить следующие параметры: прогибы по всей длине железобетонной конструкции; ширину раскрытия трещин на уровне оси продольной и поперечной растянутой арматуры и на некотором удалении (1,5–2 диаметра) от этих осей (a_{crc} вдоль всего профиля трещин); фиксировать изменение расстояния между трещинами l_{crc} , а также длину трещин h_{crc} с ростом нагрузки (с целью подтверждения многоуровневого процесса трещинообразования), деформации продольной арматуры в зоне трещины и на участке между трещинами при наличии эффекта нарушения сплошности в окрестности двухконсольного элемента, деформаций бетона на берегах трещины по направлению оси рабочей арматуры; фибровых деформаций сжатого бетона и высоты его сжатой зоны, параметров деформирования бетона в зоне предразрушения на конце трещины;

3) сопоставления с предложенным расчетным аппаратом по более строгому расчету деформативности составных железобетонных конструкций с наклонными трещинами с учетом эффекта нарушения сплошности, относительных взаимных смещений арматуры и бетона и условных относительных сдвигов в шве между бетонами.

3.1.2. Объем, серии, и конструкции опытных образцов

Разработанная программа экспериментальных исследований включает лабораторные испытания железобетонных конструкций пяти серий [11, 39]. Основные данные параметров экспериментальных конструкций приведены в табл. 3.1, на рис. 3.1. Необходимость испытания обозначенного числа конструкций основано на изменении диаметра и шага хомутов, продольного армирования, классов основного и дополнительного бетона, а также пролета «среза». Для обеспечения разрушения второго пролета среза опытной конструкции, были использованы специальные стяжки, которые состоят из шпилек и металлических пластин (рис. 3.1, з, д).

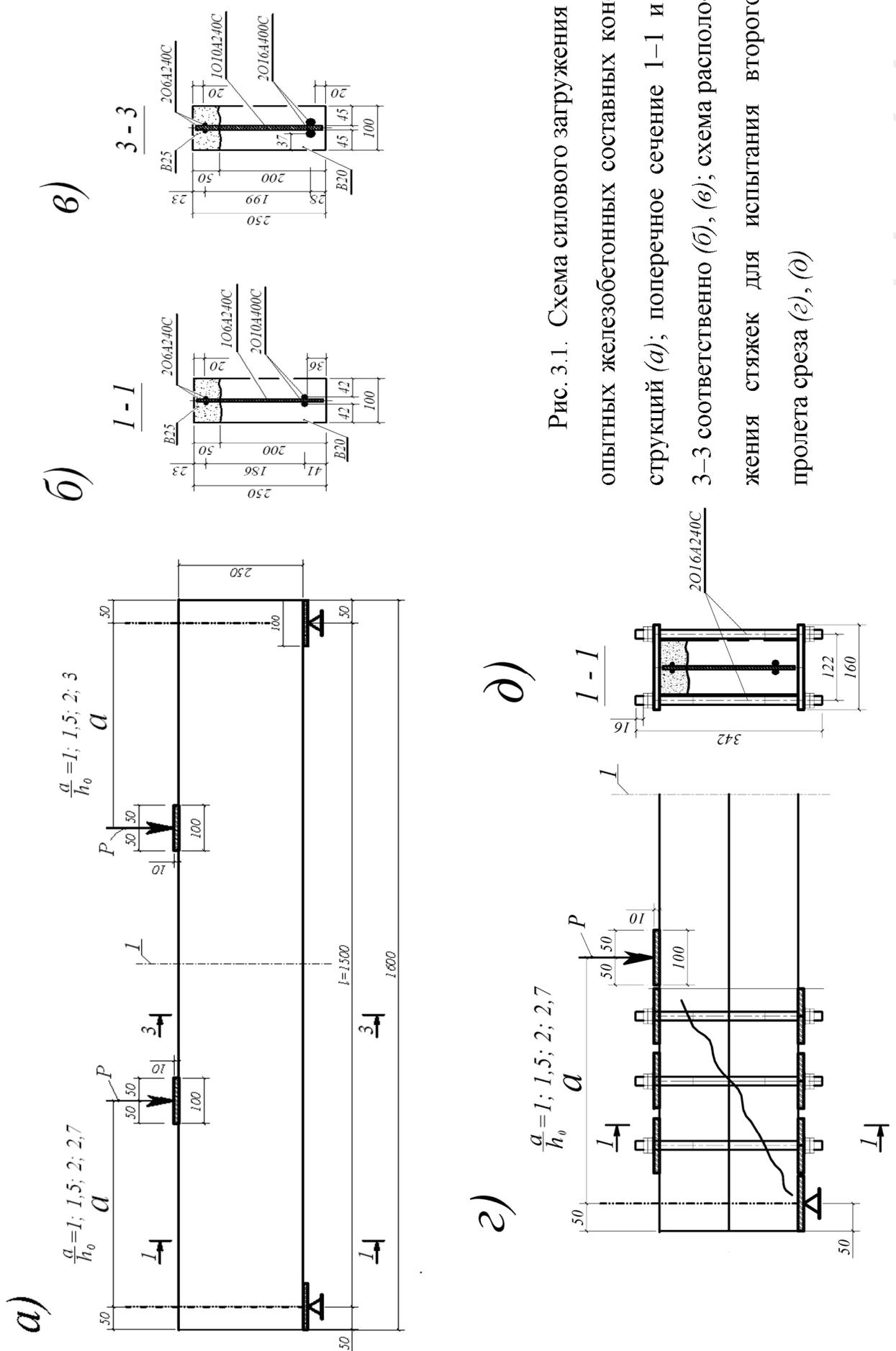


Рис. 3.1. Схема силового нагружения опытных железобетонных составных конструкций (а); поперечное сечение 1-1 и 3-3 соответственно (б), (в); схема расположения стержней для испытания второго пролета среза (г), (д)

Таблица 3.1.

Объем, серии и характеристики основных экспериментальных конструкций*

№ серии	Шифр конструкции	h , мм	b , мм	l , мм	Арматура растянутой зоны, диаметр – мм, класс	Арматура сжатой зоны, диаметр – мм, класс	Высота слоя старого бетона, мм	Высота слоя бетона усиления, мм	Класс бетона основного образца	Класс бетона усиления
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
I	БО-I-1,5-100-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	250	–	B20	–
	БС-I-1,5-100-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30
	БО-I-1,5-150-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	250	–	B20	–
	БС-I-1,5-150-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30
	БО-I-1,5-100-06- l_x	250	100	1600	2010A400C	206A240C	250	–	B20	–
II	БС-I-1,5-100-06- l_x	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30
	БО-II-2,7-100-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	250	–	B20	–
	БС-II-2,7-100-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30
	БО-III-2,7-100-010(n1)	250	100	1600	2010A400C	206A240C	250	–	B20	–
	БС-III-2,7-100-010(n1)	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30
III	БС-III-2,7-100-010(n2)	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30
	БС-III-2,7-100-010(n3)	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30
	БО-IV-1,0-100-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	250	–	B20	–
	БС-IV-1,0-100-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30
	БО-IV-1,0-150-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	250	–	B20	–
IV	БС-IV-1,0-150-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30
	БО-V-2-100-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	250	–	B20	–
	БС-V-2-100-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30
	БО-V-2-100-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	250	–	B20	–
	БС-V-2-100-06	250	100	1600	2010A400C	206A240C	200	50	B20	B30

* **Примечание.** Шифр конструкции включает номер серии, БО или БС – балка обжатого или составного сечения соответственно; 1,5; 2,7; 1,0; 2,0 – пролеты среза; 100; 150; 320 – шаг поперечной арматуры; 06, 010 – диаметры поперечных стержней в шве, в зоне чистого изгиба; l_x – конструкции с недостаточной анкеровкой; арматура 06A240C раскатывается из бухты вручную, а не с помощью валков (чтобы не произошло выгибки на площадке текучести);

после разрушения одного из пролетов среза на него устанавливается стяжка и до разрушения доводится второй пролет среза

$n1$ – шов в зоне чистого изгиба длиной 320 мм не имеет поперечной арматуры; $n2$ – шов в зоне чистого изгиба длиной 320 мм, имеет поперечную арматуру, установленную с шагом 100 мм диаметром 6 мм класса A240C; $n3$ – шов в зоне чистого изгиба длиной 320 мм, имеет поперечную арматуру, установленную с шагом 100 мм диаметром 10 мм класса A400C;

В соответствии с действующими стандартами были определены механические характеристики арматуры. Для испытаний использовались стержни длиной 400 мм каждого диаметра.

По результатам проведенных испытаний получена фактическая граница текучести арматурных стержней. Для гладкой арматуры А240СØ6мм этот параметр составил 263,8МПа, для гладкой арматуры А240СØ10мм – 264,7 МПа, для стержневой арматуры периодического профиля А400СØ10мм – 437,8 МПа, А400СØ16мм – 441,6 МПа.

Одновременно с изготовлением основных железобетонных составных конструкций согласно разработанной методике экспериментальных исследований были изготовлены вспомогательные бетонные образцы с аналогичными характеристиками для определения прочностных и деформативных характеристик бетона в возрасте 28 суток и в момент испытаний: кубы 100×100×100 – 18 шт., призмы сплошного сечения 100×100×400 – 18 шт., составные бетонные призмы 100×100×400 – 24 шт. и составные армированные призмы 100×100×400 – 48 шт .

По результатам проведенных испытаний получена фактическая прочность бетона на сжатие: для сжатой зоны (домоноличивание новым бетоном) образцов всех серий – 35,3 МПа, для образцов всех серий (растянутой зоны) – 23,9 МПа.

3.1.3. Методика нагружения, установка приборов и проведения измерений

Испытания железобетонных конструкций выполняются с нагружением в вертикальной плоскости с обеспечением свободного доступа к растянутой зоне. Это дает возможность с требуемой точностью изучить картины образования, развития и раскрытия трещин, параметры деформирования и

разрушения конструкций. Применяемая схема испытаний позволяет осуществлять нагружение с заданными пролетами «среза» (рис. 3.1, 3.2).

Расстановка механических приборов выполнена в соответствии со схемой на рис. 3.3. Места размещения электротензорезисторов базой 20 мм указаны на рис. 3.5.

Электротензорезисторы устанавливаются с целью изучения распределения деформаций в сжатой зоне по ее высоте и в области, расположенной около шва; установления фактических размеров сжатой зоны и высоты трещин. Установка электротензорезисторов осуществляется по поперечному сечению экспериментальных образцов конструкций основных серий в фибровых волокнах, в местах перехода от удлинения к укорочению и в сжатой зоне бетона (см. рис. 3.5, а).

Согласно разработанной методике экспериментальных исследований принято четыре группы электротензорезисторов на основных опытных образцах железобетонных составных конструкций, и на дополнительные составные призмы из бетонов разных классов (В30/В30/В30, В20/В30/В20). Для осуществления электротензометрических измерений использовалась система типа СИИТ-3 (рис. 3.2).



Рис. 3.2. – Общий вид лабораторных испытаний железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям



Рис. 3.3. – Установка механических приборов с помощью специальных приспособлений

I группа электротензорезисторов (рис. 3.5, а). Электротензорезисторы размещаются по высоте поперечного сечения I–I экспериментальных составных балок основных серий в фибровых волокнах, в местах определения нулевой точки, т. е. перехода от удлинения к укорочению, а также в окрестности шва (5 мм от шва) и в слоях, прилегающих к шву между бетонами на расстоянии 10 мм между их центрами. Данная группа тензодатчиков ставила целью изучение распределения деформаций по высоте сжатой зоны бетона и определение ее размеров, а также фиксацию фактического значения высоты развития трещин. Датчики устанавливаются друг за другом по высоте образца с двух сторон от шва “старого” и “нового” бетонов.

В этой же группе была выделена подгруппа электротензорезисторов, которые должны фиксировать деформации арматуры. Их фиксировали в специальные пазы (размером 3×4×300 мм) стержней рабочей арматуры. (рис. 3.4).



Рис. 3.4. Установка электротензорезисторов в пазы арматуры и гаек на арматурные стержни

Для обеспечения надежности и дополнения опытной информации предусматриваются мембранные розетки (составляющие II группу электротензорезисторов), расположенные в двух одинаково напряженных (симметричных) сечениях.

II группа электротензорезисторов. Для получения более точной информации по параметрам сложного НДС в слоях “старого” и “нового” бетонов, прилегающих к шву, были использованы так называемые

мембранные розетки, приклеенные к бетонам разных слоев в зонах, прилегающих к шву (рис. 3.5, *а*).

В сечении I–I экспериментальных балок розетки располагаются на расстоянии 25 мм от шва сдвига. Они размещены симметрично цепочке тензодатчиков, составляющих группу I. При выключении из работы одной из розеток, информацию получаем от тензометрии I группы.

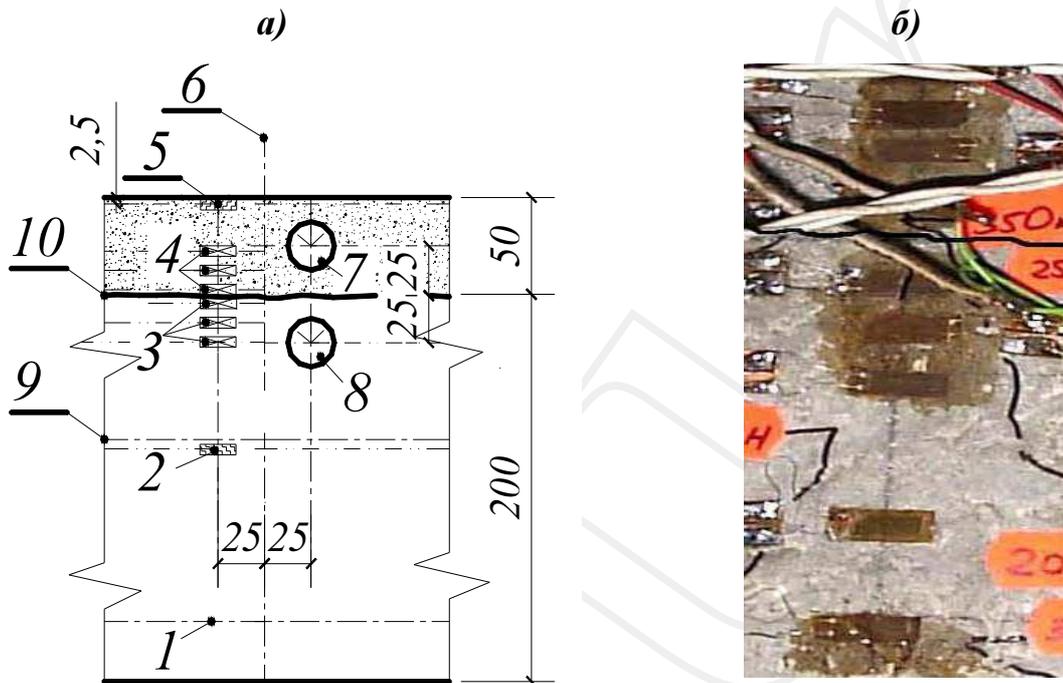


Рис. 3.5. Схема расположения первой и второй групп электротензорезисторов (*а*) и общий вид установленных электротензорезисторов первой группы (*б*):

1–ось (оси) растянутой арматуры; 2 – электротензорезистор, расположенный снизу от нейтральной оси 9; 3 – электротензорезисторы, прилегающие к шву, расположенные в зоне бетона первого слоя; 4 – то же, в зоне бетона второго слоя; 5 – электротензорезистор, расположенный вдоль фибровых волокон бетона второго слоя; 6 – сечение 1–1; 7 – мембранные розетки электротензорезисторов, расположенные в зоне бетона второго слоя, прилегающей к шву; 8 – то же, в зоне бетона первого слоя; 9 – средняя нейтральная ось образца; 10 – шов между бетонами

III группа электротензорезисторов – это розетки, устанавливаемые в сжатом бетоне над опасной косою трещиной в зоне, прилегающей к сечению I–I. Данные этих тензорезисторов необходимы для описания характера разрушения исследуемой зоны под непосредственным местом приложения усилия. Вертикальный датчик фиксируется по краю металлической

пластинки, передающей нагрузку, горизонтальный датчик - на 20 мм ниже сжатой грани, наклонные датчики – под 45 градусов.

В данной группе, присутствовали также электротензорезисторы в виде «ловушки» (зоны III) на пути распространения нормальных и наклонных трещин (рис. 3.6, 3.7). С их помощью фиксировали деформации бетона на уровне оси арматуры– зоне, где проявляется эффект нарушения сплошности

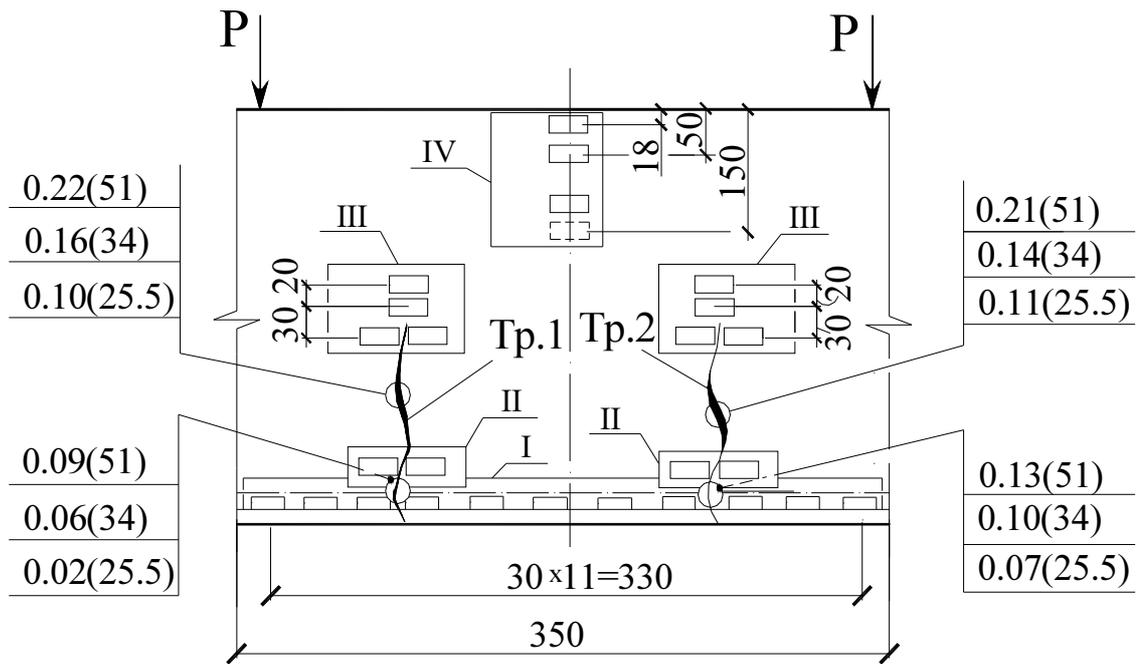


Рис. 3.6. Зоны установки электротензорезисторов на участках с нормальными трещинами: I – в пазы рабочей арматуры; II – на бетон, на берегах нормальных трещин; III – на бетон, в виде «ловушек»; IV – на бетон, по высоте поперечного сечения

в железобетоне.

Схема установки включала также механические приборы, которые устанавливались вдоль оси наиболее растянутой арматуры (рис. 3.8, рис. 3.4, а) и позволяли определять средние деформации арматуры. В целом такое сочетание механических приборов и тензометрических датчиков в полной мере позволило проверить гипотезу плоских сечений в сечении I–I для средних деформаций в пределах каждого из составляющих стержней.

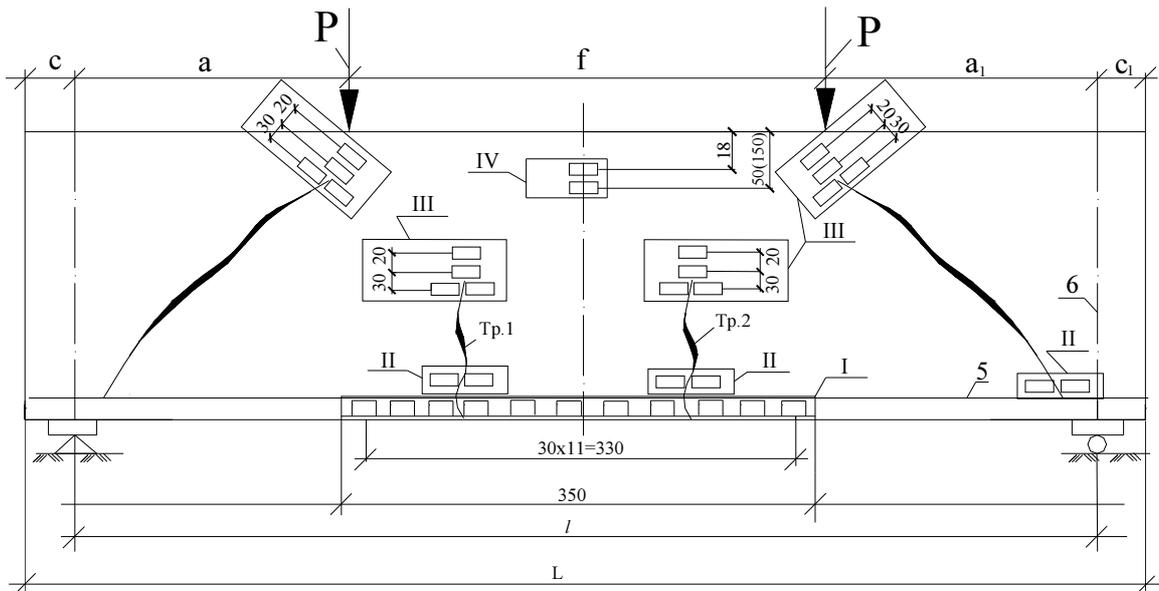


Рис. 3.7. Зоны установки электротензорезисторов на участках с наклонными трещинами: I – в пазы рабочей арматуры; II – на бетон, на берегах нормальных трещин; III – на бетон, в виде «ловушек»; IV – на бетон, по высоте поперечного сечения

Программа эксперимента включала также испытания вспомогательных составных призм, состоящих из отдельных объемов с бетонами разных классов, с швами сдвига, в том числе с арматурными стержнями, расположенными перпендикулярно к шву.

IV группа электротензорезисторов (установка розеток на составные призмы $400 \times 100 \times 100$). Тензорезисторы в виде мембранных розеток устанавливаются по одной с каждой стороны шва, с центром на расстоянии 25 мм от шва.

Параметры прогибов составных призм на удалении 1 см, 1,5 см, 2 см от шва определяли с использованием прогибомеров (с ценой деления 0,01 мм).

Достоверность и корректность полученных экспериментальных данных подтверждается дублированием группы электротензорезисторов данными механических приборов и розеток.

Механические приборы фиксировали местные линейные деформации в направлении перпендикулярном к шву (индикатор часового типа с ценой

деления 0,001мм – *И1*) и местных деформаций сдвига вдоль шва (индикатор часового типа с ценой деления 0,001мм – *И2*) в окрестности шва между бетонами (рис. 3.8).

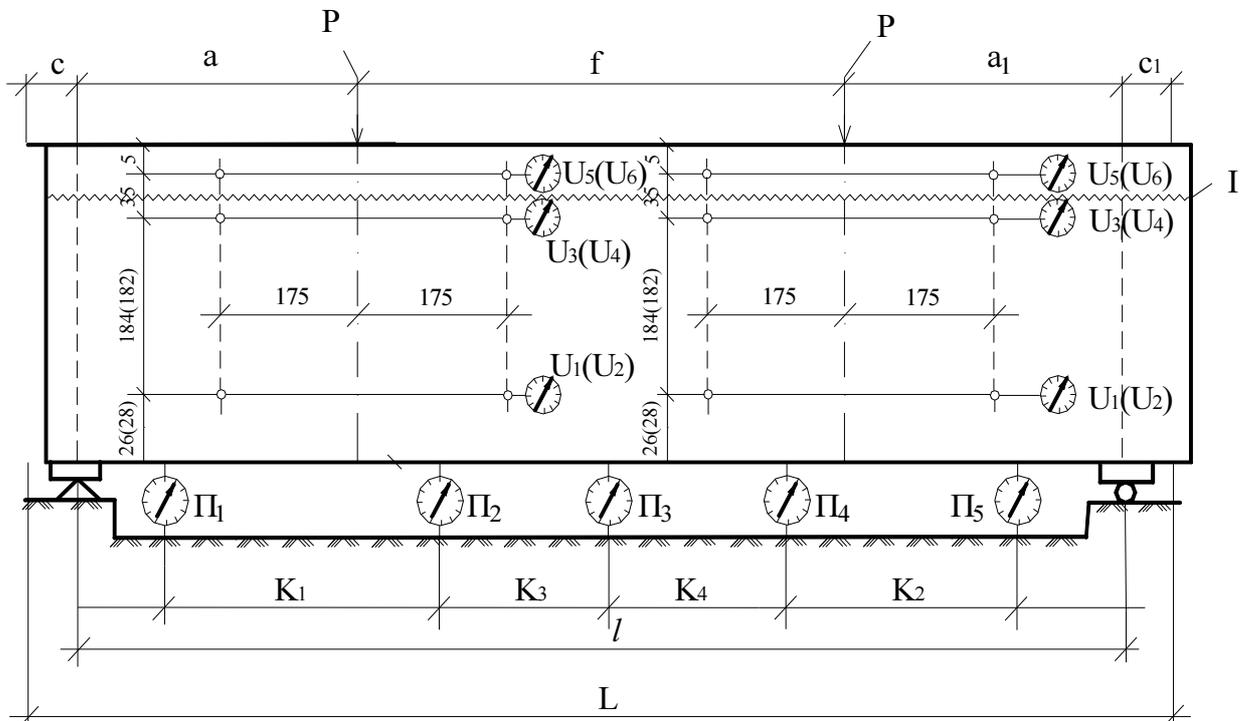


Рис. 3.8. Схема расположения механических приборов

I – шов между бетонами

Прогибомеры (с ценой деления 0,01мм) были использованы для измерения максимальных прогибов.

К продольной рабочей арматуре с обеих сторон специальных пазов на базе 350 мм приваривались специальные гайки с внутренней резьбой М6 для закрепления механических приборов (рис. 3.9, 3.4). Влияние окружающего бетона на положение гаек при деформациях исключалось посредством специальных резиновых трубок, которые одели на гайки перед бетонированием, а торцы гаек закрыли пластилином.

Перед приложением нагрузки производилось тщательное освидетельствование конструкции, т.е. отмечались начальные дефекты, трещины, раковины, искривления и др.

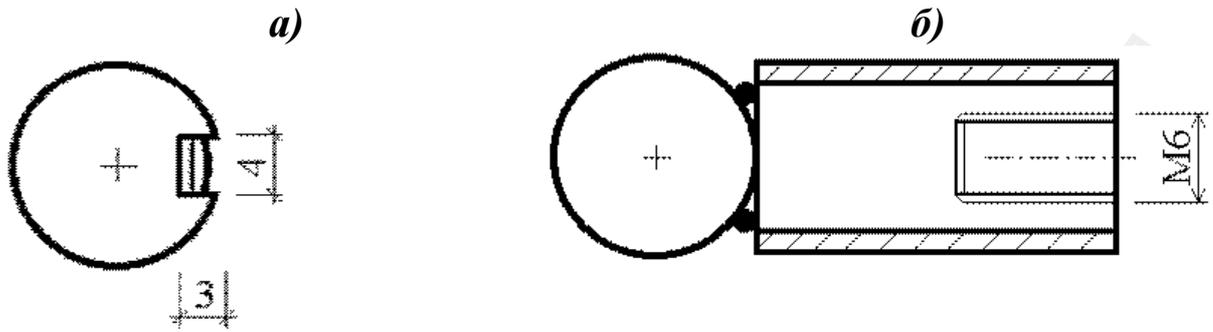


Рис. 3.9. Измерение деформаций арматуры: *а* – электротензорезисторы в пазах арматуры; *б* – гайки, приваренные к арматурным стержням

Каждый образец из всех серий испытывался с доведением до разрушения. Приложение нагрузки на опытные железобетонные составные балки осуществлялось плавно, –ступенями, с шаговым значением $0,1 M_{cr}$. Такое ступенчатое приложение нагрузки позволило выявить особенности деформирования при образовании трещин первого, второго и т.п. уровней. Выдержка на каждом шаге контрольной нагрузки проводилась в течение часа. Выдержка на каждой ступени, кроме контрольной, для проверки жесткости и трещиностойкости составила 15 минут. При кратковременном нагружении, показания механических приборов и датчиков снимались дважды на этапе: непосредственно после приложения нагрузки и после выдержки.

При нагрузке близкой к нагрузке момента трещинообразования, в растянутой зоне с каждой стороны балки тщательно осматривали поверхность и визуально фиксировали появление трещин. При последующем увеличении нагрузки вели наблюдение за появлением новых трещин и развитием уже имеющихся с помощью микроскопа МКБ-2 с 24-х кратным увеличением и ценой деления 0,05мм. Таким образом, ширину раскрытия трещин на каждой боковой грани в уровне растянутой арматуры и в разных уровнях по высоте сечений балок измеряли с точностью до 0,025мм. В период выдержки под нагрузкой опытных балок периодически также фиксировали развитие трещин по высоте.

Данные наблюдения проводили на каждом шаге нагружения опытных балок и отмечали появление новых трещин, их развитие, развитие уже имеющихся, а также ширину раскрытия трещин на двух боковых гранях в каждом уровне вдоль всего профиля трещины.

Численные параметры и общая картина трещинообразования фиксировалась на специально разработанных бланках - планшетах в масштабе 1:1. Это позволило провести сопоставительный анализ полной картины трещинообразования на различных ступенях нагружения. Также в процессе эксперимента при помощи микроскопа МПБ-2 фиксировалась ширина раскрытия трещин на уровне оси продольной рабочей арматуры и поперечной арматуры, а также в некоторых местах по направлению развития трещины.

3.2. Результаты экспериментальных исследований и их анализ

Основными параметрами, которые определялись в процессе проведения экспериментальных исследований составных железобетонных балок стали параметры жесткости, трещиностойкости, деформированного состояния бетона и арматуры. Важную роль имел также характер разрушения опытных образцов и качественная и количественная оценка основных расчетных параметров, используемых в модели.

Графики деформаций (рис. 3.10 – 3.12) были построены на основе данных при наложении картины трещин. Анализ таких графиков для растянутой арматуры показывает (рис. 3.10, 3.11), что после появления трещин равномерное распределение деформаций в арматуре нарушается, при этом максимальные пики деформаций смещаются от сечения с трещиной. Этот эффект безусловно связан с наличием нарушения сплошности в окрестности трещины.

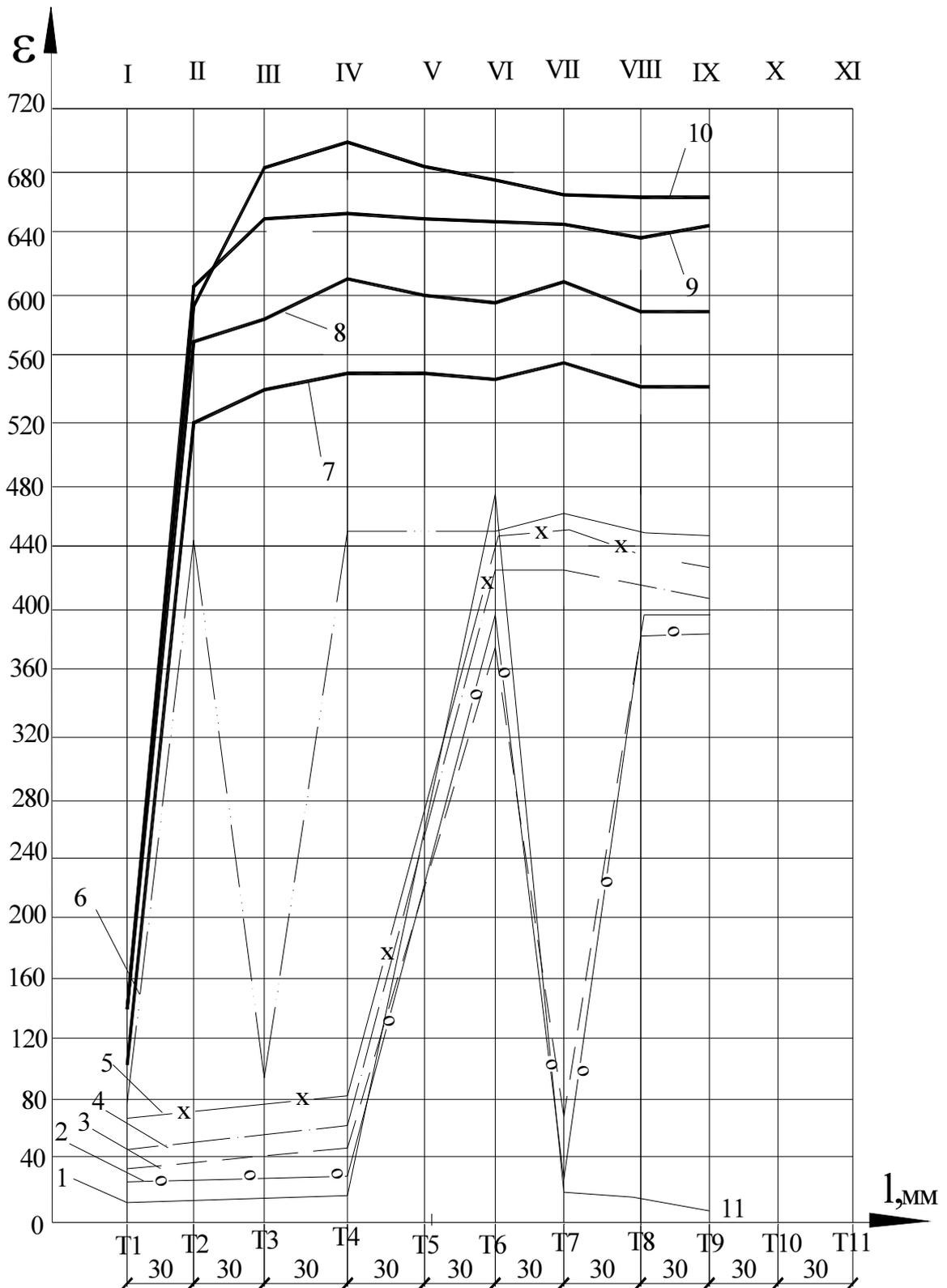


Рис. 3.10. График деформации растянутой арматуры в средней зоне длиной 350 мм опытного образца БС-III-2,7-100-Ø10(n3) при нагрузке 8,3 кН; 16,5 кН; 24,8 кН; 33 кН; 41 кН; 49,5 кН; 66кН; 85,5кН; 98,5кН; 113 кН, соответственно

I–XI – оси паз тензорезисторов; масштабы: $M_B - 1:4$, $M_r - 1:3$

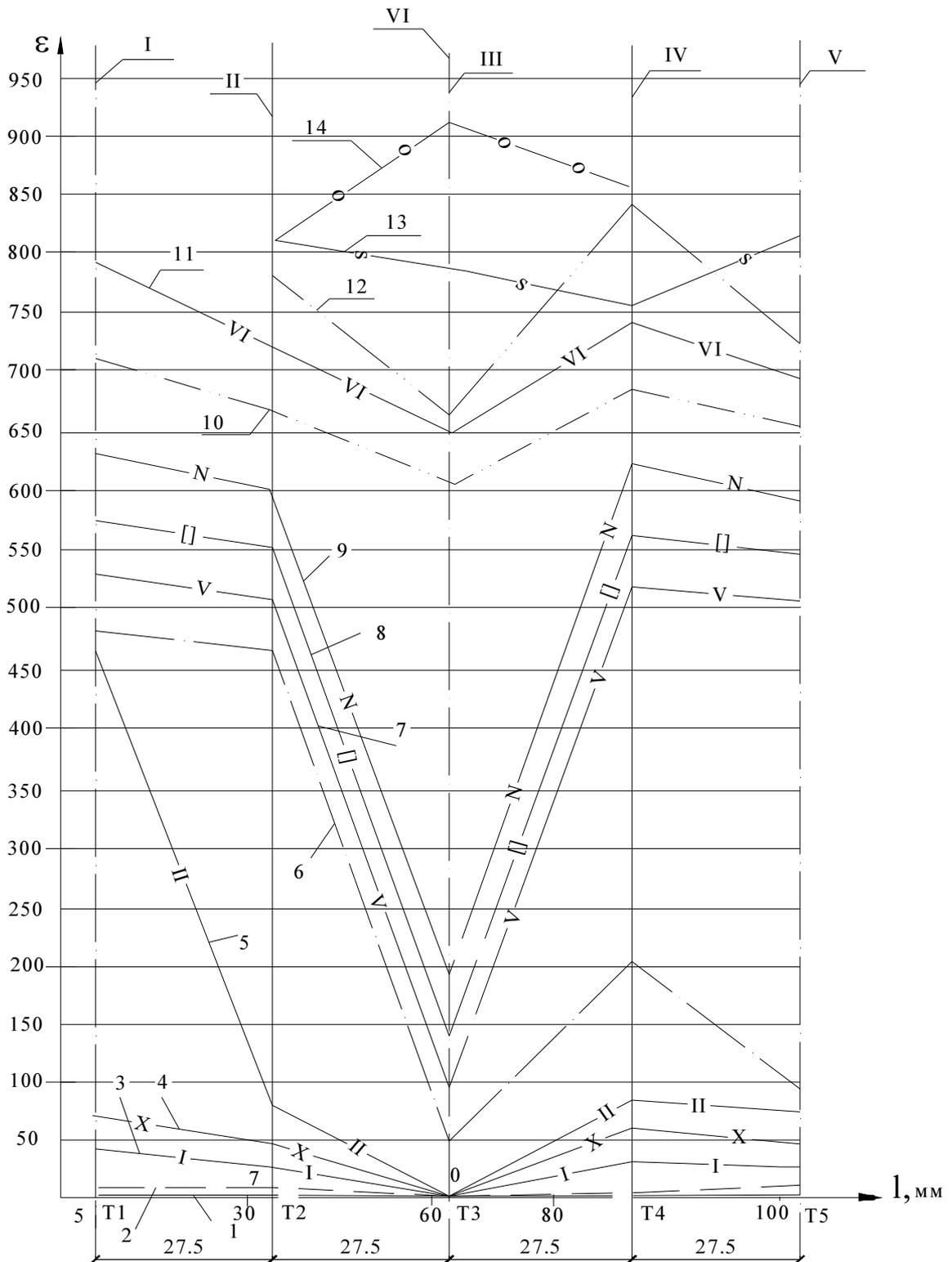


Рис. 3.11. График деформации растянутой арматуры в средней зоне длиной 350 мм опытного образца БС-III-2,7-100- $\text{\O}10(n1)$:

1-14 – при нагрузке 8 кН; 17 кН; 25 кН; 33 кН; 41 кН; 50,5 кН; 66кН; 83кН; 99кН; 116кН; 124 кН; 132кН; 140кН, соответственно

I-V-оси баз электротензорезисторов; VI-сечение, проходящее через середину пролета опытной составной конструкции образца; масштабы: $M_r - 1:3$, $M_b - 1\text{мм} \cdot 4 \times 10^{-5}$

При нарастании нагрузки наступает момент, при котором максимальные деформации в арматуре достигают предела текучести. Трещины максимально раскрываются в местной зоне трещины –площадка текучести. Когда деформации текучести достигают соседних участков -вновь происходит выравнивание деформаций уже на более высоком уровне напряженно-деформированного состояния (рис. 3.10). Было также отмечено, что выравнивание деформаций в ряде случаев происходило и без текучести арматуры из-за потери сцепления на участках между трещинами. После прохождения текучести в зонах с трещинами, рост деформаций замедляется, что объясняется эффектом нарушения сплошности, после чего картина распределения деформаций по длине зоны чистого изгиба вновь становится не равномерной. Максимальные деформации фиксируются уже между трещинами (рис. 3.10), а сама конструкция сопротивляется достаточно рационально.

Балки второй серии испытывались с разрушением от раздробления бетона сжатой зоны над опасной наклонной трещиной. При этом в растянутой рабочей арматуре деформации не достигают текучести и выравнивание, как правило, не происходило (рис. 3.12). Исключением был лишь случай от потери сцепления.

Представляет интерес также анализ деформаций бетона вдоль оси растянутой арматуры на берегах трещин (электротензорезисторы 3-5, рис. 3.12). Такой анализ стал возможен при совмещении картины деформаций со схемой расположения трещин по отношению к тензорезисторам (рис. 3.12, б). К примеру, тензодатчик 4, установленный на берегу трещины Тр1, испытывал деформации укорочения превышающие деформации сжатой зоны бетона (электротензорезисторы 1 и 2). Тензодатчик 3, установленный на берегу трещины Тр5, тоже показал деформации укорочения, несмотря на то, что в пределах базы этого тензорезистора и наблюдалось появление микротрещин, что безусловно снизило эффект нарушения сплошности от макротрещины Тр5. Подобная

картина деформирования фиксировалась для тензодатчика 4, установленного на берегу средней трещины (рис. 3.12, б). Базы тензорезисторов 3 и *пересекали* макротрещины.

Немалую важность представляют собой данные, полученные после образования трещин от тензорезисторов на бетоне, установленных по схеме “ловушка” (рис. 3.6, 3.7). Анализ этих данных показывает, что тензорезисторы по мере приближения трещины испытывают концентрацию растяжения. А тензорезистор на берегу трещины в зоне на границе с зоной разрушения показывает незначительное сжатие. Объяснение данного обстоятельства связано с присутствием трещины.

Одной из задач экспериментальных исследований стала проверка гипотезы плоских сечений. Эта задача решалась с помощью тензорезисторов базой 20мм и механических приборов с ценой деления 0,002мм на базе 350мм. Эпюра деформаций в поперечном сечении железобетонной опытной балки была построена с использованием средних деформаций в арматуре по всей цепочке датчиков. Наклейка тензорезисторов предусматривала одинаковое расстояние между центрами их баз и определение средних деформаций, в том числе при наличии трещин, не вызвало затруднений. Полученные значения эпюр деформаций (рис. 3.13–3.15) полностью подтвердили правомерность использования гипотезы плоских сечений для средних деформаций бетона и арматуры. Более того, их анализ позволил определить опытную высоту бетона сжатой зоны.

По результатам эксперимента установлено, что в процессе приложения нагрузки образование трещин наблюдалось не только от растянутой грани сечения, но и на незначительном (1,5 –2 диаметра) расстоянии от центра тяжести продольной арматуры вглубь сечения. Эти трещины при последующем увеличении нагрузки развивались как вверх так и вниз. Это обстоятельство подтверждает наличие сложного профиля образующейся трещины, а также наличие эффекта нарушения сплошности (см. рис. 3.16–3.21). Важным является также тот факт, что ширина раскрытия нормальных

трещин на уровне оси центра тяжести арматуры значительно меньше, чем на некотором (40мм) удалении от этой оси.

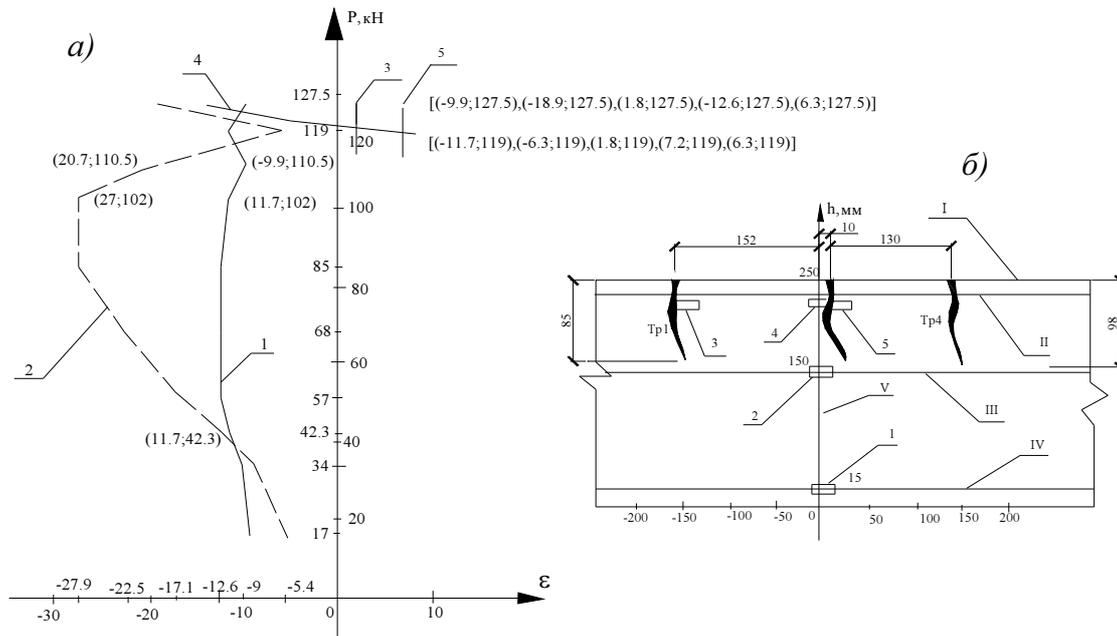


Рис. 3.12. Графики относительных деформаций для опытного образца БС-II-2,7-100, полученные с помощью электротензорезисторов 1 и 2, установленных на сжатом бетоне, а также вдоль оси растянутой арматуры на берегах трещин – электротензорезисторы 3, 4, 5 (а) и схема расположения электротензорезисторов по отношению к трещинам (б): I - верхняя грань балки; II- ось арматуры; III- ось расположения 2-го электротензорезистора; IV- ось расположения 1-го электротензорезистора; V- сечение, проходящее через середину опытного образца; в скобках приведены координаты точек графиков 1, 2, 3, 4, 5 на соответствующих ступенях 119кН и 127,5кН; масштабы: на рис. а - M_r 1мм-20/3*10-5, M_b 1мм-1кН; на рис. б – M 1мм-10мм

В результате проведенного анализа можно сделать вывод о сдерживании арматурой раскрытия трещин за счет противодействия раскрытию ее берегов. При этом в окрестности трещины и околоарматурной зоне налицо эффект нарушения сплошности за счет возникающих реакций от противодействия, которые, в свою очередь вызывают местное сжатие в бетоне.

По результатам качественного анализа образования и развития трещин (см. рис. 3.16 – 3.18) с начала их образования и до разрушения опытной железобетонной составной балки сделан вывод о наличии нескольких уровней появления трещин, а не одного, как представлено в известной теории В. И. Мурашева.

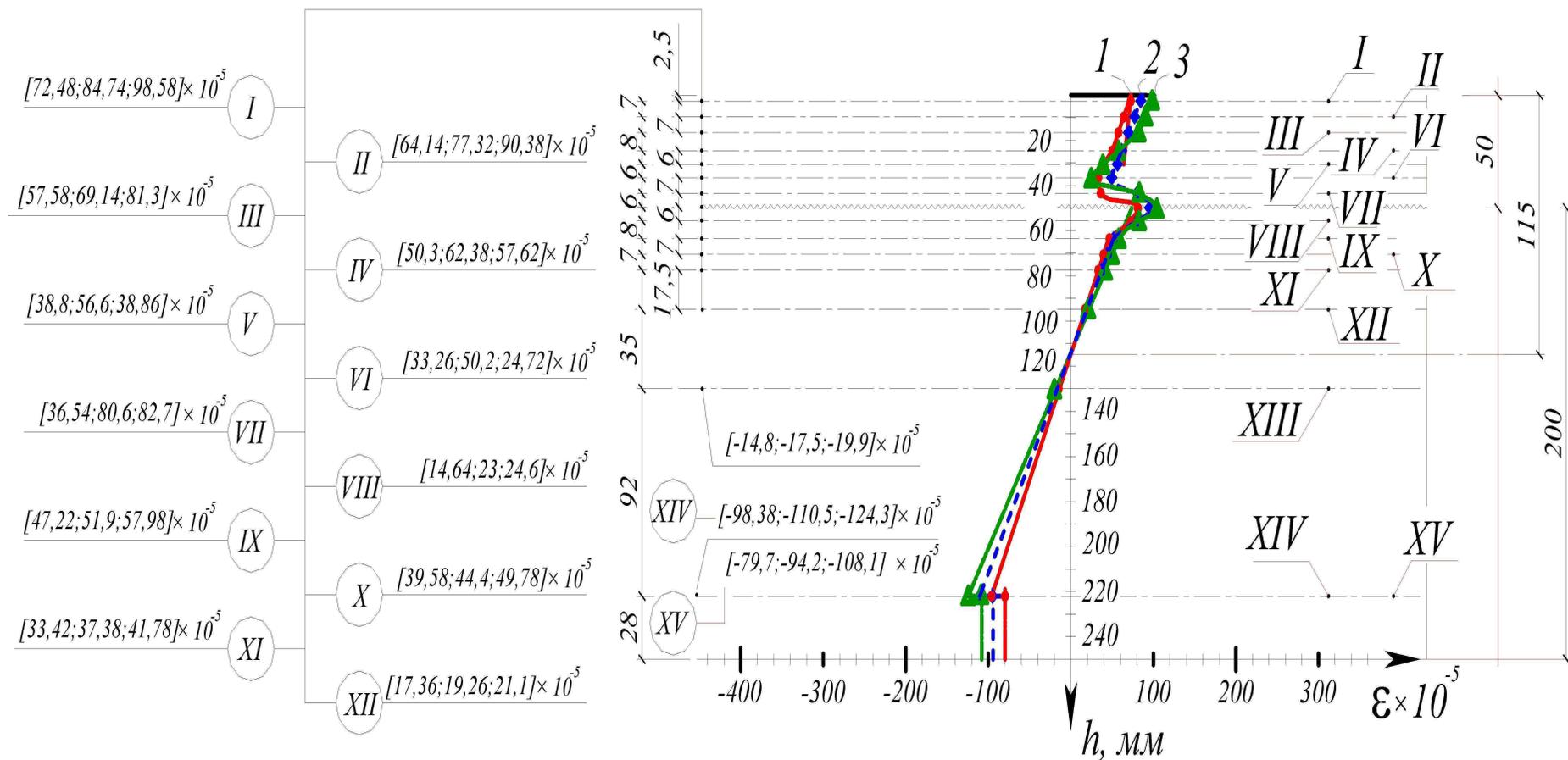


Рис. 3.13. Графики деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры в поперечном сечении опытной железобетонной конструкции БСПИ–2,7–150–d10(n2) расположенного в зоне, прилегающей к сечению 1-1: I–XIV – оси баз электротензорезисторов, расположенных на бетоне, XV – то же, на арматуре; 1 – на ступени нагружения $0,6P_u$; 2– то же – $0,7P_u$; 3– то же – $0,8P_u$

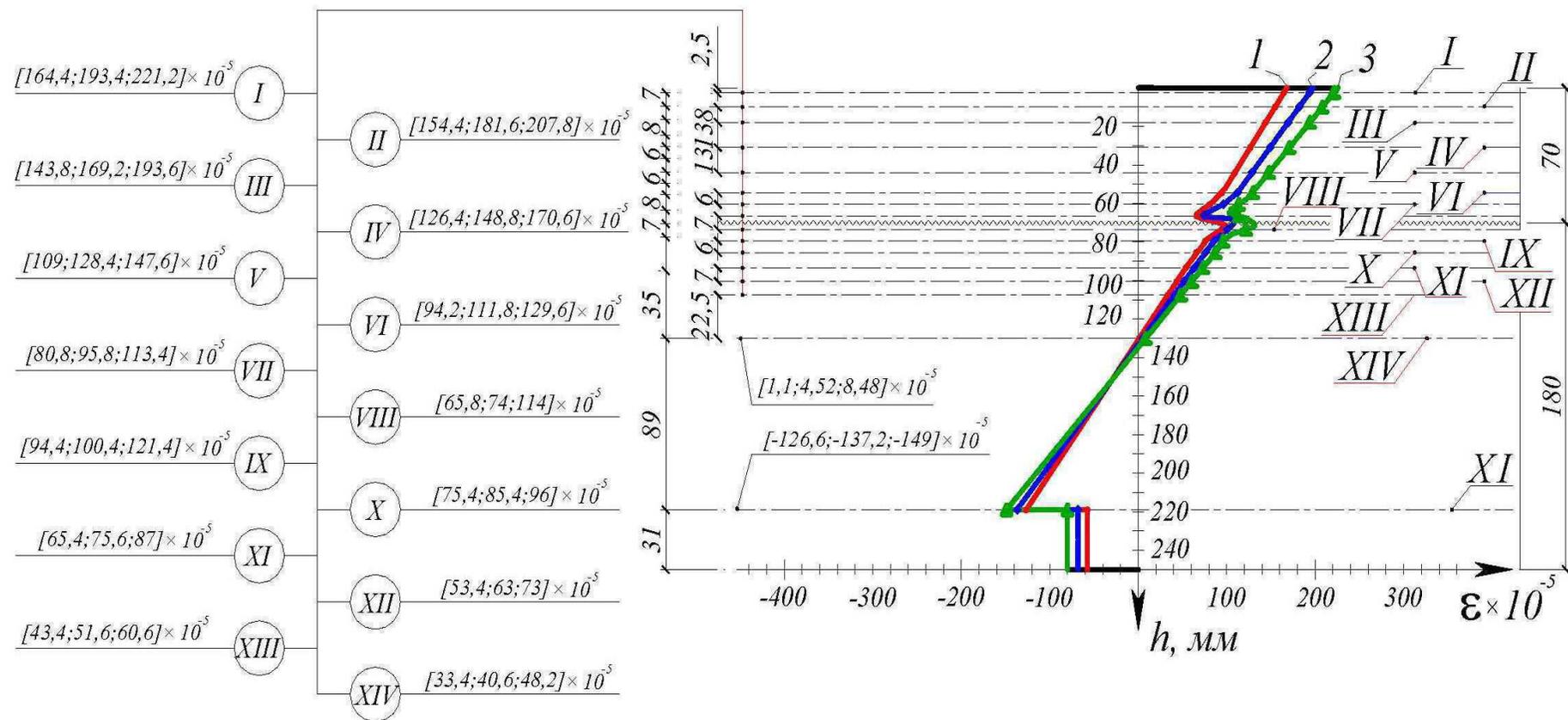


Рис. 3.14. График средних деформаций бетона и растянутой арматуры в поперечном сечении опытного образца БС-II-2,7-100Ø6 для зоны между трещинами, расположенной в середине пролета; I-XV – оси баз электротензорезисторов, расположенных на бетоне, XVI – то же, на арматуре; 1 – на ступени нагружения $0,6P_u$; 2 – то же – $0,7P_u$; 3 – то же – $0,8P_u$

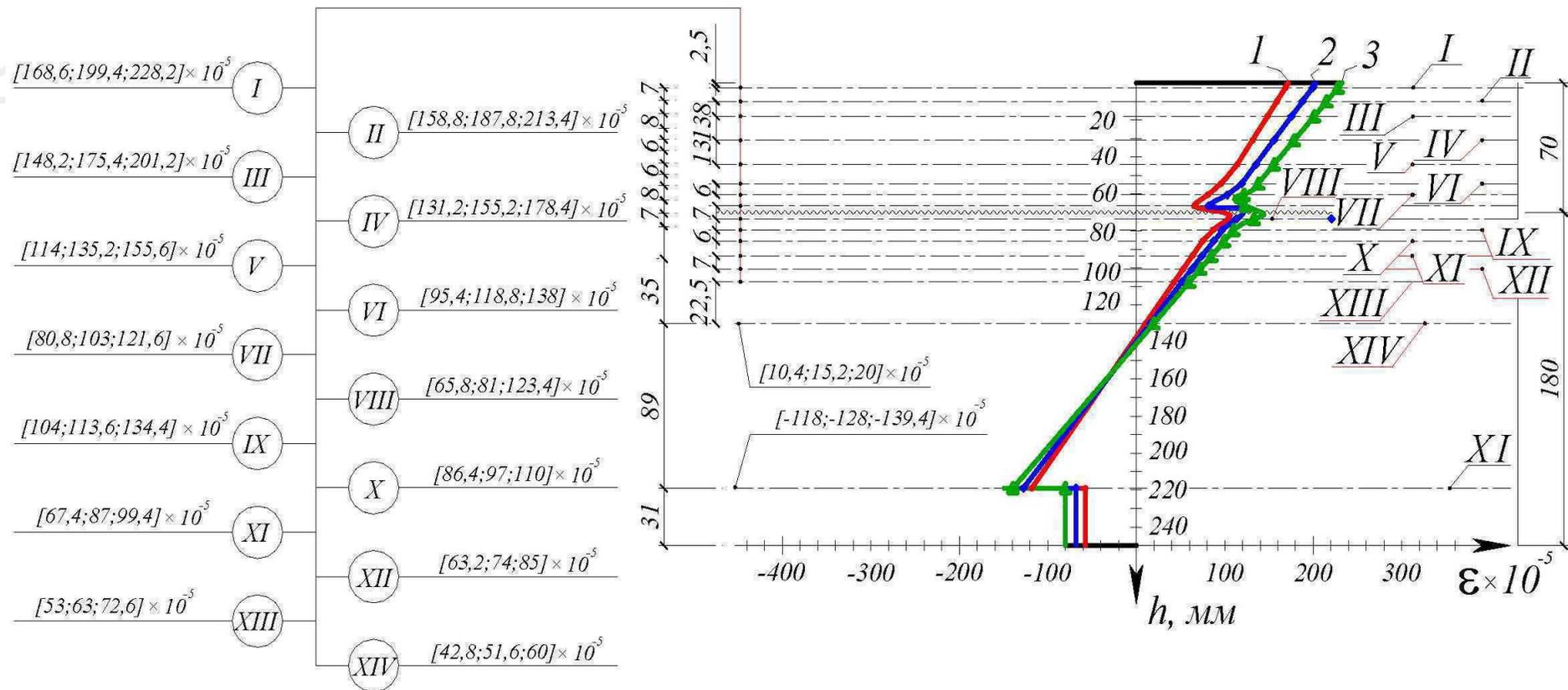


Рис. 3.15. График средних деформаций бетона и растянутой арматуры в поперечном сечении опытного образца БС-V-2-100-Ø6 для зоны между трещинами, расположенной в середине пролета; I–XV – оси баз электротензорезисторов, расположенных на бетоне, XVI – то же, на арматуре; 1 – на ступени нагружения $0,6P_u$; 2 – то же – $0,7P_u$; 3 – то же – $0,8P_u$

Не меньшую значимость имеют полученные графики средних деформаций на соответствующих ступенях нагружения (рис. 3.13–3.15) в середине пролета в поперечном сечении 1–1 опытных образцов сжатого бетона и растянутой арматуры. Значения приведенных параметров построены по данным тензорезисторов и механических приборов (цена деления 0,002мм). С использованием построенных графиков получена также фактическая высота бетона сжатой зоны и обоснована справедливость использования гипотезы плоских сечений в пределах каждого из составляющих стержней для средних деформаций бетона и арматуры на всем диапазоне нагружения. Измерения проведены с использованием механических приборов с базой 250 мм, которая соизмерима с расстоянием между трещинами при эксплуатационном уровне нагружения.

В соответствии с поставленными задачами, основной акцент был поставлен на прогибы и на картины развития и раскрытия наклонных трещин, образование и развитие которых наблюдалось не только со стороны растянутой продольной арматуры, но и зоне нейтральной оси с последующим их развитием к верхним и нижним граням железобетонной конструкции. Схемы развития и раскрытия наклонных трещин, полученные в проведенных экспериментальных исследованиях, приведены на рис. 3.16 – 3.18.

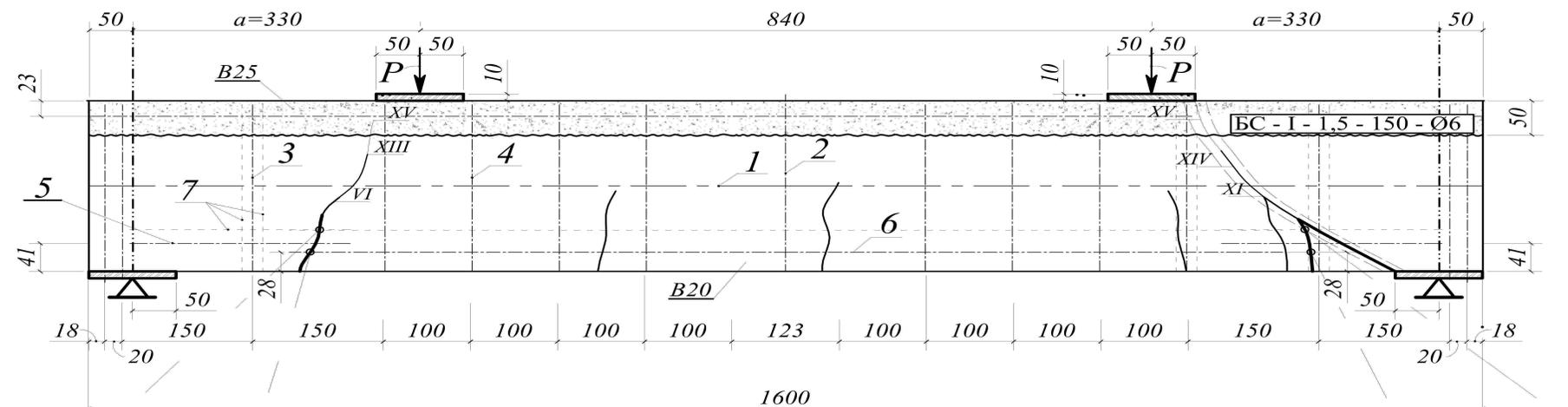
Результаты испытания опытной конструкции первой серии БС–I–1,5–150–Ø6 с растянутой арматурой 2Ø16A400C. Анализ экспериментальных данных показал наличие трещин на уровне нейтральной оси элемента, а их развитие происходило и в направлении к верхней грани и в направлении к рабочей растянутой арматуре.

Максимальная ширина раскрытия наклонных трещин в уровне центра тяжести продольной рабочей арматуры составляло на ступени 0,7 от разрушающей нагрузки - 0,23 мм, а на незначительном расстоянии - 2 диаметра арматуры – 0,36 мм.

В процессе проведения экспериментальных исследований строго фиксировалась качественная картина образования, раскрытия и развития

трещин при нагрузках различного уровня. Не менее значимыми из исследуемых характеристик являются значения прогибов на соответствующих ступенях загрузки, характер разрушения, а также величина разрушающей нагрузки. Полученная информация качественно представлена на рис. 3.16 – 3.18, выполненных в процессе проведения эксперимента на специальных планшетах, с использованием данных, полученных по показаниям тензорезисторов и мембранных розеток, а также на графиках средних деформации бетона сжатой зоны и растянутой арматуры (рис. 3.13 – 3.15).

По результатам анализа экспериментальных данных выяснено, что арматура железобетонной балки создает эффект сдерживания раскрытия трещин за счет противодействия раскрытию ее берегов. При этом возникают реакции, вызывающие местное сжатие в бетоне в окрестности трещины в околоарматурной зоне. Безусловно здесь имеет место так называемый деформационный эффект, или эффект нарушения сплошности. Совместное действие изгибающего момента и поперечной силы, а также достаточно мощное армирование растянутой зоны ведут к максимальному раскрытию трещин не на уровне оси продольной арматуры, а на некотором расстоянии – 2 – 3 диаметра - в зоне между нейтральной осью и центром тяжести растянутой арматуры или в зоне нейтральной оси между стержнями поперечной арматуры. Развитие трещины наблюдается как в сторону грани сечения сжатой зоны бетона, так и в направлении продольной рабочей арматуры. что касается ширины раскрытия трещин, то наибольшие значения отмечаются не на пересечении с хомутами, а на некотором (порядка двух диаметров) удалении от них. Аналогичная картина наблюдалась для всех серий опытных образцов.



VI - 0,1
VII - 0,1
VIII - 0,2
IX - 0,2
X - 0,3
XI - 0,3
XII - 0,3
XIII - 0,7
XIV - 1,5
XV - 2,6

VI - 0,1
VII - 0,1
VIII - 0,3
IX - 0,3
X - 0,4
XI - 0,4
XII - 0,5
XIII - 0,5
XIV - 1,2
XV - 1,9

Значение нагрузки на ступенях, кН			
I	10	VIII	80
II	20	IX	90
III	30	X	100
IV	40	XI	110
V	50	XII	120
VI*	60	XIII	130
VII	70	XIV	140
		XV**	150
* - Этап трещинообразования			
** - Этап разрушающей нагрузки			

IX - 0,1
X - 0,2
XI - 0,2
XII - 0,3
XIII - 0,3
XIV - 1,2
XV - 2,2

IX - 0,1
X - 0,3
XI - 0,3
XII - 0,6
XIII - 0,6
XIV - 1,4
XV - 3,0

Рис.3.16. Схема образования и раскрытия трещин в опытной конструкции первой серии БС – I – 1,5 – 150 – Ø6:

1 – средняя нейтральная ось; 2 – вертикальная ось симметрии образца; 3 – поперечные хомуты диаметром 6 мм из стали А240С; 4 – поперечные хомуты диаметром 10 мм из стали А240С; 5 – геометрические оси нижней рабочей арматуры в приопорной зоне 2Ø10А400С; 6 – геометрические оси нижней рабочей арматуры в середине балки 2Ø16А400С; 7 – дополнительные оси для замера трещин, смещенные от осей арматуры на расстояние двух диаметров

Раскрытие трещин на рис. в виде цифр обозначает: первая цифра – ступень нагружения; в скобках, – величина нагрузки в кН; цифра после тире – ширина раскрытия трещин в мм

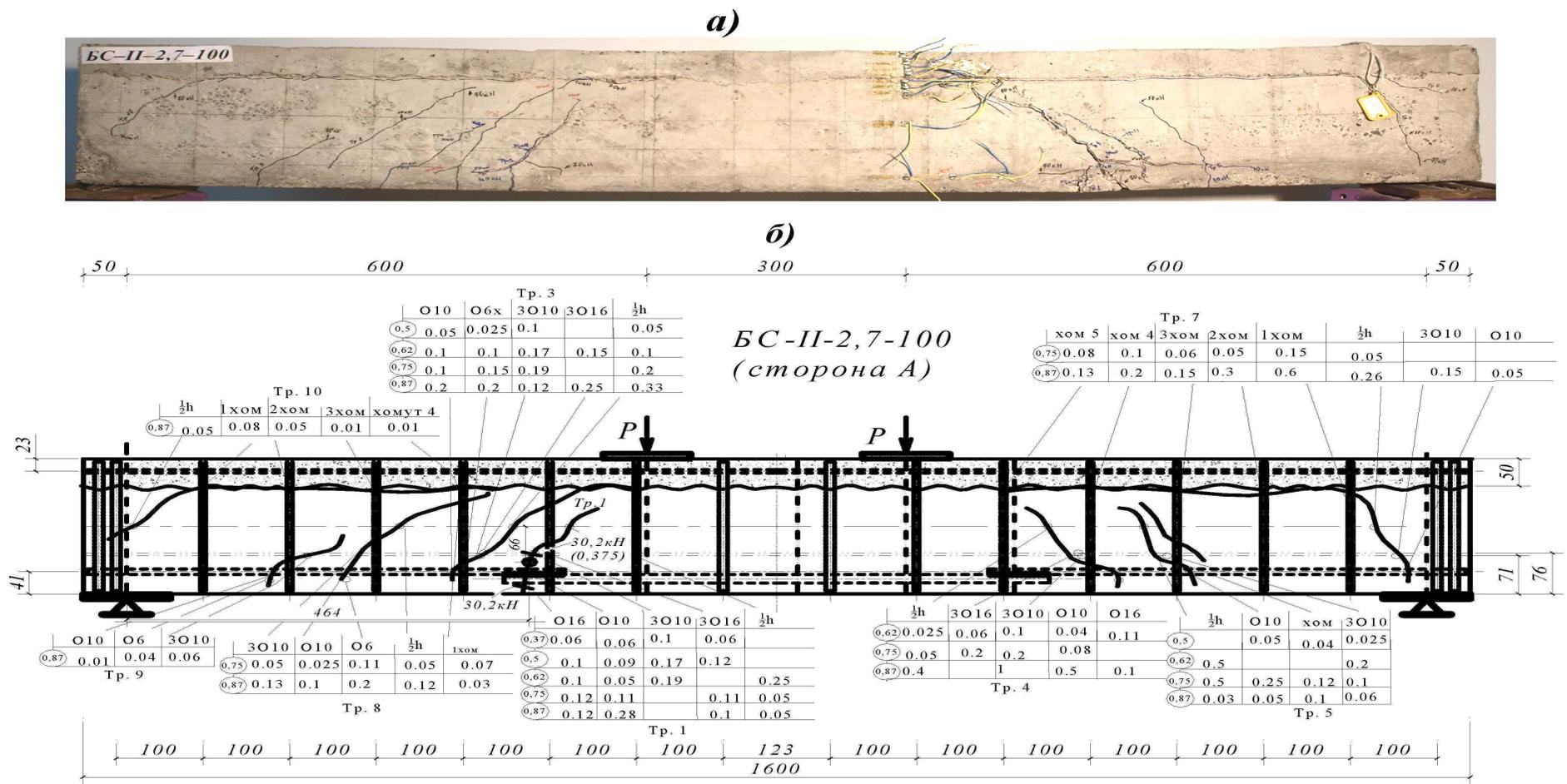


Рис. 3.17. Схема трещинообразования в опытных конструкциях второй серии (сторона А): а) фото железобетонной составной конструкции БС-II-2,7-100Ø6 после испытания; б) картина образования, развития и раскрытия трещин на уровне продольной и поперечной рабочей арматуры; на удалении трех диаметров от нее; на уровне 0,5 высоты сечения и на берегах шва в той же конструкции

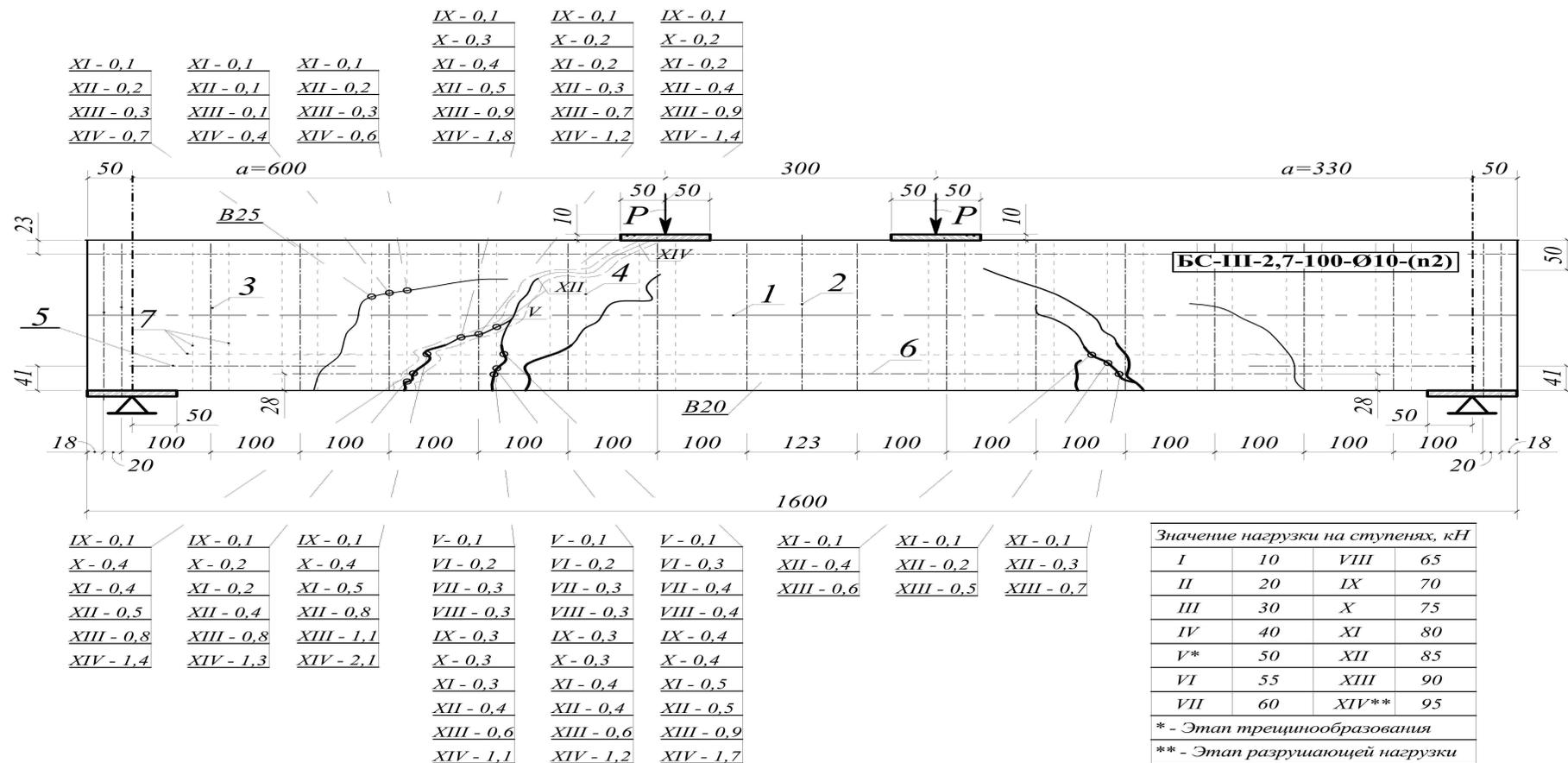


Рис. 3.18. Схема образования и раскрытия трещин в опытной конструкции третьей серии БС – III – 2,7 – 100–Ø10–(n2): 1 – средняя нейтральная ось; 2 – вертикальная ось симметрии образца; 3 – поперечные хомуты диаметром 6 мм из стали А240С; 4 – поперечные хомуты диаметром 10 мм из стали А240С; 5 – геометрические оси нижней рабочей арматуры в приопорной зоне 2Ø10А400С; 6 – геометрические оси нижней рабочей арматуры в середине балки 2Ø16А400С; 7 – дополнительные оси для замера трещин, смещенные от осей арматуры на расстояние двух диаметров

Раскрытие трещин на рис. в виде цифр обозначает: первая цифра – ступень нагружения; в скобках, – величина нагрузки в кН; цифра после тире – ширина раскрытия трещин в мм

Наклонные трещины образовывались в окрестности нейтральной оси и развивались как в направлении к верхней грани, так и в направлении к продольной растянутой арматуре.



Рис 3.19. Картины образования и развития трещин в опытной конструкции третьей серии БС – III – 2,7 – 100–Ø10–(n2)

Максимальная ширина раскрытия наклонных трещин на уровне продольной оси поперечных арматурных стержней была зафиксирована при значении шаговой нагрузки 0,79 от разрушающей и численно равнялась 0,2 мм, а на удалении 2 диаметров арматуры – 0,3 мм соответственно.

На рисунке 3.19 приведен общий вид образования и развития наклонных трещин, три из которых образуют веер I. Первая трещина, находящаяся близко к приложенной силе, образовалась на пятом шаге приложения нагрузки. Центральная в веере трещина образовалась на девятом шаге приложения нагрузки и именно она в дальнейшем привела к разрушению. Ближе к опоре расположена третья трещина, которая образовалась последней в представленном веере и соответствовала одиннадцатой ступени.

В процессе испытаний произошло соединение второй наклонной и горизонтальной трещины вдоль горизонтального шва, образовавшейся в шве на последующем шаге нагружения (рис. 3.19).

В целом, анализируя результаты, приведенные на графиках экспериментальных зависимостей для всех серий, следует отметить, что ширина раскрытия трещин $a_{cr} - P/P_u$ растет с увеличением нагрузки несмотря на то, что наряду с ростом напряжений в арматуре происходит уменьшение расстояния между трещинами (см. рис. 3.20, 3.24). Ожидалось, что ширина раскрытия трещин будет уменьшаться с учетом многоуровневого процесса трещинообразования: рост нагрузки и напряжений в арматуре влияет на изменение расстояния между трещинами дискретно (расстояние между трещинами уменьшается в обратной пропорциональности изменения M). Проведенные экспериментальные исследования это не подтвердили.

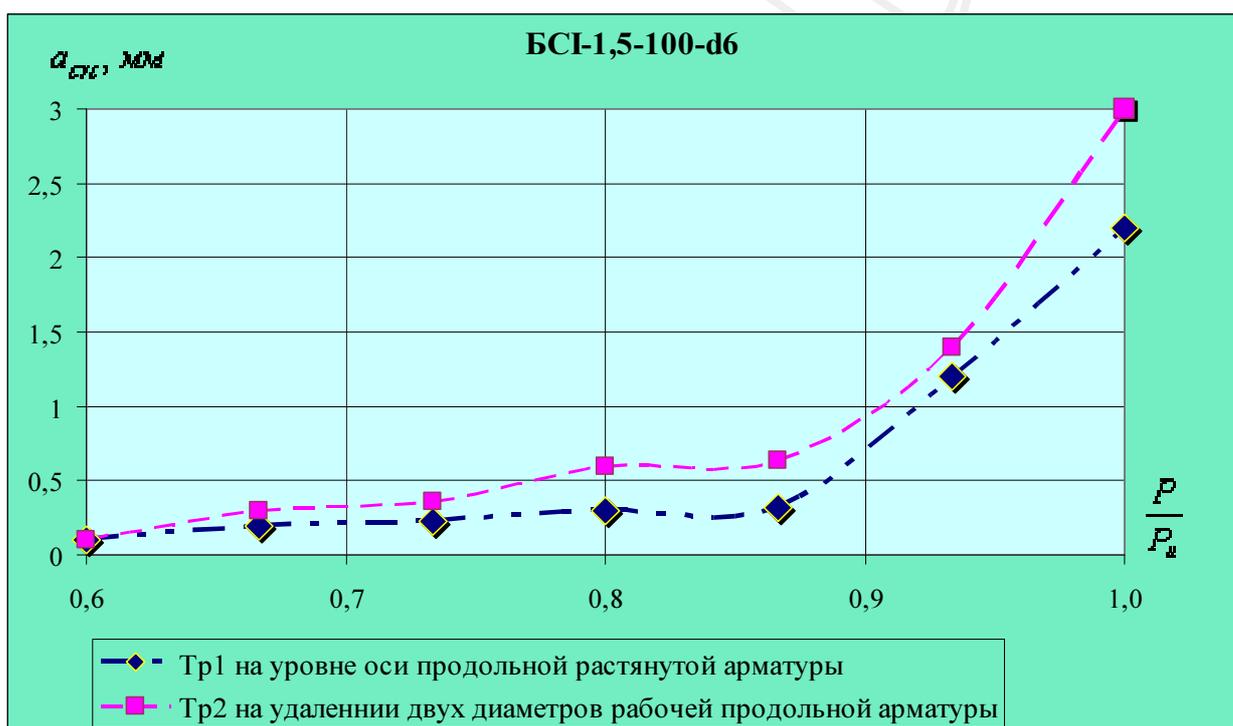


Рис. 3.20. Графики зависимостей ширины раскрытия трещин от P/P_u экспериментальной конструкции первой серии БСІ-1,5-100-d6 пролетом «среза» 1,5

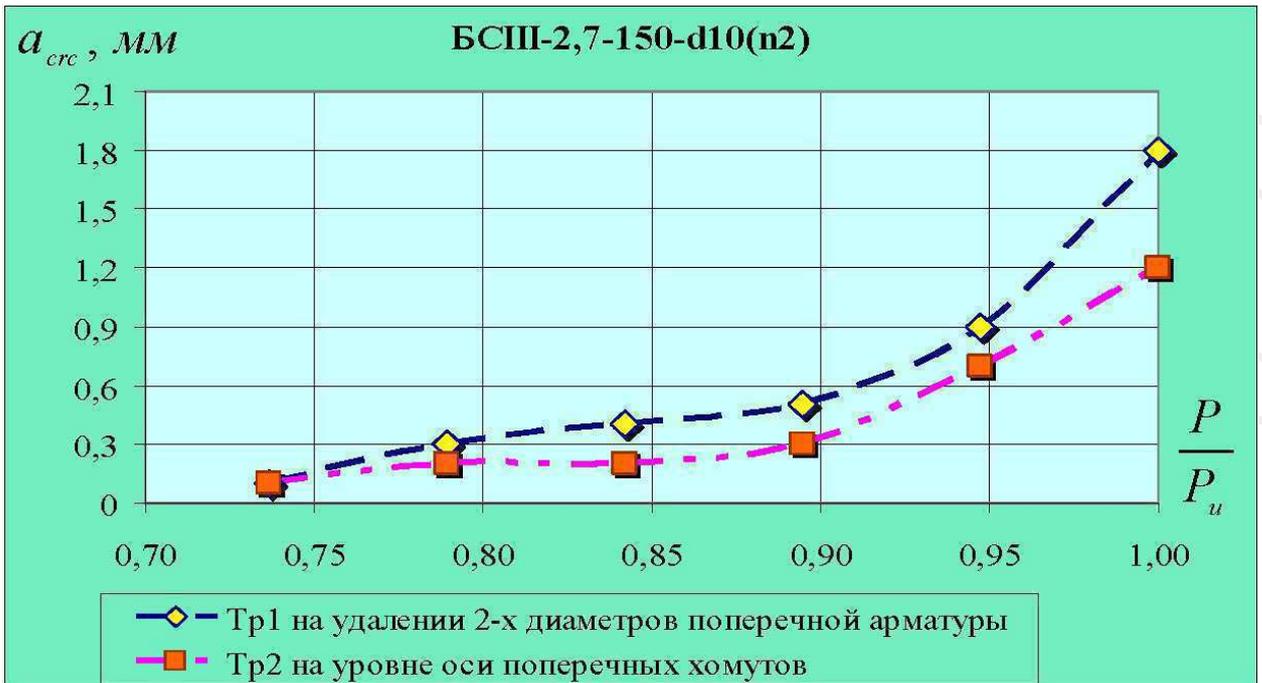


Рис. 3.21. Графики зависимостей ширины раскрытия трещин от P/P_u экспериментальной конструкции третьей серии БСПИ-2,7-150-d10(n2) пролетом «среза» 2,5

В процессе проведения испытаний были получены данные по изменению высоты сжатой зоны бетона. Согласно анализу результатов испытаний можно отметить, что при действующей нагрузке в диапазоне 0,6 – 0,8 от разрушающей высота сжатой зоны бетона практически остается без изменений. Наряду с этим в результате обработки установленных на опытных образцах балок и призм получены следующие опытные значения коэффициента жесткости шва ξ : для швов между бетонами В20/В30, $\xi = 1982,2 \text{ кН} / \text{см}^2$; для швов между бетонами В30/В30, $\xi = 2528,5 \text{ кН} / \text{см}^2$.

Подводя итог можно сказать, что одним из значимых результатов экспериментальных исследований опытных конструкций всех серий стало подтверждение многоуровневой схемы трещинообразования, согласно которой образование трещин происходит на всем диапазоне нагружения, вплоть до разрушения. Получены картины, аналогичные рис. 3.16–3.18 и построены графики экспериментальной зависимости $a_{crc} - P/P_u$ (рис. 3.20,

3.21) составных железобетонных конструкций, в зависимости от уровня нагружения.

График зависимости прогиба от нагрузки (опытная конструкция первой серии БС – I – 1,5 – 150 – Ø6) имеет скачок (рис.3.23), который характеризует смену условий равновесия. Видимая трещина была зафиксирована с помощью микроскопа через ступень после полученного скачка. В связи с этим приведенный график «нагрузка–прогиб», в части полученного скачкообразного изменения значений, характеризует момент трещинообразования в железобетонной составной балке.

Перед разрушением конструкции третьей серии БС – III – 2,7 – 100–Ø10–(n2) на графике «нагрузка–прогиб» (нагрузка в $\text{кН} \times 10^{-1}$) (рис. 3.22) так же имел место скачок, характеризующий переход при смене условий равновесия.

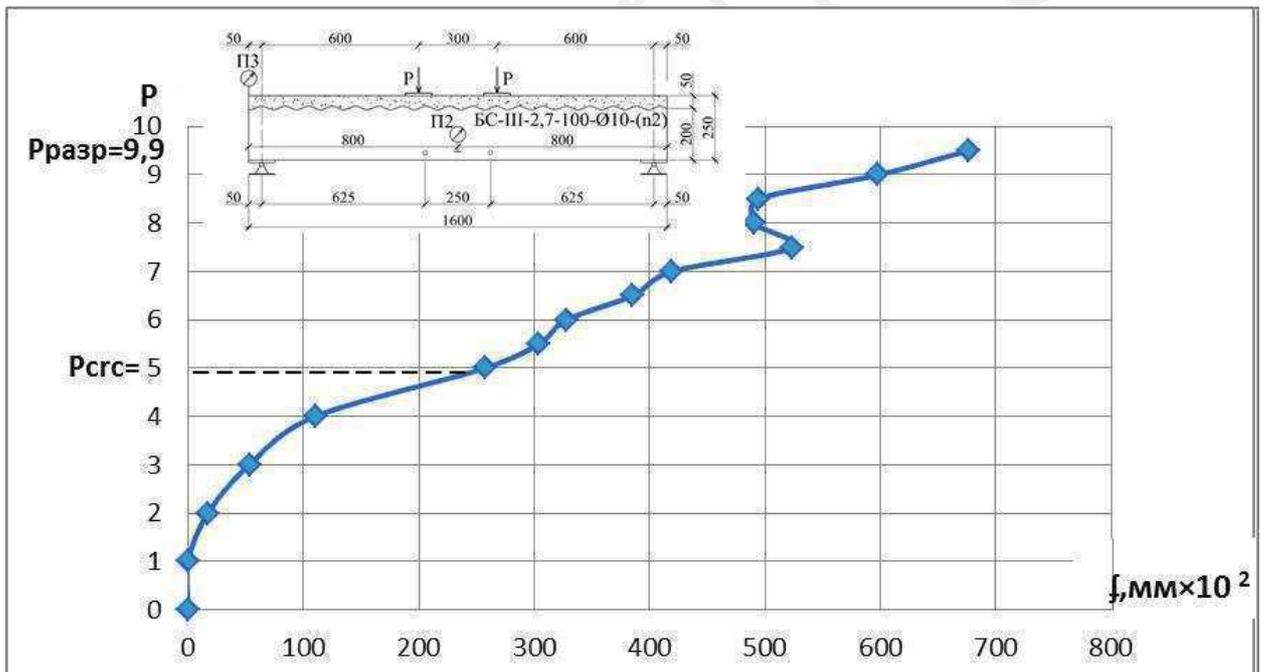


Рис. 3.22. График зависимости прогиба от нагрузки в $\text{кН} \times 10^{-1}$ в опытной конструкции третьей серии БС – III – 2,7 – 100–Ø10–(n2)

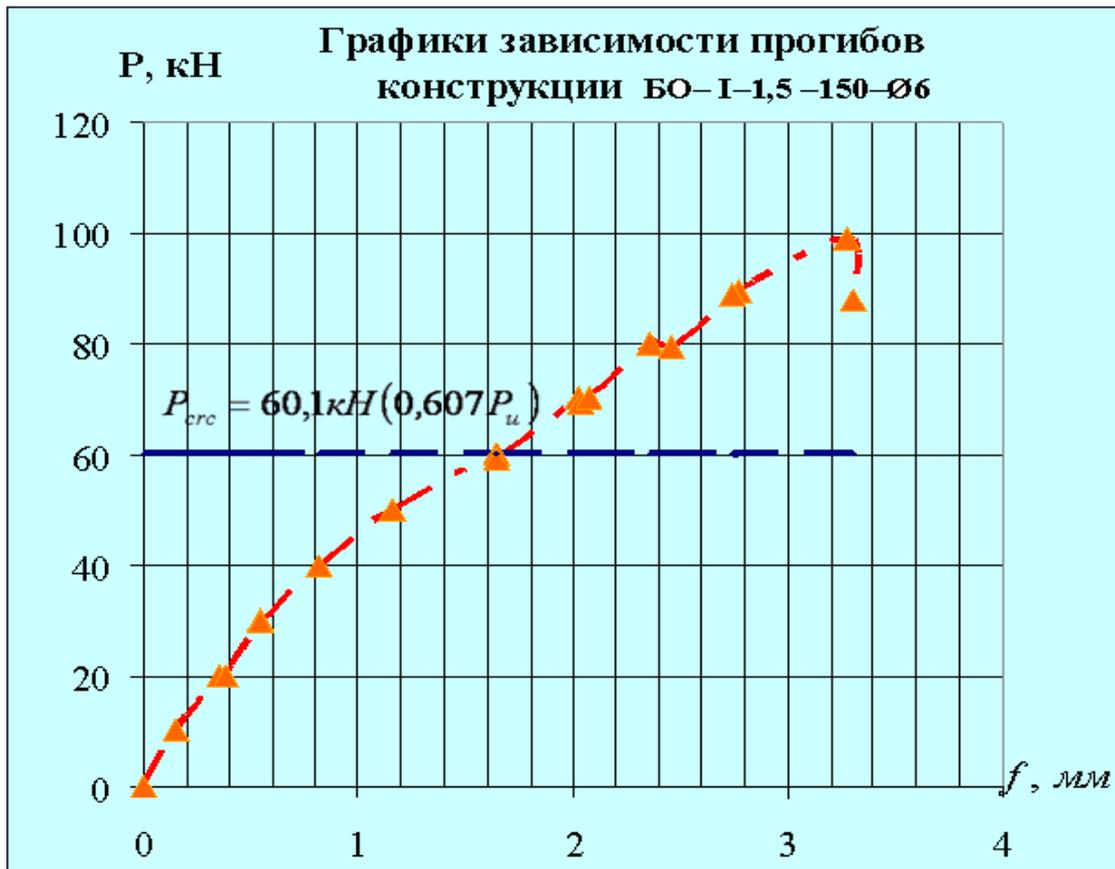


Рис. 3.23. График зависимости прогиба от нагрузки в $\text{кН} \times 10^{-1}$ в опытной конструкции первой серии БО- I-1,5 -150-Ø6

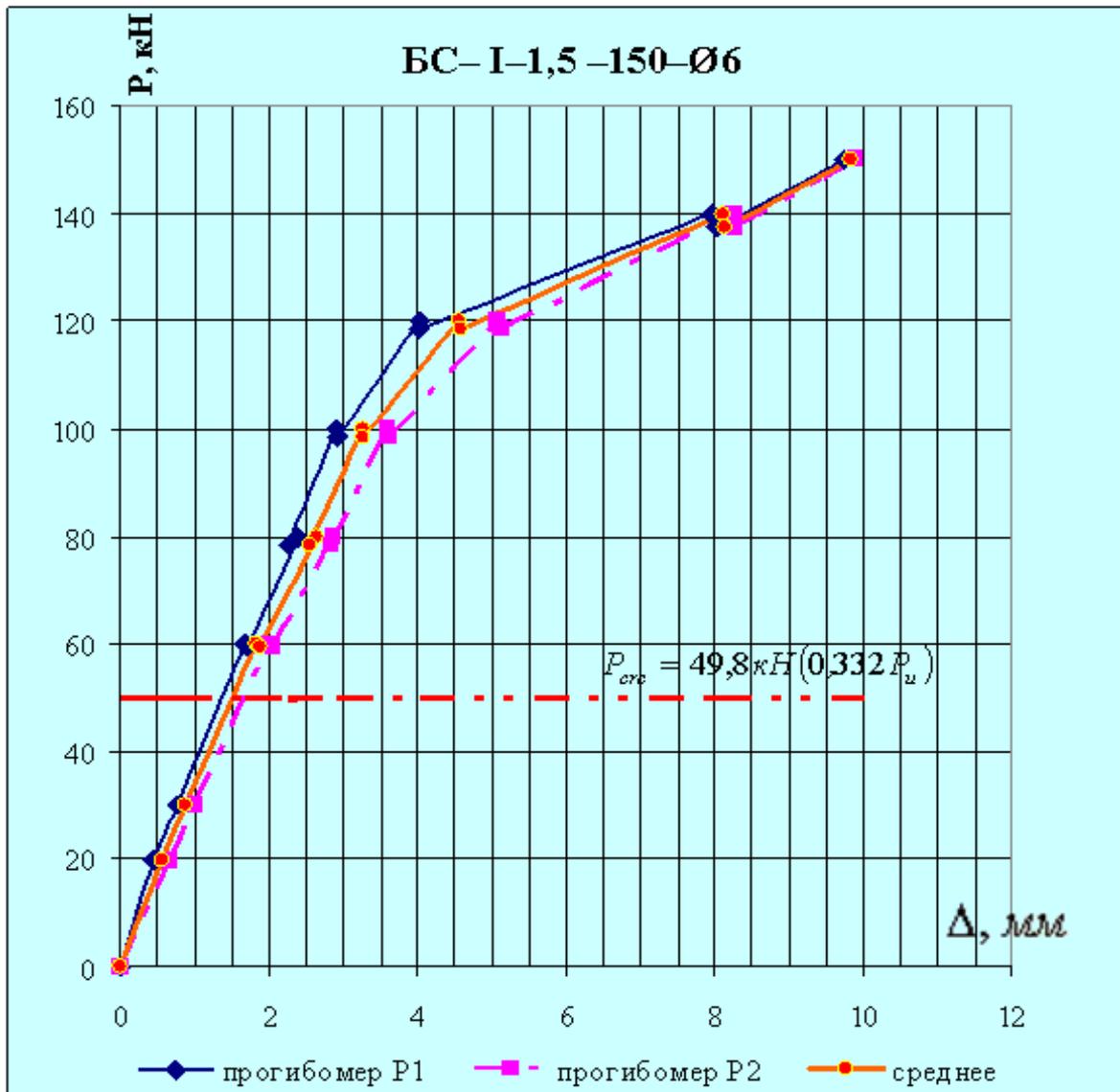


Рис. 3.24. Графики экспериментальных зависимостей «нагрузка – перемещение» для железобетонной составной конструкции BC-I-1.5-150-Ø6 первой серии

Скачок на графиках «нагрузка–прогиб» является так же некоторой ступенью, характеризующей момент начала разрушения железобетонной составной конструкции вследствие образования веера трещин и трещины в шве между бетонами.

По результатам экспериментальных исследований построен график экспериментальной зависимости «нагрузка – перемещение» (рис. 3.24) опытной составной конструкции BC-I-1.5-150-Ø6 первой серии с учетом имеющихся показаний.

Полученные в работе результаты экспериментальных исследований позволили дополнить уже имеющийся материал по исследуемой проблеме, а также явились основой для проверки согласованности предложенной расчетной методики по уточнению определения ширины раскрытия трещин с учетом эффекта нарушения сплошности, несовместных деформаций бетона и арматуры, условного сосредоточенного сдвига в швах и ее анализом на каждой стадии приложения нагрузки с проверкой предлагаемых расчетных зависимостей по эффективному проектированию железобетонных составных конструкций.

Результаты проиллюстрированы экспериментальными графиками зависимостей прогибов от нагрузки, приведенные на рис. 3.25–3.27. Анализ перемещений показывает существенное различие теоретических прогибов рассчитанных по нормативной методике с опытными. Так, если в середине опытной конструкции они различаются лишь в пределах 10%, то в зоне наличия наклонных трещин такое различие может достигать 30% и более. Аналогичные графики построены для всех основных серий экспериментальных образцов. Таким образом, полученный опытный материал позволяет выполнить сопоставительный анализ основных параметров, оказывающих влияние на жесткость железобетонных конструкций в зоне наклонных трещин.

В рамках проведенных исследований получены основные экспериментальные параметры, такие как: ширина раскрытия трещин вдоль всего профиля в уровне центров тяжести соответственно продольной и поперечной арматуры, а так же и на различных уровнях между растянутой арматурой и нейтральной осью и выше по сечению; расстояние между

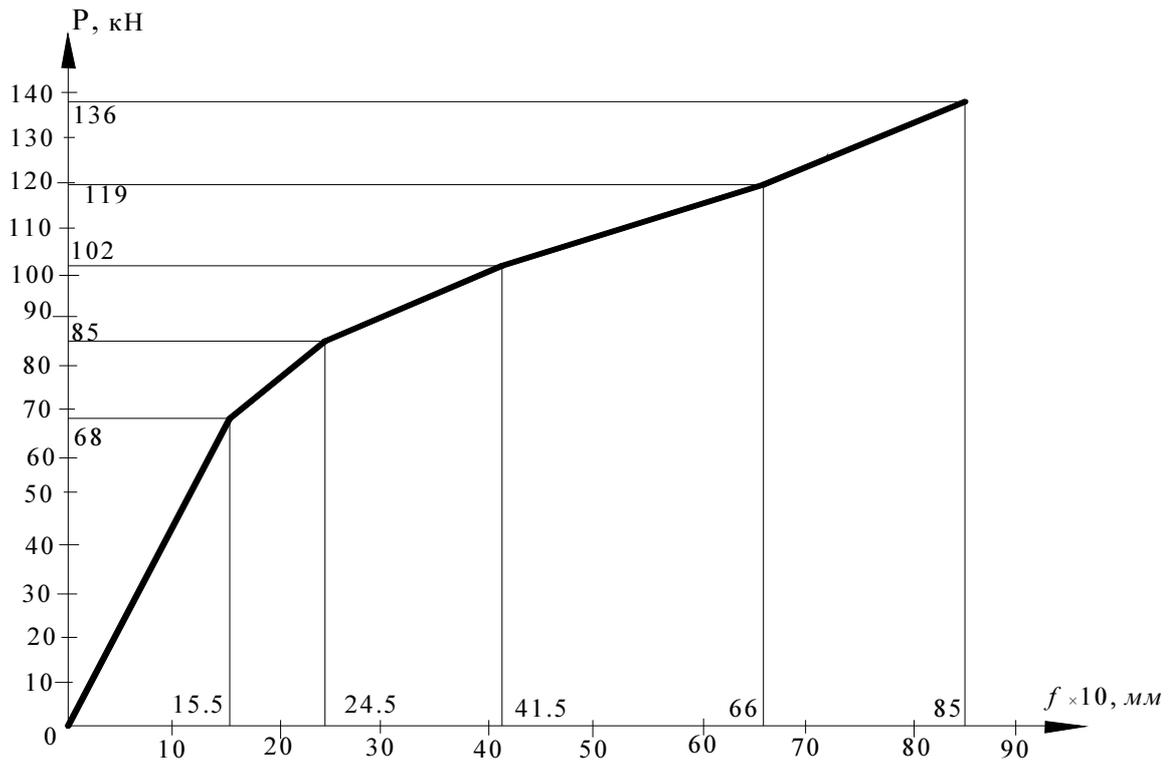


Рис. 3.25. График экспериментальных прогибов опытного образца БС–V–2–100–Ø6 в сечении I–I

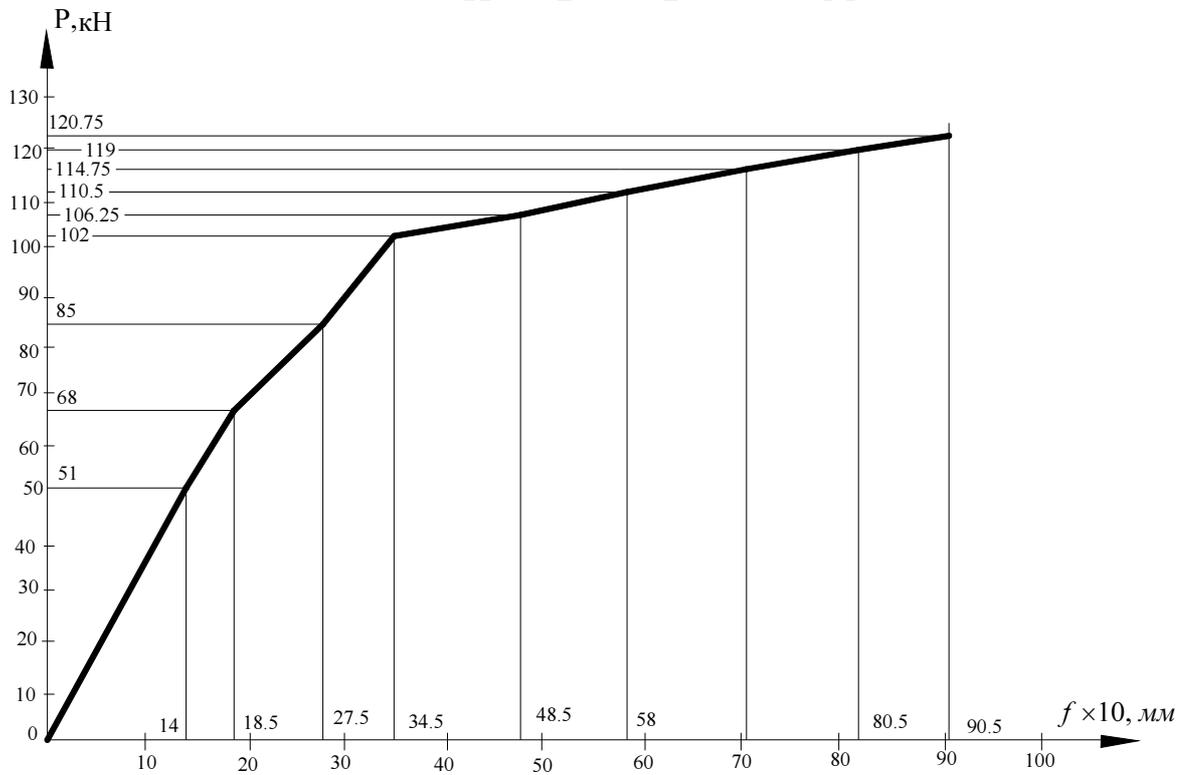


Рис. 3.26. График экспериментальных прогибов опытного образца БС–II–2,7–100–Ø6 в сечении I–I

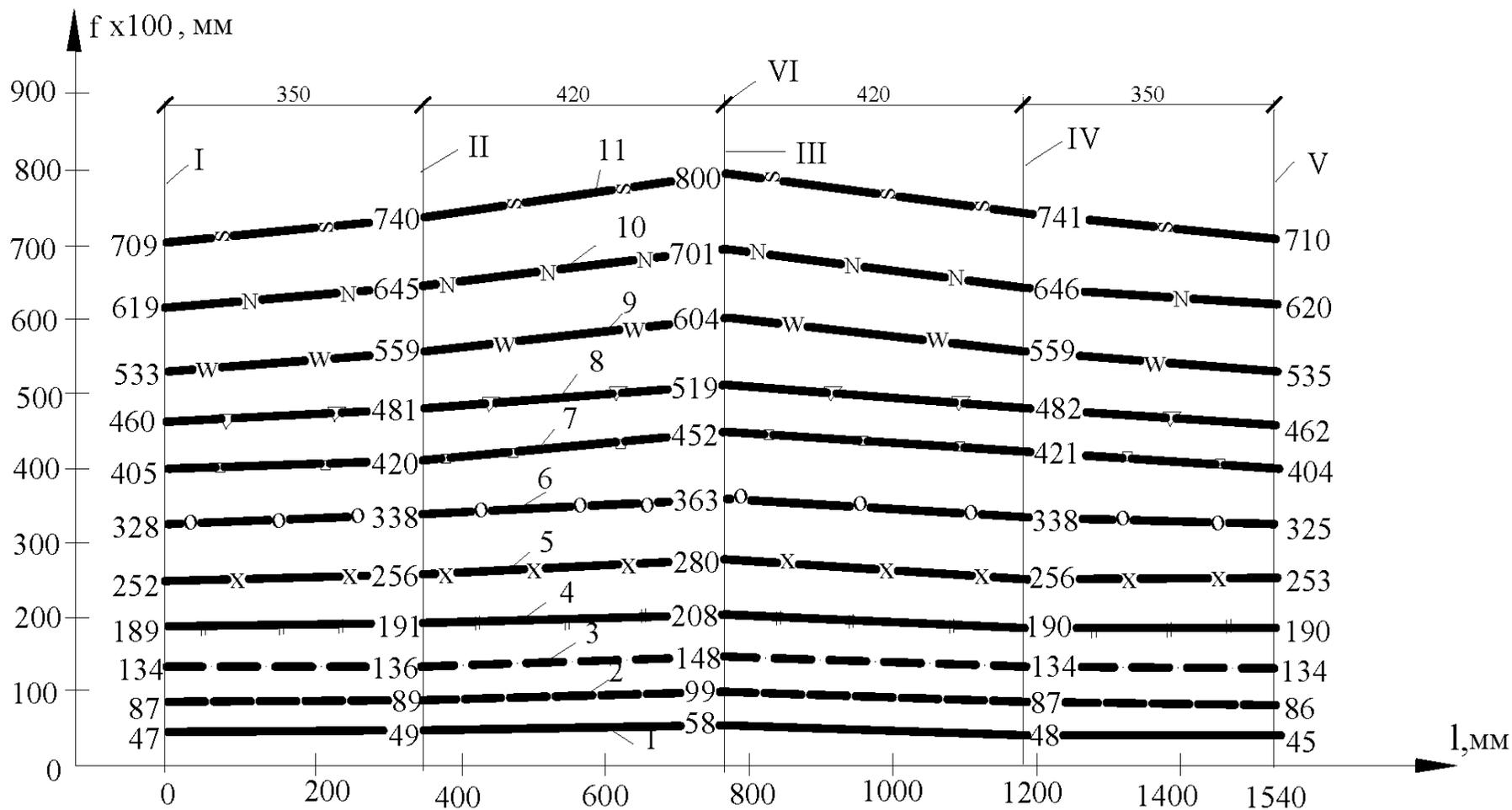


Рис. 3.27. График прогибов опытной конструкции БС-П-2,7-100-Ø6:

1 – 11 при нагрузке (кН): 17; 34; 51; 68; 85; 102; 106,25; 110,5; 114,75; 119; 120,75 соответственно; I, II, III, IV, V – оси установки прогибомеров П1, П2, П3, П4, П5 соответственно; VI – оси, проходящие через середину пролета опытного образца: M_r 1:10, M_B 1:10

трещинами l_{crc} (функционального и уровневого), а также его изменение в связи с образованием новых трещин, длины трещины и ее многоуровневого процесса развития по мере увеличения нагрузки; средние деформации продольной и поперечной арматуры в трещине, на участках между трещинами с учетом эффекта нарушения сплошности, несовместных деформаций бетона и арматуры, условного сосредоточенного сдвига в швах, фибровых деформаций сжатого бетона; высота сжатой зоны бетона с различными пролетами среза, диаметрами и шагом хомутов.

Переходя к выводам необходимо отметить следующее. Представленный в настоящей работе материал экспериментальных исследований дает возможность выполнить проверку предложенного расчетного аппарата, целью которого является уточнение определения параметра ширины раскрытия трещин с учетом эффекта нарушения сплошности и влиянием следующих параметров: несовместности деформаций арматуры и бетона, условного сосредоточенного сдвига в швах составного элемента и его анализа на всех стадиях нагружения.

3.3. Выводы

1. Разработана методика экспериментальных исследований деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин с целью проверки предлагаемой расчетной модели, учитывающая различные типы наклонных трещин, условный сосредоточенный сдвиг в шве между бетонами, эффект нарушения сплошности и взаимные смещения арматуры и бетона. Особенностью предлагаемой методики является возможность в процессе проведения лабораторных испытаний замера деформаций бетона в уровне оси арматуры рядом с трещиной – где имеет место эффект нарушения сплошности в железобетонной конструкции, а также возможность замера опытных характеристик зоны предразрушения с помощью специально установленных

групп тензорезисторов, выполненных по схеме “ловушка” на пути распространения исследуемых трещин.

2. Получены экспериментальные данные следующих основных параметров: прогибов по всей длине железобетонной конструкции (с детальным изучением жесткости в «пролете среза»); ширины раскрытия нормальных и наклонных трещин в уровне осей продольной и поперечной арматуры и на небольшом расстоянии (1,5–2 диаметра) от них (т.е. ширина раскрытия трещин по всему профилю трещины); изменение таких параметров как расстояние между трещинами l_{cre} и длина трещины h_{cre} по мере роста нагрузки и многоуровневого процесса трещинообразования; деформации рабочей арматуры непосредственно в трещине и на участке между трещинами с учетом эффекта нарушения сплошности в окрестности трещины, деформации бетона на берегах трещины вдоль оси рабочей арматуры; фибровых деформаций бетона сжатой зоны, высоты сжатой зоны бетона, а также напряженно-деформированного состояния бетона в окончании трещины.

3. Анализ графиков деформации растянутой арматуры показывает следующее. При образовании трещин нарушается равномерное распределение деформаций арматуры, при этом максимальные значения смещены в направлении от сечения с трещиной, что связано, безусловно, с имеющим место эффектом нарушения сплошности в окрестности трещины. Экспериментальными исследованиями установлен тот факт, что ширина раскрытия нормальных и наклонных трещин на уровне оси арматуры в несколько раз меньше, чем на некотором (40мм) удалении от этой оси. Арматура является противодействующим фактором раскрытия трещины а именно- ее берегов. При этом возникают реакции, вызывающие местное сжатие в бетоне в окрестности трещины в около арматурной, что безусловно влечет за собой изменение профиля трещины от традиционного треугольного к сложному.

4. Одним из важных полученных результатов экспериментальных исследований стал анализ деформаций бетона на берегах трещин вдоль

центральной оси растянутой арматуры. Такой анализ был получен совмещением картины деформаций и схемой расположения трещин по отношению к тензорезисторам, при этом деформации укорочения последних в отдельных случаях превысили деформации бетона сжатой зоны.

5. Совместное действие M и Q в образцах с мощным армированием растянутой зоны балок ведет к максимальному раскрытию трещин не на нижней грани, а в промежутке между нейтральной осью и выше центра тяжести растянутой арматуры. Развитие трещин происходит по двум направлениям: в сторону сжатой грани бетона и в сторону продольной растянутой арматуры. Трещины, образуемые в приопорной зоне в середине столба образующейся арки, могут выходить на верхнюю грань железобетонной конструкции практически в любую точку (необязательно совпадающую с точкой приложения силы) при пролетах «среза» больше двух.

6. По результатам проведенных экспериментальных исследований можно утверждать, что процесс образования и развития трещин не одноуровневый, как это принято по теории Мурашова В.И., а многоуровневый. Т.е. образование и развитие новых трещин происходит вплоть до разрушения образца составной балки. Анализ исследований позволяет также сделать вывод о правомерности использования гипотезы плоских сечений для средних деформаций бетона и арматуры в пределах каждого из стержней, а в уровне шва двух бетонов фиксировались возмущения деформаций которые могут быть заменены условным сосредоточенным сдвигом при экстраполяции гипотезы плоских деформаций каждого из слоев в зонах, прилегающих к шву.

7. Анализ перемещений показывает существенное различие теоретических прогибов рассчитанных по нормативной методике с опытными. Так, если в середине опытной конструкции они различаются лишь в пределах 10%, то в зоне наличия наклонных трещин такое различие может достигать 30% и более.

8. В настоящей главе приведены данные экспериментальных исследований, которые значительно дополняют уже имеющиеся материалы по обозначенному направлению исследований составных железобетонных элементов в части исследования наклонных трещин трех типов принимая во внимание условные сосредоточенные сдвиги в шве между бетонами, а также несовместность деформаций бетона и арматуры и эффект нарушения сплошности бетона. Эти данные делают возможным осуществить проверку предложенного расчетного аппарата и основных рабочих гипотез, что безусловно, позволит объективно оптимизировать проектирование железобетонных составных конструкций, при варьировании разных классов бетона и армирования.

РАЗДЕЛ 4.

ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И СОПОСТАВИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ
ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПРИ НАЛИЧИИ НАКЛОННЫХ ТРЕЩИН***4.1 Новые алгоритмы «Сечение», «Стержень» «Система» и использование существующих вычислительных комплексов для определения деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин***

Применительно к оценке деформативности железобетонных составных конструкций зданий и сооружений, проектируемых и эксплуатируемых с учетом их фактического технического состояния, с учетом наклонных трещин (в том числе пересекающихся), разработаны алгоритмы «Сечение», «Стержень» «Система».

Сделана попытка использования существующих вычислительных комплексов для определения деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин. При этом формулы, предложенные в разделе 2 привлекаются для корректирования расчетных параметров жесткости и проекции опасных наклонных трещин, что предполагает итерационный процесс при использовании существующих вычислительных комплексов. Здесь проблематичным встает вопрос и об адекватном моделировании шва между бетонами. Тем не менее использование существующих вычислительных комплексов для определения напряженно-деформированного состояния участков с наклонными трещинами имеет и свои положительные возможности.

Алгоритм расчета сводится к следующему: на первом шаге принимаем $x_{\text{факт},m} = 0,5h_0$ и по формуле (2.43), (для случая II по (2.48)) находим $\sigma_{b,2}$; затем по формуле (2.40) (для случая II по (2.46)) определяется σ_s с учетом соответствующего ограничения; после этого по формуле (2.41) находим

$\sigma_{b,1}$ (для случая II этот параметр отсутствует), а по формуле (2.42), – σ'_s (для случая II по (2.47)) с учетом соответствующего ограничения; в результате располагаем всеми параметрами для определения высоты сжатой зоны x по формуле (2.38) (для случая II по (2.44)) (при этом необходимо учитывать, что $x = x_{fact,m} \cdot \omega$, где ω – характеристика сжатой зоны бетона, определяется в соответствии с [21, 22]); в итоге предоставляется возможным сравнить заданное и вычисленное значение x и с учетом этих сравнений перейти к следующему шагу итераций; таким образом, итерационный процесс продолжается до требуемой точности вычислений.

Алгоритм расчета (алгоритма «Стержень») предполагает итерационный процесс и сводится к следующему:

1. В первом приближении принимаем $x_{B,2} = 0,3h_0$; $q_{sw} = \frac{0,7R_{sw}A_{sw}}{S}$; или $\sigma_{s,3} = 0,8R_s$ при наличии обрывов продольной арматуры $c_2 = h_0$.
2. На второй итерации, по формулам (2.63)–(2.65), (2.67) уточняем значения $x_{B,2}$, q_{sw} , $\sigma_{s,3}$, c_2 , принимая в этих формулах неизвестные параметры из первого приближения. При этом обязательно учитываются введенные в этих формулах ограничения.
3. На третьей итерации по формулам (2.63)–(2.65), (2.67) уточняем значения $x_{B,2}$, q_{sw} , $\sigma_{s,3}$, c_2 , принимая в этих формулах неизвестные параметры в виде средних значений между первой и второй итерацией. При этом обязательно учитываются введенные в этих формулах ограничения.
4. Итерационный процесс продолжается до достижения заданной точности вычислений. Обычно, для практических расчетов достаточно три – шесть итераций.

Накопленный опыт численных исследований позволяет дать четкие рекомендации по диапазонам (коридорам) изменения отыскиваемых параметров, которые можно представить в виде неравенств:

$$a'_s \leq x_{B,2} \leq 0,5h_0, \quad (4.1)$$

$$\frac{R_{sw} A_{sw}}{S} \geq q_{sw} \geq \frac{2\alpha_{sw} R_{bt} A_{sw}}{S}, \quad (4.2)$$

$$2\alpha_S R_{bt} A_{S,3} \leq \sigma_{S,3} \leq m_{a,3} \cdot R_S, \quad (4.3)$$

$$0,7h_0 \leq c_2 \leq 2h_0, \quad (4.4)$$

Рассмотренный алгоритм позволяет исключить трудоемкую алгебраизацию формул, как правило, приводящую к множеству ошибок.

При выполнении практических расчетов ширину раскрытия трещин, вычисленную по формуле (2.128), следует умножить на коэффициенты φ_1, \dots, η , учитывающие длительность действия нагрузки и профиль поверхности арматуры, соответственно и определяемые в соответствии с нормативными документами.

Предложенный алгоритм позволяет сохранить физический смысл и инженерную обозримость вычисляемых параметров и исключить трудоемкую алгебраизацию формул, как правило, приводящую к множеству ошибок.

С ростом нагрузки ширина раскрытия трещин увеличивается с возрастанием деформаций, с одной стороны, а с другой стороны, – понижается с уменьшением расстояния между трещинами.

Полученные зависимости учитывают влияние ряда важных факторов, таких как: деформации арматуры в сечении с трещиной, параметры сцепления B арматуры с бетоном, геометрические характеристики сечения и характеристики бетона и арматуры, деформационный эффект (возникающий в железобетонном элементе после нарушения сплошности), относительные условные сосредоточенными взаимные смещения бетона и арматуры. Кроме того, для расчета ширины раскрытия трещин весьма важным является определение расстояний между трещинами.

Располагая методикой определения жесткости железобетонных составных конструкций, в том числе на участках с наклонными трещинами, приведенной в разделе 2, расчет систем железобетонных составных конструкций можно вести с использованием ряда программ существующих

вычислительных комплексов. Изменяются лишь отдельные модули (подпрограммы), реализующие разработанную методику (с использованием мастера электронных таблиц MS Excel) в соответствии с рассмотренным в разделе 2 алгоритмом. Именно они позволяют отражать перераспределение усилий в статически определимых и неопределимых системах с учетом новых эффектов сопротивления на всех стадиях НДС

Ниже рассмотрена реализация отмеченной особенности на примере расчета статически неопределимых систем «железобетонная балка–деформируемое основание» с использованием разработанной расчетной модели определения деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин.

При этом некоторые пункты укрупненного алгоритма, приведенного в п. 2.7 требуют соответствующей детализации.

В целях упрощения допускается жесткость узловых зон сопряжения стержневых конструкций на участках с пересекающимися наклонными трещинами, трещинами, определять с помощью специальной расчетной модели плосконапряженных конструкций (см. рис. 4.1).

Жесткость указанных участков (полос) заменяется эквивалентной жесткостью в соответствии с разработанной в разделе 2 методикой:

$$B(\lambda) = \frac{M^2 \cdot \Delta x}{2 \cdot W_3}, \quad (4.5)$$

где W_3 – работа усилий выделенного участка (полосы).

Итерационный процесс заканчивается при достижении заданной погрешности $B_1(\lambda)$.

Необходимо отметить, что при пролетах «среза» превышающих единицу, наклонная трещина, как правило, не является диагональной, а имеет определенную проекцию c на горизонталь. В этих случаях моделирование реальной трещины диагональной является достаточно грубым приближением. С целью более точного моделирования наклонной трещины в пролете «среза», необходимо в начале вручную отыскать проекцию опасной

наклонной трещины c и только потом перейти к ее компьютерному моделированию. При этом отыскание проекции опасной (по ширине раскрытия) наклонной трещины включает следующие особенности.

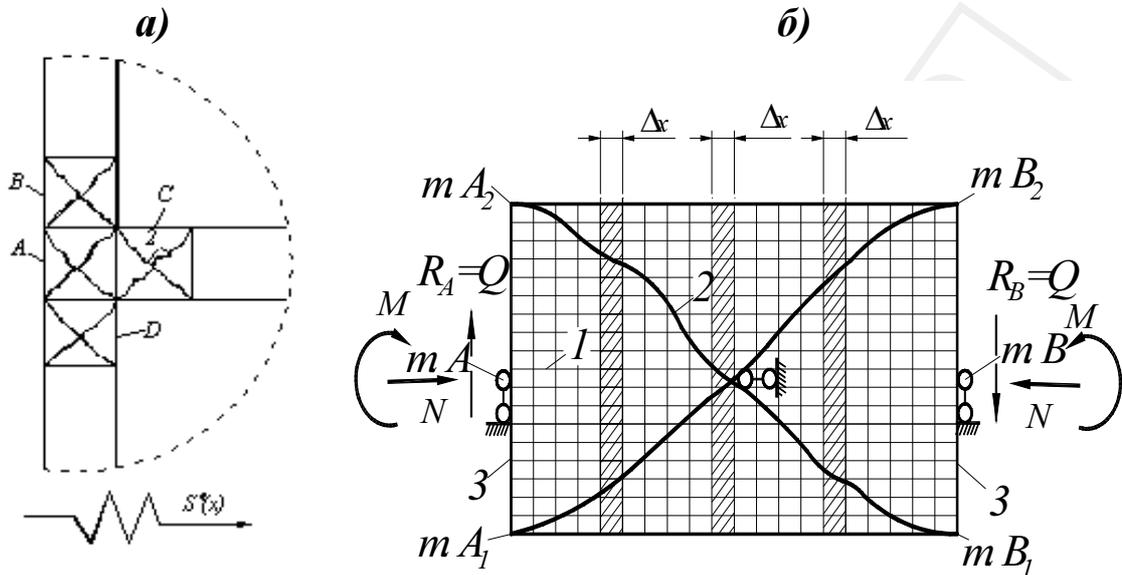


Рис. 4.1. К расчету стержневых железобетонных конструкций в узловых зонах и на участках с наклонными трещинами на силовые и деформационные воздействия: а – схема характерных зон и трещин; б – расчетная модель для уточнения жесткости выделенных зон;

1 – горизонтальные границы конечных элементов; 2 – трещины; 3 – абсолютно жесткие торцевые вставки

Применительно к трещинам третьего типа, используется пятиблочная расчетная модель, рассмотренная в п.2.4.

Применительно к трещинам первого и второго типов с использованием такой пятиблочной модели и соответствующих условий равновесия (см. расчетную схему, приведенную в п.2.5) также определяются все параметры наклонного сечения: погонные усилия в хомутах q_{sw} , пересекаемых наклонной трещиной ($\sum 0Y = 0$); высота сжатого бетона $x_{B,2}$ над наклонной трещиной в расчетном сечении 1–1 ($\sum 0X = 0$); напряжения в растянутой арматуре σ_s ($\sum M_B = 0$, точка B расположена в центре тяжести эпюры нормальных напряжений сжатого бетона в сечении 1–1); высота

сжатого бетона x в сечении 1–1 ($\sum 0X = 0$); напряжения в сжатом бетоне σ_b над опасной наклонной трещиной ($\sum M_o = 0$, точка O расположена на уровне оси рабочей арматуры в сечении 1–1); напряжения в растянутой арматуре $\sigma_{s,m,l}$ и в сжатом бетоне $\sigma_{b,1}$ под наклонной трещиной отыскиваются из закона плоских сечений деформирования для средних деформаций в сечении 1–1.

После этого отыскивается проекция наиболее опасных наклонных трещин по формулам (2.67), (2.76), соответственно.

Предложенная методика расчета деформативности железобетонных составных конструкций с возможностью ее реализации в программном комплексе «МИРАЖ-2014», позволяют сохранить физический смысл вычисляемых параметров напряженно–деформированного состояния железобетонных составных конструкций и, как следствие, существенно повысить качество и эффективность их проектирования.

Алгоритм «Система» при наличии нормальных и наклонных трещин для определения деформативности железобетонных составных конструкций опирается на использование значения изгибающего момента M и радиус кривизны ρ , по нормативной методике в соответствии с [21, 22] для соответствующей рассматриваемой i -ой зоны (участок рекомендуется разделить на 4–6 зон):

$$B_i(\lambda) = M_i \cdot \rho_i. \quad (4.6)$$

Тем не менее, существует отличительная особенность алгоритмизации при расчете стержневых систем, заключающаяся в реализации диаграмм $\sigma - \epsilon$ или $M - \chi$ с ниспадающими ветвями деформирования на участках с наклонными трещинами.

Наиболее обоснованное решение задачи в тех случаях, когда несущая способность конструкции лимитируется сопротивлением нормальных сечений, приведено в работе [12]. Однако предпосылки, на которых базируется работа, предназначены в основном для зоны чистого изгиба и не

учитывают влияние наклонных трещин на прочность и жесткость сечений балки в зонах совместного действия изгибающих моментов и поперечных сил, а также не содержат критериев исчерпания прочности балки при разрушении по наклонному сечению, что существенным образом влияет на характер сопротивления системы в целом.

Решение задачи сопротивления системы «железобетонная балка – деформируемое основание» по наклонным сечениям при силовых и деформационных воздействиях представляет собой достаточно сложную задачу, решение которой в общем виде в настоящее время практически отсутствует.

Задача формулируется следующим образом: определить значения модулей векторов силовых и деформационных воздействий, соответствующие эксплуатационной стадии сопротивления или исчерпанию несущей способности системы «железобетонная балка–деформируемое основание» по наклонным сечениям [27].

Решение начинается с установления связи между напряжениями и деформациями сжатого бетона и растянутой арматуры. Такие зависимости могут быть приняты в соответствии с рис. 4.2. Другие предпосылки, используемые для оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) на уровне алгоритма «сечение» при совместном действии изгибающего момента и поперечной силы, соответствуют принятым в разделе 2.

Модель основания целесообразно принимать в соответствии с работой [27], где свойства связей описываются на основе переменного коэффициента жесткости (рис. 4.2).

$$R_i = k_i y_i a. \quad (4.7)$$

Здесь R_i , k_i и y_i – соответственно усилие, погонная жесткость и перемещение в i -й связи основания.

Теперь можно перейти к уравнениям состояния – зависимостям, устанавливающим связь между перемещениями и нагрузкой, действующей

на балку. Пути их построения возможны различные. Так, например, известно, что аналитический аппарат для расчета статически неопределимых систем может быть получен на основе метода начальных параметров Корноухова. Если постоянные интегрирования определять не из системы уравнений, а по рекуррентным формулам (как это сделано, например, в работе Манискевича Е. С.), то появляется возможность получения в раскрытом виде метода начальных параметров, а следовательно, и метода перемещений.

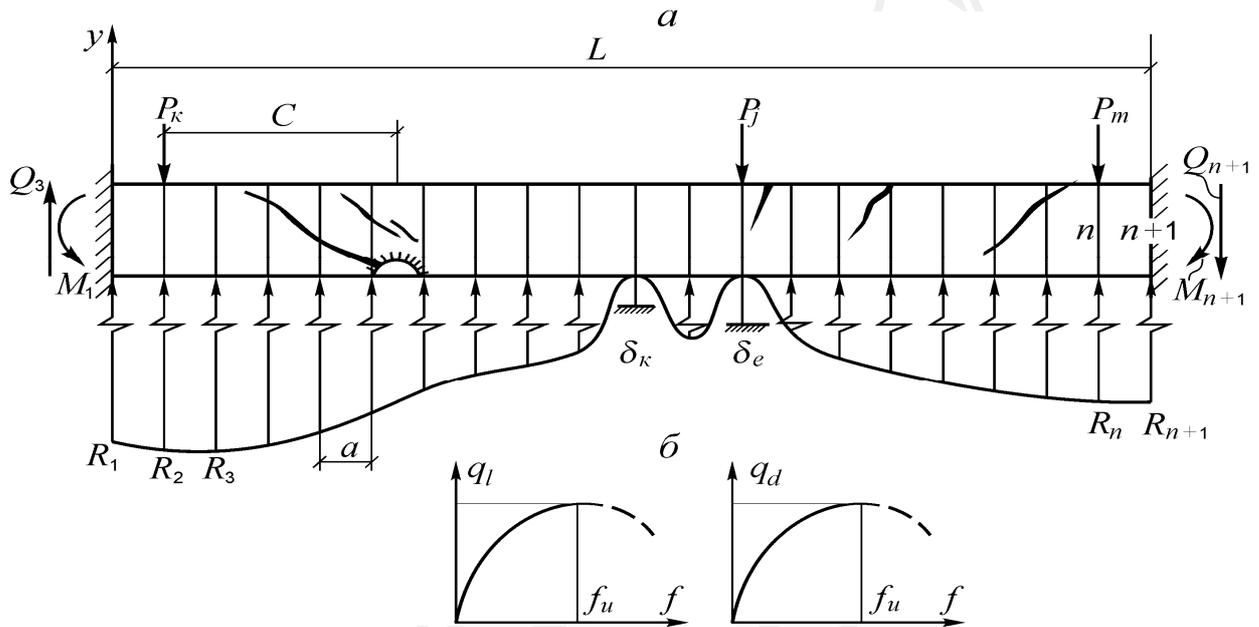


Рис. 4.2. К расчету системы «железобетонная балка – деформируемое основание»: *a* – расчетная схема; *б* – диаграммы состояния системы

В процессе решения задачи последовательно выявляются равновесные состояния нормальных сечений при возрастающей нагрузке, вплоть до исчерпания несущей способности балки. При этом на каждом этапе нагружения итерационного процесса решается традиционная задача строительной механики – при заданной нагрузке определяются внутренние усилия в элементах системы.

Полученные таким образом значения усилий можно было бы использовать для определения кривизны и жесткости сечений.

Однако поскольку по аналогии с формулой (1.1), зависимость $M-\chi$ имеет нисходящий участок (т. е. одному значению момента могут

соответствовать два значения кривизны), вероятность получения неоднозначного решения в данном случае совершенно очевидна. В связи с этим при решении рассматриваемой задачи следует задавать не модуль вектора \bar{P} , а деформации в каком-либо сечении (модуль при этом рассматривается в качестве неизвестного).

Изгибающий момент в i -м сечении балки для различных схем опирания может быть выражен в виде:

$$M_i = M_1 + Q_1 L \frac{i-1}{n} + \left(\frac{L}{n}\right)^2 \sum_{j=1}^{i-1} (i-j) y_j k_j - q_l \bar{M}_{0i}, \quad (4.8)$$

где M_1 – момент в заделке при $i = 1$; \bar{M}_{0i} – момент в i -м сечении от заданного единичного вектора внешних сил.

Используя (4.8), получим систему n уравнений ($2 \leq k \leq n + 1$) в форме метода начальных параметров:

$$\Phi_k [y_1, \varphi_1, M_1, Q_1, M_{n+1}, y_i, q_l(q_d)] = 0. \quad (4.9)$$

Здесь $q_l(q_d)$ – модуль вектора силового (деформационного) воздействия.

Система (4.9) в общем случае имеет $n + 6$ неизвестных:

$$y_i (i = 1, 2, \dots, n + 1), \varphi_1, M_1, Q_1, M_{n+1}, q_l(q_d). \quad (4.10)$$

Дополнительными условиями к системе (4.9) служат граничные условия и уравнения равновесия, составленные для всей системы.

Применительно к случаю, рассмотренному на рис. 4.2, для определения $y_i, \varphi_1, y_{n+1}, Q_1, M_{n+1}$ используются граничные условия $y_i = 0, \varphi = 0, y_{n+1} = 0, \varphi_{n+1} = 0$ соответственно. Для определения неизвестного момента M_1 используется уравнение равновесия моментов относительно точки $n + 1$:

$$M_1 + Q_1 L + \left(\frac{L}{n}\right)^2 \sum_{i=1}^n (n-i+1) y_i k_i - M_{n+1} - q_l \bar{M}_{0,n+1} = 0. \quad (4.11)$$

Приравнявая величину действующего момента в сечении S заданному, определим неизвестное q_l :

$$M_1 + Q_1 L \frac{S-1}{n} + \left(\frac{L}{n}\right)^2 \sum_{i=1}^n (S-i) y_i k_i - q_l \bar{M}_{0,s} = M_{set}. \quad (4.12)$$

Итак, имеем $n + 6$ уравнений, необходимых для решения системы (4.9).

Использованное уравнение равновесия $\Sigma Y = 0$ служит для определения неизвестной поперечной силы в заделке (см. рис. 4.2) при $i = n + 1$:

$$Q_1 + \frac{L}{n} \sum_{i=1}^{n+1} y_i k_i - q_l \sum_{j=1}^m P_j - Q_{n+1} = 0. \quad (4.13)$$

Решив систему (4.9), можно определить величины действующих моментов в сечениях железобетонного стержня при условии, что известны значения B_i и k_i , которые в свою очередь зависят от действующих усилий. Это предопределяет итерационный путь решения задачи, который заключается в следующем.

1. Выбрать невыгодное сечение и, задавшись для него фиксированной кривизной, определить M_s, B_s .
2. Принять начальные значения жесткостей $B_{i,0}, k_{i,0}$.
3. Сформулировать и решить систему линейных уравнений (4.9).
4. По формуле (4.8) определить величины изгибающих моментов в сечениях железобетонного стержня.
5. Вычислить кривизны сечений на следующей итерации:

$$\chi_{i,j+1} = \frac{M_{i,j}}{B_{i,j}}, (i = 1, 2, \dots, s-1, s+1, \dots, n+1). \quad (4.14)$$

6. По заданным значениям кривизн $\chi_{i,j+1}$ и полученной зависимости $M - \chi$, $\chi = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{h_0}$ найти значения моментов $m_{i,j+1}$.

7. Определить новые значения жесткостей сечений:

$$B_{i,j+1} = \frac{m_{i,j+1}}{\chi_{i,j+1}}, (i = 1, 2, \dots, s-1, s+1, \dots, n+1). \quad (4.15)$$

8. Уточнить значения коэффициента жесткости основания: $k_i = \Phi(P_i)$,

где $\Phi(P_i)$ – функция изменения жесткости основания [27].

9. Расчет по п. 3...8 повторять до выполнения условия

$$\left| \frac{q_{j+1} - q_j}{q_{j+1}} \right| \leq \xi, \quad (4.16)$$

где q_{j+1}, q_j – модуль вектора $q_l(q_d)$ соответственно на $j + 1$ и i -й итерациях; ξ – заданная точность расчета ($\xi = 0,01 \div 0,001$).

Полученное значение $q_l(q_d)$ используется в дальнейшем при определении напряженно-деформированного состояния системы от заданных воздействий. В этом случае последовательным изменением кривизны $\chi_{s,set}$ определяют величину $q_l(q_d)$, которая с заданной точностью равна q_{col} (q_{col} – заданная величина модуля силового или деформационного воздействия). Для случая определения несущей способности системы последовательным изменением кривизны $\chi_{s,set}$ определяется значение $q_l(q_d)$, соответствующее максимуму нагрузки на кривой состояний (рис. 4.2. б), т. е. выполнению критерия

$$\frac{\partial q}{\partial f} = 0 \quad (4.17)$$

или разрушению хотя бы одного сечения железобетонного стержня ($\chi_i \geq \chi_{i,u}$). Найденное значение $q_l(q_d)$ является искомой величиной внешнего силового или деформационного воздействия.

При расчете рам полученные зависимости метода начальных параметров для железобетонных стержней реализуются в виде традиционных методов строительной механики – метода перемещений, сил, смешанного метода Корноухова Н. В. Подстановка зависимости [27]

$$M_i = M_1 + Ql \frac{i-1}{n} + N(y_i - y_1) + M_i(q, P), \quad (4.18)$$

где $M_i(q, P)$ – изгибающий момент от поперечных нагрузок, приводит их к виду:

$$y_i = \frac{6n^2 B_i}{6n^2 B_i + NL^2} \left\{ y_1 \left[1 + \frac{NL^2}{n^2} \left(\frac{1}{6B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{i-j}{B_j} \right) \right] + \varphi_1 L \frac{i-1}{n} - M_1 \times \right.$$

$$\begin{aligned} & \times \frac{L^2}{n^2} \left(\frac{3i-4}{6B_1} + \frac{1}{6B_1} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{i-j}{B_j} \right) - Q_1 \frac{L^3}{n^3} \left[\frac{i-j}{6B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{(i-j)(j-1)}{B_j} \right] - \\ & \left. - \frac{L^2}{n^2} \left[\frac{M_i}{6B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{M_j(i-j)}{B_i} \right] - \frac{NL^2}{n^2} \sum_{j=2}^{i-1} \frac{i-j}{B_j} y_i \right\} + \delta_i. \end{aligned} \quad (4.19)$$

$$\begin{aligned} \varphi_i = & \frac{2nB_i}{2nB_i + NL} \left\{ y_1 \frac{NL}{n} \left(\frac{1}{2B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{1}{B_j} \right) + \varphi_1 - M_1 \frac{L}{n} \times \right. \\ & \times \left(\frac{1}{2B_1} + \frac{1}{2B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{1}{B_j} \right) - Q_1 \frac{L^2}{n^2} \left[\frac{i-1}{2B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{(i-j)}{B_j} \right] - \\ & \left. - \frac{L}{n} \left(\frac{M_j}{2B_i} + \sum_{j=2}^{i-1} \frac{M_j}{B_j} \right) - \frac{NL}{n} \sum_{j=2}^{i-1} \frac{y_i}{B_j} \right\} + \Theta_i. \end{aligned} \quad (4.20)$$

Уравнение состояния гибкого железобетонного стержня можно получить, если определить начальные параметры y_1 , φ_1 , M_1 , Q_1 и раскрыть функцию $M_i(q,P)$.

Если в качестве пассивных параметров выбрать R_b , M_b , то получим зависимость применительно к использованию метода перемещений. Если же в качестве пассивных параметров выбрать φ_l , φ_b , y_b , то получим зависимости применительно к использованию метода сил. При этом в качестве граничных используются значения моментов и поперечных сил на концах стержня, и система уравнения решается относительно неизвестных φ_l , φ_b , y_b (для консольных стержней – относительно φ_b , y_b , для шарнирно опертых стержней – относительно φ_l , φ_b).

4.2. Численная реализация расчета статически неопределимых систем железобетонных составных конструкций с использованием разработанной методики определения их деформативности при наличии наклонных трещин

Для численной реализации методики расчета систем стержневых железобетонных элементов, предложенной в разделе 2, рассмотрим пример расчета статически неопределимой балки на деформируемом основании БХ-1-2К2,б, экспериментальные испытания которой приведены в работе [27].

Пример

Пусть требуется определить деформативность и несущую способность системы «железобетонная балка — деформируемое основание» при наличии наклонных трещин (рис. 4.3) при следующих характеристиках материалов:

бетон — $R_b = 30,7$ МПа, $E_b = 3,09 \cdot 10^4$ МПа, $R_{bt} = 2,8$ МПа, $\varepsilon_{br} = 181 \cdot 10^{-5}$,
 $\varepsilon_{bu} = 371 \cdot 10^{-5}$;

арматура — $R_s = 440$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа;

основание — $K_i = 0,5$ кН/см².

Характеристики бетона в наклонном сечении и вводимые коэффициенты, характеризующие поворот вектора деформаций:

$$\bar{R}_b = 30,7 \cdot 0,7 = 21,4 \text{ МПа}, \quad \bar{R}_{bt} = 1,5 \text{ МПа};$$

$$\bar{\varepsilon}_{bu} = 181 \cdot 10^{-5} \cdot 0,6 = 108 \cdot 10^{-5}, \quad \bar{E}_b = 2,8 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

$$\bar{\varepsilon}_{bR} = 371 \cdot 10^{-5} \cdot 0,6 = 222 \cdot 10^{-5}.$$

Решение

Принимаем расчетную схему по рис. 4.3 б (для примера ограничимся $n = 4$).

Расчет выполняем в следующей последовательности:

1. Выбираем базовое $S = 2$, эквивалентное наклонному.
2. Принимаем жесткости сечений балки $B_{1,0} = B_{5,0} = 1,83 \cdot 10^8$ кН·см², а в сечении 3 $B_{3,0} = 1 \cdot 10^8$ кН·см² (на первых этапах расчета рекомендуется принимать для всех сечений, кроме $i = s$, упругую жесткость сечения. В примере значение $B_{3,0}$ принято из опыта аналогичных расчетов).
3. Принимаем значения коэффициентов жесткости основания при $P \geq 0$ соответственно $K_i = 0,5$ кН/см².
4. Задаемся начальным значением кривизны в базовом сечении ($S = 2$, $S = 4$ в силу симметрии конструкции) $x = 9,8 \cdot 10^{-3}$ см⁻¹ и принимаем $j = 1$.
5. В соответствии с результатами раздела 2 определяем значения величин $M_s = 5860$ кН·см и $B_s = 0,6 \cdot 10^8$;
6. Формируем систему уравнений:

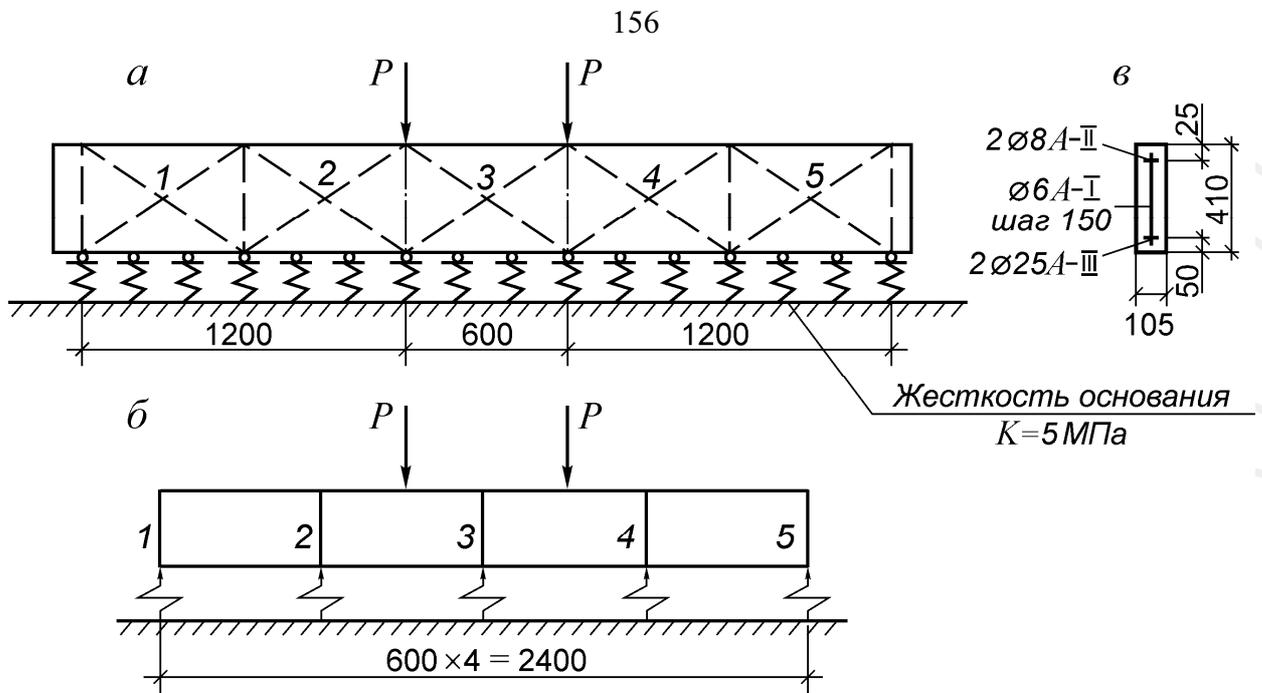


Рис. 4.3. К примеру расчета деформативности и прочности системы «железобетонная балка — деформируемое основание»: *а* — схема испытаний образца БХ-1-2К2; *б* — расчетная схема для ручного счета; *в* — поперечное сечение элемента

- 1) $-1,10464y_1 + y_2 - 67,5\varphi_1 = 0;$
- 2) $-0,95680y_1 + 0,01188y_2 + y_3 - 132\varphi_1 - 0,0001q_1 = 0;$
- 3) $-0,67382y_1 + 0,11362y_2 + 0,02036y_3 + y_4 - 202,5\varphi_1 - 0,001286q_1 = 0;$
- 4) $-0,06572y_1 + 0,36446y_2 + 0,12038y_3 + 0,005902y_4 + y_5 - 240\varphi_1 - 0,0005093q_1 = 0;$
- 5) $30y_1 + 30y_2 + 30y_3 + 30y_4 + 30y_5 - q_1 = 0;$
- 6) $60y_1 + 45y_2 + 30y_3 + 15y_4 - q_1 = 0;$
- 7) $0,30717y_1 = 1.$

Решаем полученную систему уравнений относительно неизвестных

$$y_i, \quad y_1, \quad q_1 \quad [M_1 = 0; \quad M_{n+1} = 0; \quad \Phi(y, k, \delta, M, \varphi_1) = 0],$$

$$y_1 = 3,256 \quad \text{см} = y_5; \quad y_2 = y_4 = 4,208 \quad \text{см}; \quad y_3 = 4,321 \quad \text{см};$$

$$\varphi_1 = 0,009086; \quad q_1 = 577,5.$$

7. По формуле (4.8) определяем величины изгибающих моментов в сечениях балки (кН·см): $M_1 = M_5 = 0; M_3 = 10634.$

8. Определяем кривизну в сечении 3 балки (см^{-1}):

$$\chi_1 = 0; \chi_3 = 10,634 \cdot 10^{-5}; \chi_5 = 0.$$

9. Согласно методике (см. раздел 2) по заданным значениям находим величины жесткостей сечений:

$$B_3 = 0,952 \cdot 10^8 \text{ кН}\cdot\text{см}^2.$$

10. Определяем коэффициенты жесткости основания (в силу принятого условия линейности работы основания коэффициенты жесткости основания остаются без изменения) [27].

11. На втором шаге итерации условие

$$\left| \frac{q_{l,2} - q_{l,1}}{q_{l,2}} \right| = \left| \frac{578,7 - 577,5}{578,7} \right| = 0,00225 \leq 0,01$$

выполняется с требуемой точностью. Следовательно, $q_l = 578,7 \text{ кН}$.

Соответствующее этому значению q_l распределение перемещений в основании (см):

$$y_1 = y_5 = 3,255; y_2 = y_4 = 4,22; y_3 = 4,339;$$

моментов в сечениях балки ($\text{кН}\cdot\text{см}$):

$$M_2 = M_4 = 5860; M_3 = 10635,8;$$

жесткостей и реакций в основании:

$$k_1 = k_2 = k_3 = k_4 = k_5 = 0,5 \text{ кН}/\text{см}^2;$$

$$R_1 = R_5 = 97,65 \text{ кН}; R_2 = R_4 = 126,6 \text{ кН}; R_3 = 130,17 \text{ кН};$$

жесткостей элементов балки ($\text{кН}\cdot\text{см}^2$):

$$B_1 = B_5 = 1,83 \cdot 10^8; B_2 = B_4 = 0,6 \cdot 10^8; B_3 = 0,952 \cdot 10^8.$$

12. Проверяем условие $\chi_2 = \chi_4 \geq 11,75 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$.

Условие не выполняется, значит $q_l < q_{l,u}$ — максимального значения силового воздействия.

13. Принимаем новое значение кривизны $\chi_s = \chi_{s,R} = 10,83 \cdot 10^{-5}$ и выполняем расчет по методике, изложенной в разделе 2. На итерации $j = 3$ получим $q_l = 587,7 \text{ кН}$. Проверяем условие:

$$\left| \frac{q_{l,3} - q_{l,2}}{q_{l,3}} \right| = \left| \frac{587,7 - 586,4}{587,7} \right| = 0,00221 \leq 0,001,$$

т. е. оно выполняется с требуемой точностью.

При последующем увеличении χ_3 величина q_l уменьшается.

Разрешающая система уравнений, в результате которой получено $q_l = 587,7$ кН, имеет вид:

- 1) $-1,10277y_1 + y_2 - 67,5\varphi_1 = 0;$
- 2) $0,94454y_1 + 0,01253y_2 + y_3 - 132\varphi_1 - 0,0001044q_l = 0;$
- 3) $-0,63786y_1 + 0,121317y_2 + 0,02223y_3 + y_4 - 202,5\varphi_1 -$
 $- 0,0003814q_l = 0;$
- 4) $0,0081921y_1 + 0,39145y_2 + 0,13035y_3 + 0,005902y_4 + y_5 -$
 $- 240\varphi_1 - 0,0054838q_l = 0;$
- 5) $30y_1 + 30y_2 + 30y_3 + 30y_4 + 30y_5 - q_l = 0;$
- 6) $60y_1 + 45y_2 + 30y_3 + 15y_4 - q_l = 0;$
- 7) $0,304054y_1 = 1.$

Соответствующее $q_l = 587,7$ кН распределение перемещений, усилий и жесткостей в основании:

$$y_1 = y_5 = 3,29 \text{ см}; \quad y_2 = y_4 = 4,295 \text{ см}; \quad y_3 = 4,421 \text{ см}; \quad R_1 = R_5 = 98,7 \text{ кН};$$

$$R_2 = R_4 = 128,85 \text{ кН}; \quad R_3 = 132,63 \text{ кН}; \quad k_1 = k_2 = k_3 = k_4 = k_5 = 0,5 \text{ кН/см}^2;$$

изгибающих моментов и жесткостей в сечениях балки:

$$M_1 = M_5 = 0; \quad M_2 = M_4 = 5920 \text{ кН}\cdot\text{см}; \quad M_3 = 10756 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$B_1 = B_5 = 1,83 \cdot 10^8 \text{ кН}\cdot\text{см}^2; \quad B_2 = B_4 = 0,5466 \cdot 10^8 \text{ кН}\cdot\text{см}^2; \quad B_3 = 0,9485 \cdot 10^8$$

$$\text{кН}\cdot\text{см}^2.$$

Аналогично выполняется расчет при выборе в качестве базового сечения 3. Такой расчет необходим для того, чтобы убедиться в возможном увеличении максимума силового воздействия. Тем самым будет доказано, что разрушение произойдет по наклонному сечению в зоне действия M и Q :

1. Выбираем базовое $S = 3$.

2. Принимаем жесткости сечений балки

$$B_{1,0} = B_{5,0} = 1,83 \cdot 10^8 \text{ кН}\cdot\text{см}^2; \quad B_2 = B_4 = 0,5 \cdot 10^8 \text{ кН}\cdot\text{см}^2.$$

3. Принимаем значения коэффициентов жесткости основания

$$K_i = 0,5 \text{ кН/см}^2.$$

4. Задаемся начальным значением кривизны в базовом сечении

$$R_s = x_3 = 12,52 \cdot 10^{-3} \text{ см}^{-1} \text{ и принимаем } j = 1.$$

В соответствии с разделом 2 и принимая во внимание [21, 22]

определяем значения величин

$$M_s = 10931 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad R_s = 0,873 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

5. Формируем систему уравнений:

$$1) -1,1007y_1 + y_2 - 67,5\varphi_1 = 0;$$

$$2) -0,930223y_1 + 0,01361y_2 + y_3 - 132\varphi_1 - 0,0001134q_1 = 0;$$

$$3) -0,59349y_1 + 0,1321y_2 + 0,0243y_3 + y_4 - 202,5\varphi_1 - 0,001339q_1 = 0;$$

$$4) 0,0981138y_1 + 0,42536y_2 + 0,1414y_3 + 0,0059016y_4 + y_5 - 240\varphi_1 - \\ - 0,00595q_1 = 0;$$

$$5) 30y_1 + 30y_2 + 30y_3 + 30y_4 + 30y_5 - q_1 = 0;$$

$$6) 60y_1 + 45y_2 + 30y_3 + 15y_4 - q_1 = 0;$$

$$7) 0,32934y_1 + 0,16467y_2 - 0,0013722q_1 = 1.$$

Решаем полученную систему уравнений относительно неизвестных y_i ,

φ_1, q_1 :

6. По формуле (4.8) определяем величины изгибающих моментов в сечениях балки (кН · см):

$$M_1 = M_5 = 0; \quad M_2 = M_4 = 5997,3; \quad M_3 = 1093,7.$$

7. Определяем кривизны в сечениях балки (см^{-1}):

$$\chi_1 = \chi_5 = 0; \quad \chi_2 = \chi_4 = 11,99 \cdot 10^{-5}; \quad \chi_3 = \chi_s.$$

8. По заданному значению χ_2 и методике, изложенной в гл. 4, находим величину жесткости сечения 2:

$$B_2 = B_4 = 0,4881 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

Поскольку $j = 1$, продолжаем расчет по приведенным выше пунктам с новыми значениями кривизн.

9. На втором шаге итерации условие

$$\left| \frac{q_{I2} - q_{II}}{q_{I2}} \right| = \left| \frac{602,6 - 601,2}{602,6} \right| = 0,0023 < 0,01$$

выполняется с требуемой точностью. Следовательно, $q_l = 602,6$ кН.

Соответствующее этому значению q_l распределение:

- перемещений:

$$y_1 = y_5 = 3,336 \text{ см}; \quad y_2 = y_4 = 4,422 \text{ см}; \quad y_3 = 4,570 \text{ см};$$

- моментов в сечениях балки (кНсм):

$$M_1 = M_5 = 0; \quad M_2 = M_4 = 6005,0; \quad M_3 = 10930,7;$$

- жесткостей и реакций в основании:

$$K_i = 0,5 \text{ кН/см}^2; \quad R_1 = R_5 = 100,08 \text{ кН};$$

$$R_2 = R_4 = 132,66 \text{ кН}; \quad R_3 = 137,1 \text{ кН};$$

- жесткостных элементов балки (кН · см²):

$$B_1 = B_5 = 1,83810^8; \quad B_2 = B_4 = 0,4881 \cdot 10^8; \quad B_3 = 0,873 \cdot 10^8.$$

10. Проверяем условие $\chi_s > 20,23 \cdot 10^{-5} \cdot \text{см}^{-1}$.

Условие не выполняется, значит $q_l = q_{lu}$.

11. Принимаем новое значение кривизны $\chi_3 = \chi_{3r} = 14,85 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}$ и выполняем расчет по методике, изложенной в разделе 2.

На итерации $j = 5$ получаем $q_l = 634,6$ и проверяем условие

$$\left| \frac{q_{l5} - q_{l4}}{q_{l5}} \right| = \left| \frac{634,6 - 632,0}{634,6} \right| = 0,0041 < 0,01,$$

т. е. оно выполняется с требуемой точностью.

Разрешающая система уравнений, в результате решения которой получено $q_l = 634,6$, имеет вид:

$$1) -1,098644y_1 + y_2 - 67,5\varphi_1 = 0;$$

$$2) -0,9145y_1 + 0,01546y_2 + y_3 - 132\varphi_1 - 0,000129q_l = 0;$$

$$3) -0,54y_1 + 0,1475y_2 + 0,02636y_3 + y_4 - 202,5\varphi_1 - 0,001669q_l = 0;$$

$$4) -0,2042y_1 + 0,4674y_2 + 0,1524y_3 + 0,0059016y_4 + y_5 - 240\varphi_1 - 0,006484q_l = 0;$$

$$5) 30y_1 + 30y_2 + 30y_3 + 30y_4 + 30y_5 - q_l = 0;$$

$$6) 60y_1 + 45y_2 + 30y_3 + 15y_4 - q_l = 0;$$

$$7) 0,31546y_1 + 0,15773y_2 - 0,0033441q_l = I_0.$$

Соответствующее $q_l = 634,6$ распределение:

- перемещений, усилий и жесткостей в основании:

$$y_1 = y_5 = 3,478 \text{ см}; \quad y_2 = y_4 = 4,672 \text{ см}; \quad y_3 = 4,854 \text{ см}; \quad R_1 = R_5 = 104,34 \text{ кН}; \\ R_2 = R_4 = 140,16 \text{ кН}; \quad R_3 = 145,62 \text{ кН}; \quad K_i = 0,5 \text{ кН/см}^2;$$

- изгибающих моментов и жесткостей в сечениях балки:

$$M_1 = M_5 = 0; \quad M_2 = M_4 = 6260,95 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad M_3 = 11412,0 \text{ кН} \cdot \text{см}; \\ B_1 = B_5 = 1,83 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2; \quad B_2 = B_4 = 0,4198 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2; \\ B_3 = 0,7687 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

Соответствующее $q_l = 634,6$ кН распределение перемещений, усилий и жесткостей в основании:

$$y_1 = y_5 = 3,478 \text{ см}; \quad y_2 = y_4 = 4,672 \text{ см}; \quad y_3 = 4,854 \text{ см}; \\ R_1 = R_5 = 104,34 \text{ кН}; \quad R_2 = R_4 = 140,16 \text{ кН}; \quad R_3 = 145,62 \text{ кН}; \\ k_i = 0,5 \text{ кН/см}^2;$$

изгибающих моментов и жесткостей в сечениях балки:

$$M_1 = M_5 = 0; \quad M_2 = M_4 = 6260,95 \text{ кН} \cdot \text{см}; \quad M_3 = 11412,0 \text{ кН} \cdot \text{см}; \\ B_1 = B_5 = 1,83 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2; \quad B_2 = B_4 = 0,4198 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2; \quad B_3 = 0,7687 \cdot 10^8 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

Таким образом, при задании расчетного сечения $S = 3$ силовое воздействие $q_l = 634,6$, а при $S = 2$, $q_l = 587,7$ кН. Следовательно (поскольку $587,7 < 634,6$) разрушение произошло по наклонному сечению силового воздействия ($q_l = 587,7$), что подтверждает предположение о необходимости рассчитывать конструкцию как по сечению наиболее невыгодному с точки зрения изгибающего момента, так и по сечению наиболее невыгодному с точки зрения совместного действия изгибающего момента и поперечной силы.

В результате численной реализации разрабатываемой методики на примере расчета вручную опытной системы «балка – деформируемое основание» БХ-І-2К2,6 [27] получено не только качественное соответствие расчетного результата опытному (деформирование и разрушение по наклонному сечению), но и количественное с точностью до 10 %, что, конечно же, является положительным результатом и не нуждается в

комментариях. Отметим только, что существующие методики, в том числе нормативная, такую оценку дать не могут даже качественно.

4.3. Численный анализ перераспределения усилий в статически неопределимых системах железобетонных составных конструкций и раскрытие возможностей их рационального армирования

Выполнен численный анализ перераспределения усилий в статически неопределимых системах железобетонных конструкций, результаты которого позволяют обнажить те скрытые возможности рационального армирования железобетонных элементов, которые были «невидимыми» при использовании существующих методов расчета. Отражение в физических моделях сопротивления физической сути причин перераспределения деформаций, дает ответ на те сложные вопросы, с которыми связаны непредсказуемые варианты перераспределения усилий между различными участками железобетонного элемента.

Анализ эффективно было вести с использованием стержневой статически неопределимой системы, включающей как участки с нормальными трещинами, так и участки с наклонными трещинами. При этом важно выявить влияние наклонных трещин на уменьшение жесткости (увеличение деформативности) различных зон стержневой системы. В качестве объекта были выбраны исследования стержневой системы на деформируемом основании.

На основании численного анализа были построены графики $M-\chi$ и q_l-f_s , приведенные на рис. 4.4. Именно эти зависимости в наибольшей степени характеризуют жесткость железобетонных элементов. Более того, они дают возможность проследить переход системы в предельное состояние, так как в качестве критериев исчерпания несущей способности системы выбраны критерии достижения предельной кривизны $\chi_{b,u}$ в наиболее невыгодном (базовом, обозначаемом буквой s) поперечном сечении или же выполнение

условия (4.17).

На рис.4.4 приведены три графика, характеризующие зависимость $M-\chi$. График 1 описывает эту зависимость в зоне близкой к чистому изгибу (сечение 3). Для зоны поперечного изгиба (сечение 2) анализу были подвергнуты три зависимости $M-\chi$, первая – аналогичная зависимости для зоны чистого изгиба (т.е. без учета влияния поперечной силы), вторая – учитывающая влияние поперечной силы, но при отсутствии наклонных трещин, третья – то же, при наличии наклонных трещин.

Здесь штриховыми линиями показана качественно возможная экстраполяция перечисленных зависимостей на участках $\chi - \chi_{b,u}$.

На рис. 4.4, б приведены шесть графиков, характеризующих зависимость q_l-f_s . Здесь варьируется как выбор базового сечения, так и использование зависимости $M-\chi$ в сечении 2. Точки, нанесенные на графики рис. 4.4, б (обозначенные цифрой с индексом, где цифра обозначает номер сечения, а индекс – номер зависимости $M-\chi$ в сечении 2 согласно рис. 4.4, а), характеризуют максимум q_l , т.е. выполнение условия (1). Точки, нанесенные на графики рис. 4.4, а (обозначенные цифрой с индексом, где цифра указывает сечение, а индекс – соответствие номеру кривой из рис. 4.4, б), характеризуют значения M и χ при достижении максимумов q_l на том или ином графике рис. 4.4, б. Тем самым предоставляется возможность прослеживания соотношений между критериями исчерпания несущей способности, оговоренными выше.

В таблице представлены числовые значения характерных точек графиков рис. 4.4. Здесь варьируются как номер сечения, принимаемого в качестве базового, так и номер зависимости $M-\chi$, используемой в сечении 2.

По материалам, представленным на графиках рис. 4.4 и в таблице 4.1, выполнен анализ вариантов перераспределения усилий и возможности наступления предельных состояний в системе. При этом, если в качестве базового сечения принять сечение 3, то достижение максимумов на графиках рис. 4.4, б (точки $3_I, 3_{II}, 3_{III}$) может соответствовать достижению максимумов

на кривой $M-\chi$ (см. рис. 4.4, а).

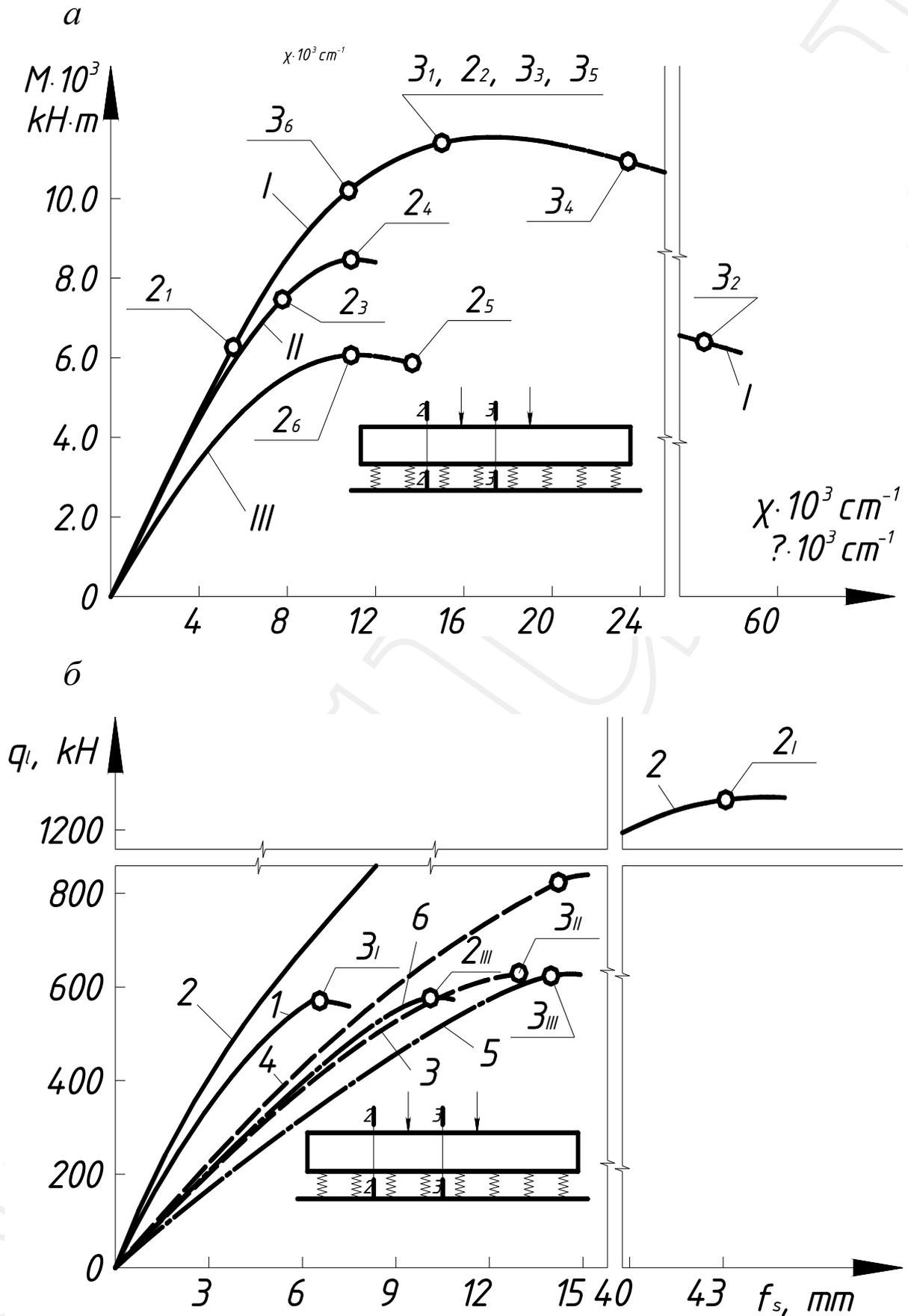


Рис. 4.4. Графики зависимости “ $M-\chi$ ” (а) и “ q_l-f_s ” (б)

Однако, если оценить расположение точки 3_{III} (рис. 4.4, б) по отношению к сопротивлению сечения 2 (график III на рис. 4.4, а), здесь ей будет соответствовать точка 2_5 , абсцисса которой больше предельной $\chi_{b,u}$. Таким образом, критерий исчерпания несущей способности (1) в сечении 3 достигнут не будет (на графике 5 – см. рис. 4.4, б, точка 3_{III} достигнута не будет), так как раньше наступит разрушение в сечении 2 от реализации критерия $\chi_{b,u}$.

Если в качестве базового принять сечение 2, то достижение максимумов рис. 4.4, б (точки 2_{III} , 2_{II} , 2_I) может соответствовать достижению максимумов на графиках $M-\chi$ (см. рис. 4.4, а – например. точки 2_6 , 2_4 , 2_2). Однако если исчерпание несущей способности по критерию (1) в сечении 2 (точка 2_{III} на рис. 4.4, б) может быть достигнуто и по отношению к сопротивлению сечения 3 (абсцисса точки 3_6 на графике 1, рис. 4.4, а меньше предельной $\chi_{b,u}$, то реализация критерия (1) на графиках 4 (в точке 2_I , рис. 4.4, б) относительно сопротивления сечения 3, проблематична. Действительно, в сечении 3 точкам 2_{II} и 2_I (см. рис. 4.4, б) соответствуют точки 3_4 и 3_2 (см. рис. 4.4, а, график 1, абсциссы которых больше $\chi_{b,u}$).

Возможность проведения такого анализа, предоставленная использованием физических моделей сопротивления, позволяет дать наиболее полную (по сравнению с существующими методами расчета) оценку рациональности армирования сечений железобетонного элемента. Для обоснования этого утверждения вернемся к графикам рис. 4.4. Здесь реализация критерия (1) возможна (см. рис. 4.4, б), если на графиках $M-\chi$ (см. рис. 4.4, а) не достигнуто предельное значение $\chi_{b,u}$ в сечении 2 или в сечении 3.

I , II , III – зависимости “ $M-\chi$ ” для зоны чистого изгиба, зоны поперечного изгиба при отсутствии наклонных трещин, и зоны поперечного изгиба при наличии наклонных трещин, соответственно; 1, 2, 3, 4, 5, 6 – зависимости “ q_l-f_s ” при $s = 3$ и зависимости I в сечении 2, при $s = 2$ и зависимости I в сечении 2, при $s = 3$ и зависимости II в сечении 2, при $s = 2$ и зависимости II в сечении 2, при $s = 3$ и зависимости III в сечении 2, при $s = 2$

и зависимости III в сечении 2, соответственно.

В качестве примера рассмотрим график 2 (рис. 4.4, б), построенный для сечения 2 при неучете влияния поперечной силы Q на сопротивление этого сечения.

Исчерпание несущей способности по критерию (1) в этом сечении было бы возможным (точка 2_I), если бы кривизна в сечении 3 не превосходила предельного значения $\chi_{b,u}$. При заданном же армировании этого не наблюдается так как абсцисса точки 3_2 (см. график 1 на рис. 4.4, а) значительно больше $\chi_{b,u}$. Таким образом, сечение 3 по отношению к полному использованию сопротивления сечение 2 заармировано нераационально.

Так же обстоит дело для сечения 2, и при учете влияния и наличии наклонных трещин (см. графики I и III на рис. 4.4, а) – абсциссы точек 3_4 и 2_5 заметно больше предельных кривизн $\chi_{b,u}$. В этот момент, на графиках 4 и 5. построенных для сечения 3 (см. рис. 4.4, б) указанным точкам поставлены в соответствие точки 2_{II} и 3_{III} , характеризующие возможность реализации критерия (1), таким образом сечение 2 по отношению к полному использованию сопротивления сечения 3, заармировано нераационально.

Аналогичному анализу могут быть подвергнуты любые сечения системы железобетонных элементов, интересующие конструктора.

Необходимо отметить, что это стало возможным, в первую очередь, благодаря разработке методики расчета жесткости железобетонных конструкций на участках с наклонными трещинами [27]. Суть ее заключается в том, что в окрестностях сделанных сечений выделяются единичные полоски. Перемещения от раскрытия трещин в пределах такой полоски разлагаются на горизонтальные и вертикальные составляющие. В итоге приходим к расчетной схеме единичной полоски составного стержня. При этом кроме податливости железобетонного элемента в трещинах учитывается также сосредоточенная податливость шва по поверхности сцепления между бетоном и арматурой. Для выделанных единичных подосок составного стержня определяется работа внутренних сил, состоящая из работы

напряжений в стержнях, работы податливых поперечных связей и связей сдвига. Алгоритм расчета железобетонных элементов по трещиностойкости и жесткости при наличии наклонных трещин сводится к следующему.

Таблица 4.1.

Числовые значения характерных точек графиков рис. 4.4

$M-\chi$	I		II		III	
$\chi_{bR} \cdot 10^5$ $см^{-1}$	14,85		10,83		10,83	
M_{bR} $кН \cdot м$	11400		8450		5910	
$\chi_{bU} \cdot 10^5$ $см^{-1}$	20,30		11,75		11,75	
M_{bR} $кН \cdot м$	11010		8360		5850	
Невыгодное сечение, S	3	2	3	2	3	2
$\chi_{s,ql \max} \cdot 10^5$ $см^{-1}$	14,85	14,85	20,30	10,83	14,85	10,83
$M_{s,ql \max}$ $кН \cdot м$	11400	11400	11010	8450	11400	5910
$\chi_{i,ql \max} \cdot 10^5$ $см^{-1}$	5,62	78,0	7,8	23,03	13,58	10,75
$M_{i,ql \max}$ $кН \cdot м$	6100	6150	7500	10800	5700	10200
“ $q-f_s$ ”	1	2	3	4	5	6
$q_l \max$ $кН$	585	1270	645	835	635	588
$f_{s,ql \max}$ $мм$	7,4	43,2	12,7	13,3	13,8	10,1

1. На участках совместного действия M , N и Q в железобетонном элементе наносится схема трещин.

Для этого используется группа уравнений трещинообразования, полученная в разделе 2. В качестве известных рассматриваются деформации продольной арматуры в местах пересечения ее опасной наклонной трещиной (ε_{s2}) и нормальной трещиной (ε_{s1}), ближайшей к сечению I-I используется

расчетная схема для оценки прочности [11, 27]. Заметим, что уровень нагружения может быть любым, в том числе соответствовать эксплуатационной нагрузке /для предельных состояний второй группы/.

По ε_{s2} и ε_{s1} устанавливается количество уровней трещинообразования, определяются расстояния между трещинами вдоль оси продольной рабочей арматуры и ширина их раскрытия.

Затем на боковую поверхность железобетонного элемента наносится схема наклонных трещин по параболическим траекториям, проходящим через точки пересечения оси продольной арматуры и их вершину, расположенную в точке с координатами $z=a$, $y=h_0-x_b$.

Наносится также первая трещина, характеризующая образование наклонных трещин. Она наклонена под углом β к горизонтали.

Схема трещин дополняется трещинами 3-го рода. Для этого по деформациям поперечной арматуры ε_{sw} определяемым из расчетной схемы [27] для каждой наклонной трещины с помощью группы уравнений трещинообразования, устанавливается количество уровней трещинообразования вдоль поперечных арматурных стержней, определяются расстояния между трещинами $l_{crc,wi}$ и ширина их раскрытия $a_{crc,i}$. На первом шаге итераций используется напряженно-деформированное состояние балочной схемы, на последующих шагах - оно уточняется из арочной схемы по пунктам 2 и 3 настоящего алгоритма. Соединяя прямыми линиями точки пересечения трещинами осей поперечной арматуры, получим схему траекторий трещин 3-го рода.

Следует заметить, что трещины 3-го рода могут располагаться и между поперечными стержнями. В этом случае они устанавливаются по напряженно-деформированному состоянию образовавшихся железобетонных арок (см. пункт 2 и 3 настоящего алгоритма). Из расчетной схемы, приведенной в [27] определяется ширина раскрытия трещин 3-го рода.

2. Выполняется расчет образовавшихся железобетонных арок по напряжениям и деформациям.

При этом в пределах поперечного сечения каждой арки перпендикулярно к ее физической оси используется гипотеза плоских деформаций, а связь между напряжениями и деформациями осуществляется с помощью диаграмм.

Определение внутренних усилий в арке выполняется по известным формулам для двухшарнирных арок. При этом усилие распора известно /усилие в продольной арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной/. Определение напряженно-деформированного состояния осуществляется для n сечений ($n \geq 5$), на которые разбивается для расчета рассматриваемый участок железобетонного элемента, моделируемый с помощью ФМС2. Интенсивность деформаций укорочения в арках ($\varepsilon_{b,i}$) не должна превышать предельных (ε_{bu}), иначе происходит разрушение стенки железобетонного элемента.

3. В продольной и поперечной арматуре определяются величина "нагельного" эффекта. Для этого используется схема второго уровня (см. работы [27]).

4. Внутренние усилия в образовавшихся железобетонных арках заменяются дополнительными внешними усилиями, приложенными к изогнутой оси железобетонного стержня в выбранных n поперечных сечениях.

5. Определяются кривизны выбранных n сечений железобетонного элемента в зоне ФМС2 с использованием методики, рассмотренной в разделе 2.

4.4. Сопоставительный анализ деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин

В соответствии с поставленными задачами выполнено сопоставление опытных значений прогибов железобетонных конструкций автора.

Для удобства вычислений, несмотря на то, что предлагаемый способ ориентирован на выполнение расчета вручную, максимально использовался прикладной пакет математических программ MS Excel.

Результаты сопоставительного анализа прогибов для опытных конструкций ПБ1 и ПБ3 приведены на рис. 4.5–4.8. Анализ полученных графиков показывает существенное различие теоретических прогибов, рассчитанных по нормативной методике и опытных прогибов в зоне наличия наклонных трещин.

Так, если прогибы в середине опытной конструкции различаются лишь в пределах 10%, то в зоне наличия наклонных трещин такое различие может достигать 30% и более процентов.

Предлагаемая методика расчета жесткости и перемещений железобетонных конструкций позволяет существенно приблизить теоретические значения к опытным, – в зоне наличия наклонных трещин различие составляет лишь 6–8%, что подтверждает предложенную расчетную модель и расчетную схему единичной полосы для оценки жесткости и перемещений (прогибов) железобетонных конструкций.

Кроме этого была собрана представительная статистическая выборка из 148 опытов (включающая опыты и других авторов). Сопоставление выполнялось по предлагаемой методике и по нормативной методике. Выбор нормативной методики обусловлен во-первых тем, что она является общепризнанной, а во вторых, тем, что целый ряд других методик содержит то или иное количество опытных параметров или вообще трудно поддающихся экспериментальной оценке, или получивших такую оценку только в опытах самих авторов. Результаты таких расчетов по обозначенным методикам представлены на рис. 4.5 – 4.8 и в таблице 4.2. Проведенный анализ показывает хорошее согласование теоретических и опытных значений прогибов на участках с наклонными трещинами железобетонных конструкций по предлагаемому способу.

Численные значения отношений прогибов f/f_{exp} в эксплуатационной стадии нагружения ($0,6-0,8 P_u$), см. рис. 4.9 – 4.17 были подвергнуты статистической обработке. Результаты обработки приведены в табл. 4.2.

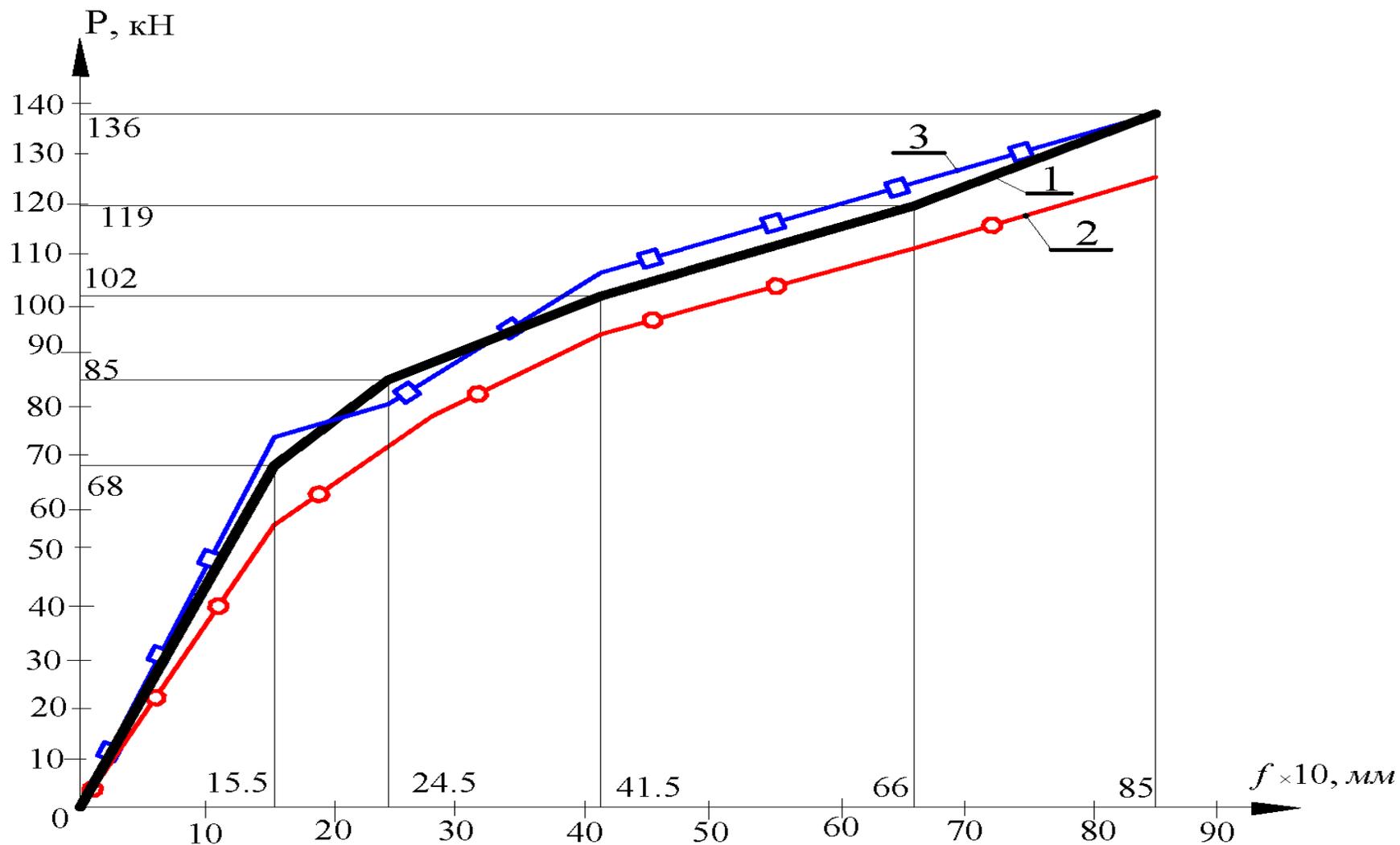


Рис. 4.5. График прогибов опытного образца БС-I-1,5-150-Ø6: 1 – по экспериментальным данным; 2 – по нормативной методике; 3 – по предлагаемой методике

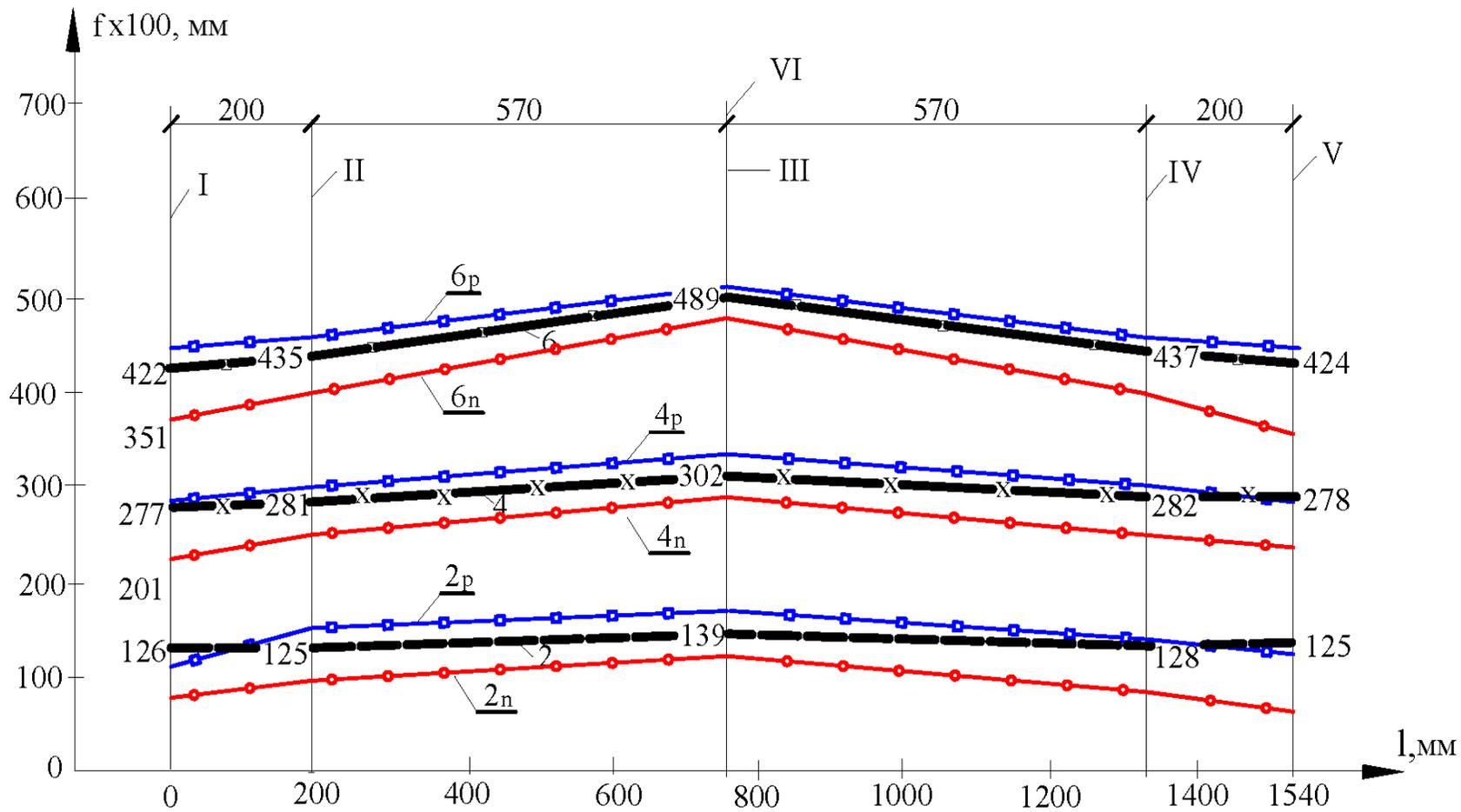


Рис. 4.6. График прогибов опытного образца БС-I-1,5-150-Ø6: 2, 4, 6 – экспериментальные кривые при нагрузке (кН): 51; 85; 119 соответственно; 2n, 4n, 6n – расчетные кривые по нормативной методике; 2p, 4p, 6p – то же по предлагаемой методике; I, II, III, IV, V – оси установки прогибомеров П1, П2, П3, П4, П5 соответственно; VI – сечение, проходящее через середину пролета опытного образца

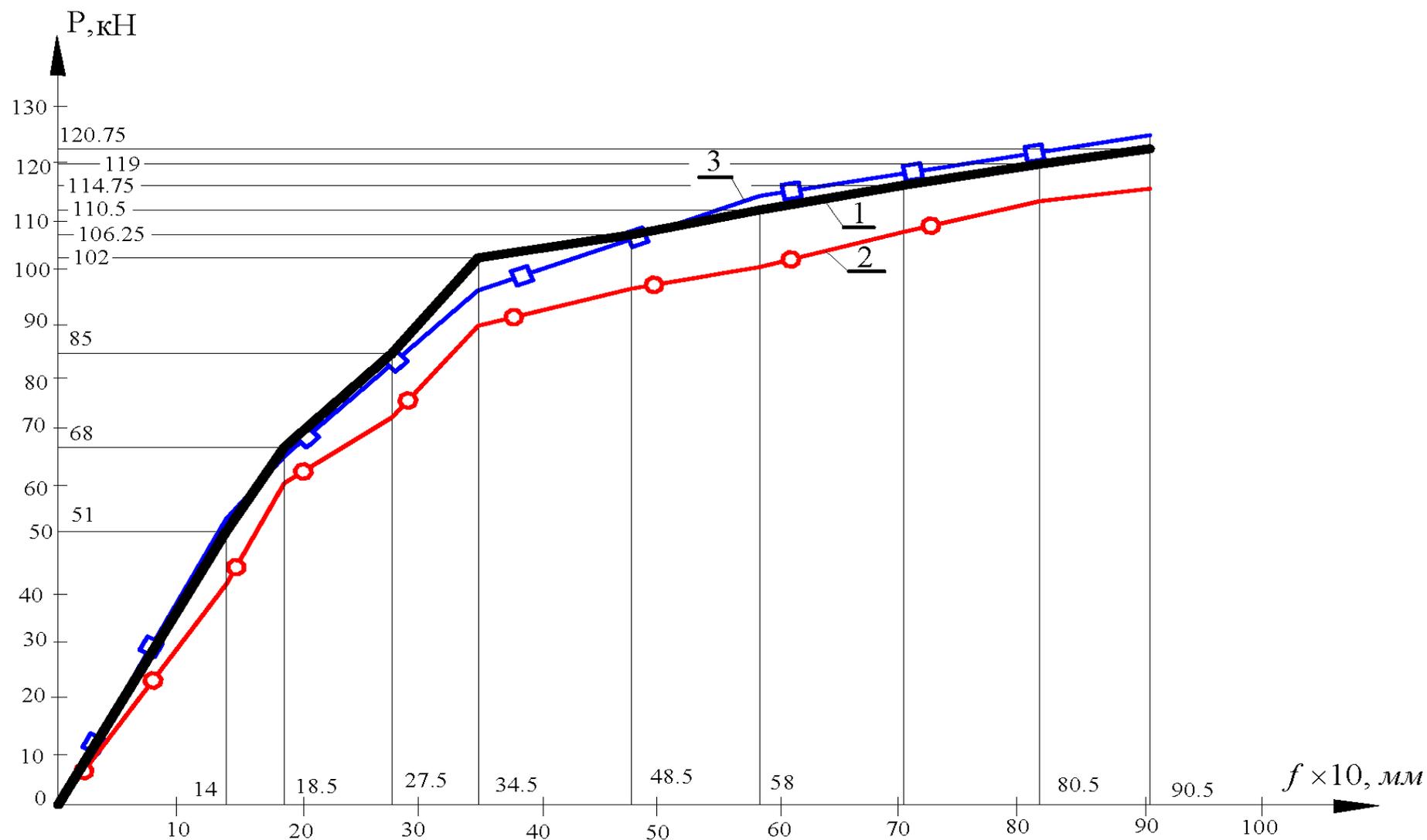


Рис. 4.7. График прогибов опытного образца БС–III–2,7–100–Ø10(n1): 1 – по экспериментальным данным; 2 – по нормативной методике; 3 – по предлагаемой методике

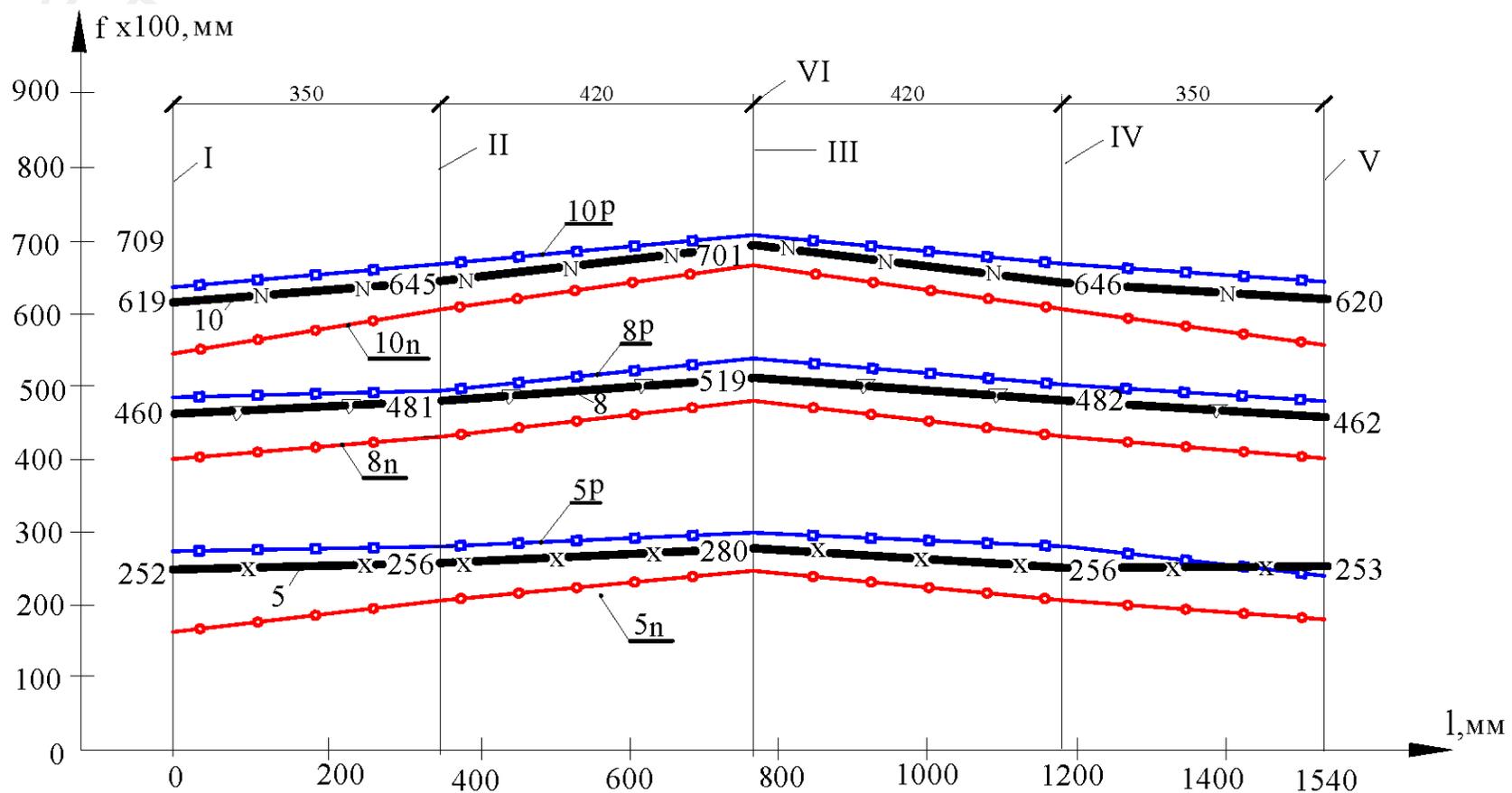


Рис. 4.8. График прогибов опытного образца БС–III–2,7–100–Ø10(n1):

5, 8, 10 – экспериментальные кривые при нагрузке (кН) 85; 110,5; 119; соответственно; 5n, 8n, 10n – расчетные кривые по нормативной методике; 5p, 8p, 10p – то же по предлагаемой методике; I, II, III, IV, V – оси установки прогибомеров П1, П2, П3, П4, П5 соответственно; VI – оси, проходящие через середину пролета опытного образца

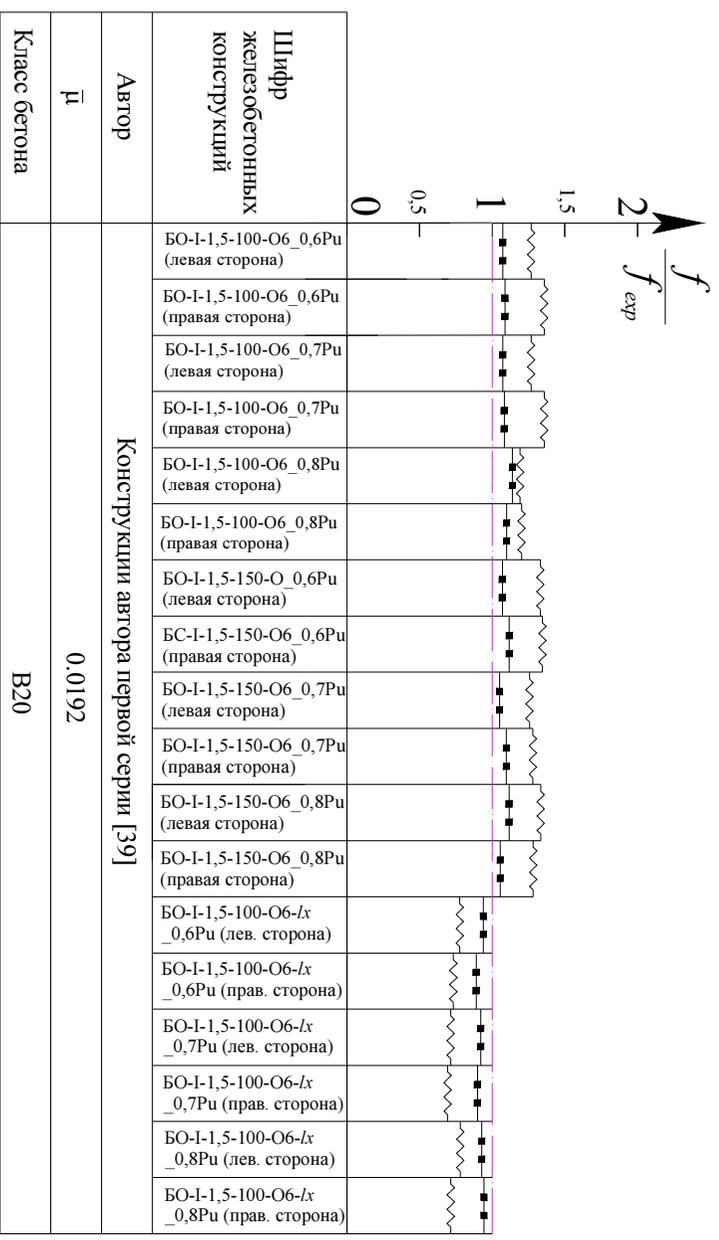
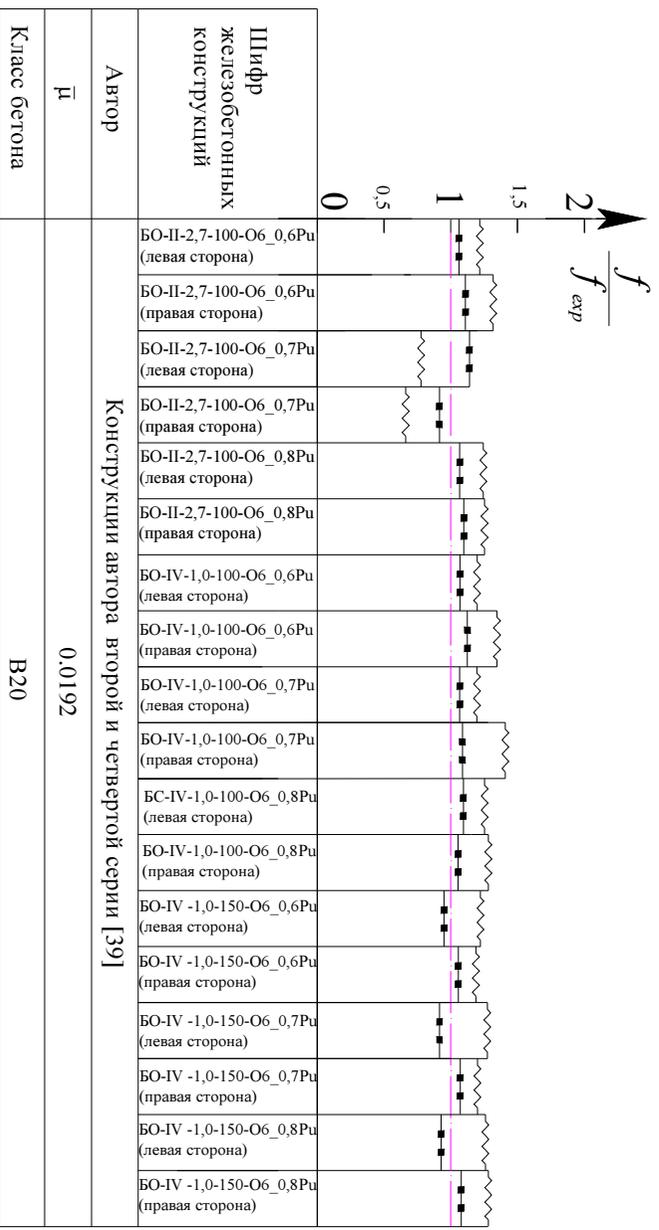


Рис. 4.9. Диаграмма сравнения теоретических значений опорных

прогибов с опытными данными: —■— по предлагаемой методике;

— по нормативной методике



— по нормативной методике

—■— по предлагаемой методике

Рис. 4.10. Диаграмма сравнения теоретических значений опорных

прогибов с опытными данными: —■— по предлагаемой методике;

— по нормативной методике

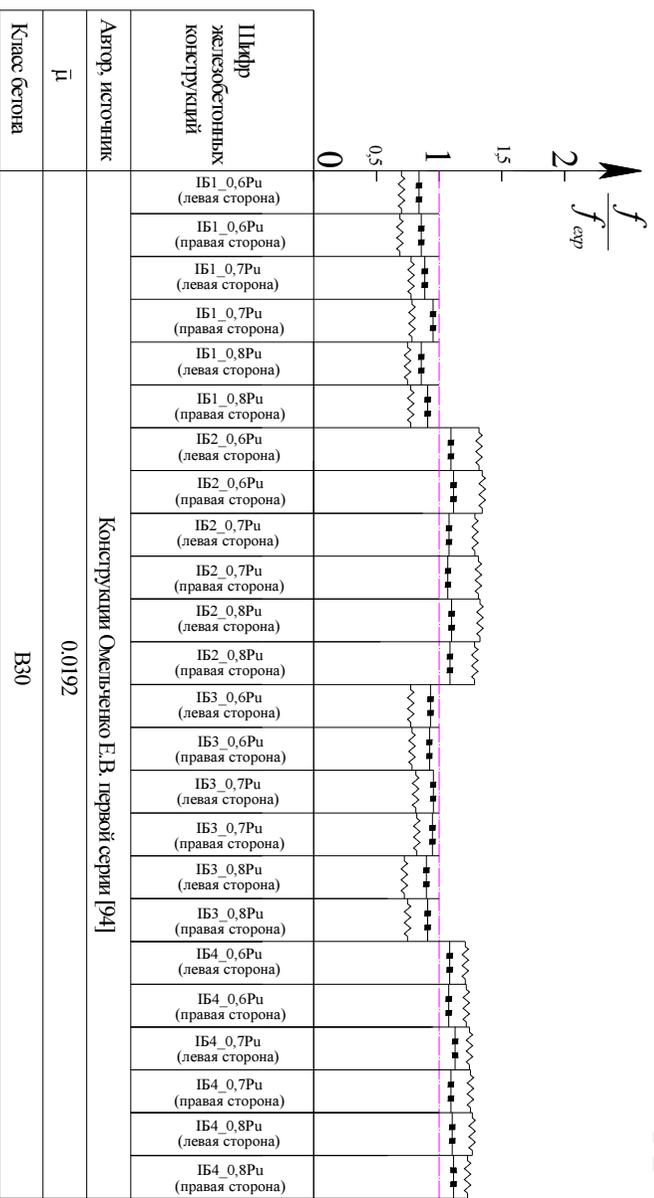


Рис. 4.11. Диаграмма сравнения теоретических значений опорных прогибов с опытными данными: —■— по предлагаемой методике; —■— по нормативной методике

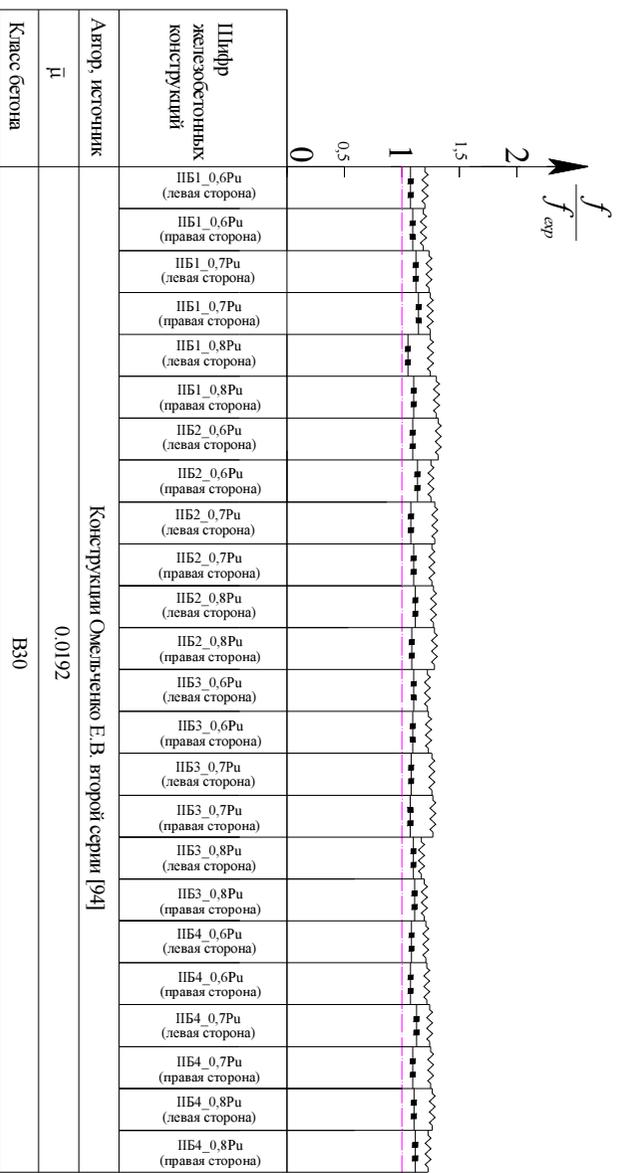


Рис. 4.12. Диаграмма сравнения теоретических значений опорных прогибов с опытными данными: —■— по предлагаемой методике; —■— по нормативной методике

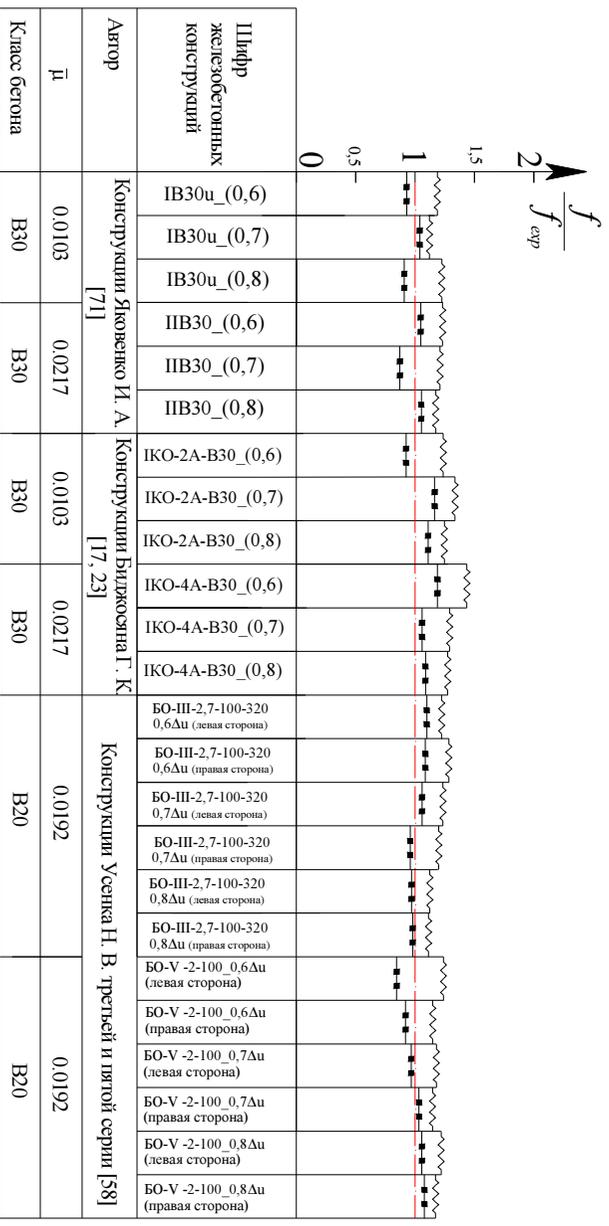
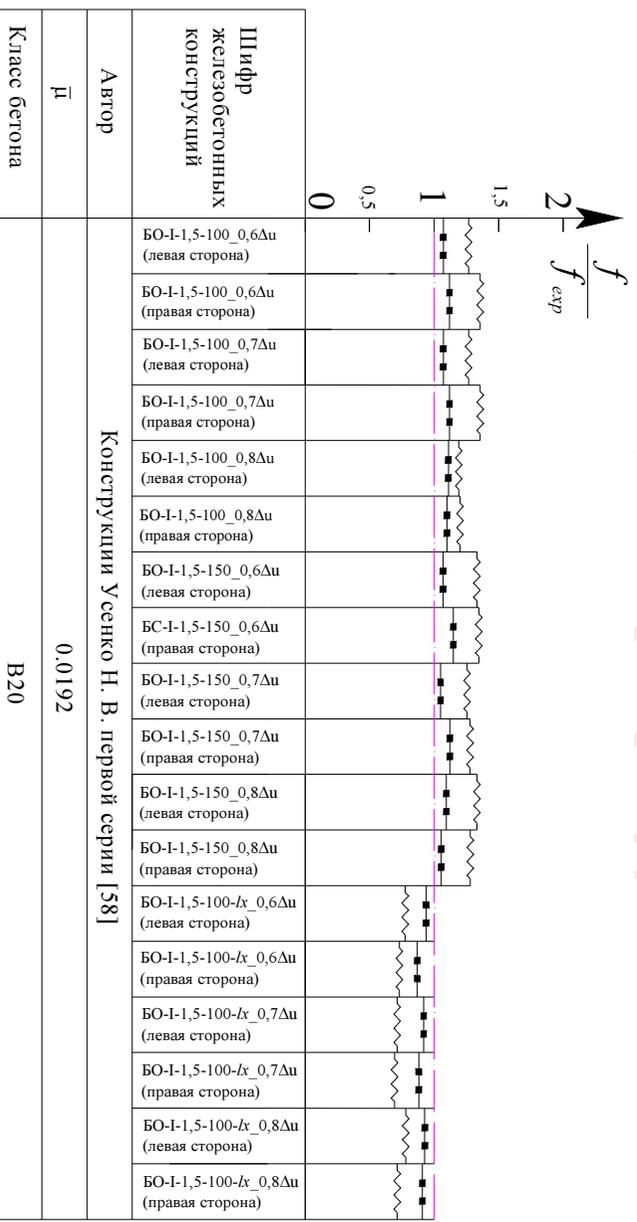


Рис. 4.13. Диаграмма сравнения теоретических значений опорных

прогибов с опытными данными: —■— по предлагаемой методике;

— по нормативной методике



— по нормативной методике

—■— по предлагаемой методике

Рис. 4.14. Диаграмма сравнения теоретических значений опорных

прогибов с опытными данными: —■— по предлагаемой методике;

— по нормативной методике

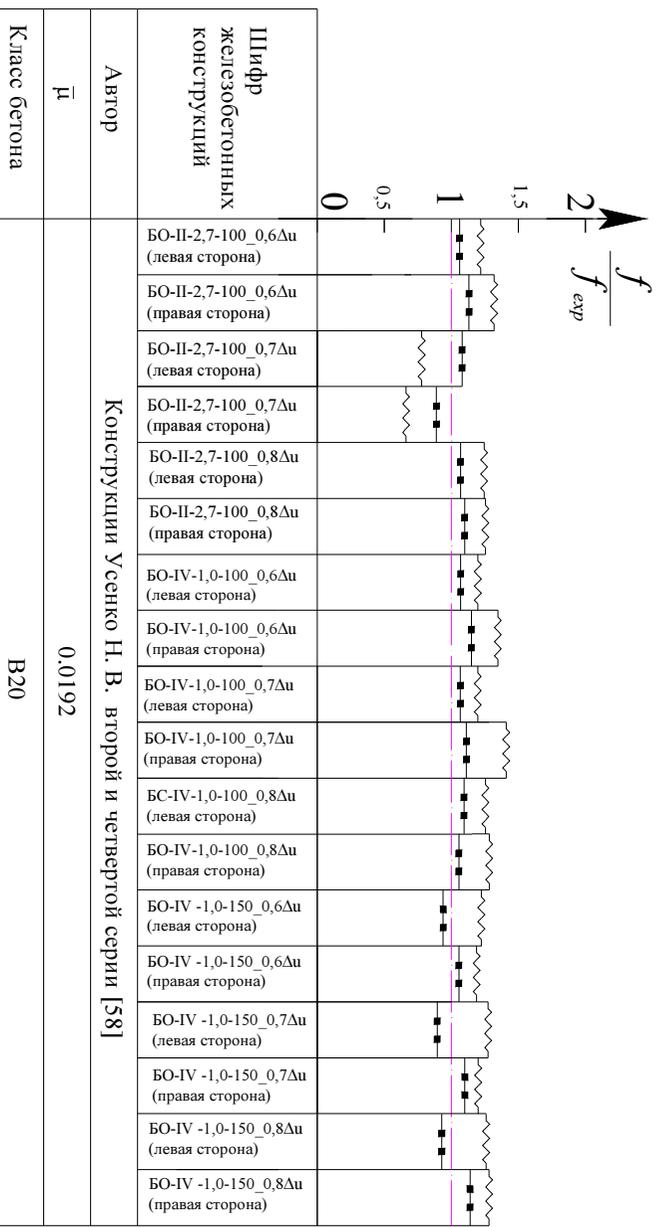


Рис. 4.15. Диаграмма сравнения теоретических значений опорных

прогибов с опытными данными: —■— по предлагаемой методике;

— по нормативной методике

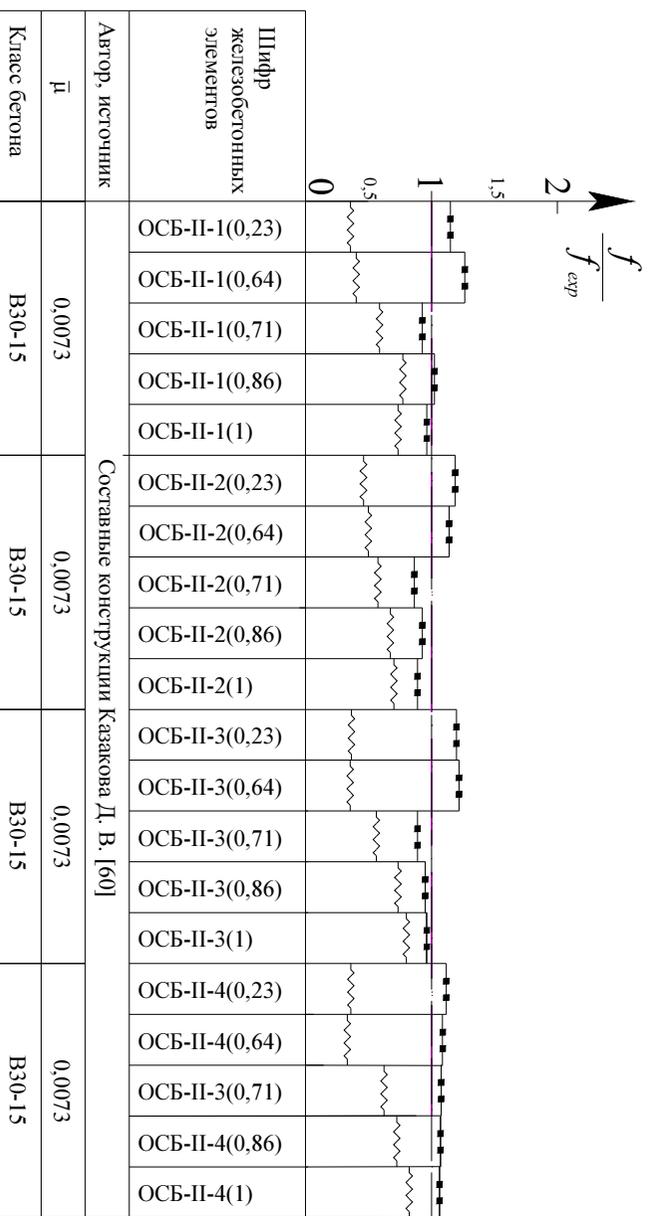


Рис. 4.16. Диаграмма сравнения теоретических значений опорных

прогибов с опытными данными: —■— по предлагаемой методике;

— по нормативной методике

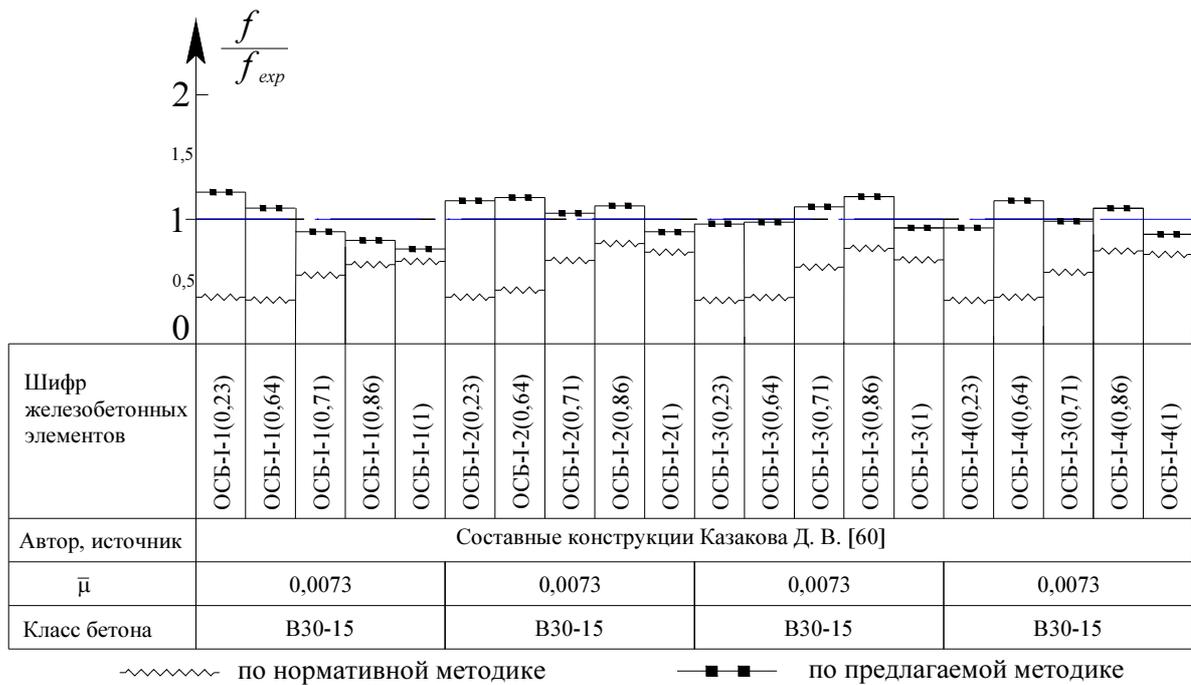


Рис. 4.17. Диаграмма сравнения теоретических значений опорных прогибов с опытными данными: —■— по предлагаемой методике; ~~~~~ — по нормативной методике

Как видно из табл. 4.2, предлагаемый способ расчёта имеет заметные преимущества по сравнению с нормативным.

Из анализа статистических данных следует, что предлагаемая расчетная методика дает наиболее приближенные к опытным результаты в оценке перемещений (прогибов) железобетонных конструкций.

Таблица 4.2

Сопоставление данных расчетных методик

Расчётная методика	Количество опытов	Результаты статистической обработки данных		
		\bar{X}	σ	C_V
Предлагаемая методика	184	1,0536	0,089	8,45%
Методика норм	184	0,881	0,2594	29,44%

Коэффициент вариации $C_V = 8,45\%$; значение среднего \bar{X} , близкого к единице. Это позволяет заключить, что предлагаемая методика достаточно эффективна для определения жесткости и перемещений (прогибов) железобетонных конструкций.

4.5. Выводы

1. Разработаны алгоритмы расчета «Сечение», «Стержень» «Система» по предлагаемой методике оценки деформативности при наличии наклонных трещин и выполнена численная реализация для статически неопределимой системы «железобетонная балка – деформируемое основание» .

В результате численной реализации разрабатываемой методики на примере расчета вручную опытной балки БХ-I-2К2,б получено не только качественное соответствие расчетного результата опытному (разрушение по наклонному сечению), но и количественное с точностью до 10 %, что, конечно же, является положительным результатом и не нуждается в комментариях.

Полученный результат подтверждает предположение о необходимости рассчитывать конструкцию как по сечению наиболее невыгодному с точки зрения изгибающего момента, так и по сечению наиболее невыгодному с точки зрения совместного действия изгибающего момента и поперечной силы (разрушение произошло по наклонному сечению от силового воздействия ($q_l = 587,7$), поскольку $587,7 < 634,6$). Существующие методики, в том числе нормативная, такую оценку дать не могут даже качественно.

2. На основе предлагаемой расчетной методики деформативности железобетонных составных конструкций на участках с наклонными трещинами выполнен численный анализ перераспределения усилий в статически неопределимых системах железобетонных конструкций,

результаты которого позволяют обнажить те скрытые возможности рационального армирования железобетонных элементов, которые были «невидимыми» при использовании существующих методов расчета. Отражение в предлагаемой методике оценки жесткости на участках с наклонными трещинами физической сути причин перераспределения деформаций дает ответ на те сложные вопросы, с которыми связаны непредсказуемые варианты перераспределения усилий между различными участками железобетонного элемента.

3. Результаты сопоставительного анализа перемещений для опытных конструкций показывают существенное различие теоретических прогибов, рассчитанных по нормативной методике и опытных значений в зоне наличия наклонных трещин. Так, если в середине опытной конструкции они различаются лишь в пределах 10%, то в зоне наличия наклонных трещин такое различие может достигать 35% и более. Предлагаемая методика расчета деформативности железобетонных составных конструкций позволяет существенно приблизить теоретические значения к опытным, – в зоне наличия наклонных трещин различие составляет лишь 6 – 8%, что подтверждает предложенную расчетную модель и расчетную схему единичной полосы.

4. На основании накопленного банка опытных данных в широком диапазоне пролета «среза», изменения класса бетонов, при различных схемах армирования, изменения расстояния от оси арматуры до растянутой грани элемента выполнено сопоставление опытных и расчетных параметров с использованием методики норм и предложенных расчетных зависимостей при учете деформации бетона в сечении с трещиной, уровневых значений расстояний между трещинами, эффекта нарушения сплошности, податливости арматурных стержней в пограничном бетонном слое.

Из анализа статистических данных следует, что предлагаемая расчетная методика дает наиболее приемлемые результаты в оценке величины опорной реакции при образовании наклонных трещин в

железобетонных конструкциях, с учетом эффекта нарушения сплошности, о чём свидетельствует коэффициент вариации $C_V = 8,45\%$ и значение среднего X , близкого к единице. Выполненное сравнение и статистический анализ показали достаточную точность полученных результатов по разработанной методике, а также положенных в основу этой методики предпосылок и формул.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Основной результат диссертационной работы – решение важной научно-технической задачи построения расчетной модели деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин на основе проведенных экспериментально-теоретических исследований.

Основные выводы и результаты работы сводятся к следующему.

1. В связи с широким применением железобетонных составных конструкций в перекрытиях, специальных подземных сооружениях, опорах мостов, каркасах многоэтажных зданий, атомных и гидроэлектростанций, при увеличении их современных пролетов, ограничении высоты, ускорении сроков ввода в эксплуатацию, разработка методики расчета деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин становится назревшей необходимостью не только при расчете по одному из предельных состояний второй группы, но и для определения внутренних усилий в статически неопределимых системах, где они напрямую зависят от жесткости.

2. Построена новая расчетная модель деформативности железобетонных составных конструкций, объединяющая формирование различных видов наклонных трещин (в том числе, имеющих максимальное раскрытие), включающая расчетную схему пяти блоков и ее разрешающие уравнения; расчетную схему в виде единичной полосы (и новое решение железобетонного составного стержня без и при наличии трещин); расчетную методику, при учете условных сосредоточенных сдвигов в швах между бетонами, швах-трещинах и работы внутренних сил, параметров сцепления и несовместности деформаций бетона и арматуры, многоуровневого развития трещин и эффекта нарушения сплошности бетона.

3. Разработана методика и получены экспериментальные данные, в значительной мере дополняющие накопленный экспериментальный материал и обеспечивающие проверку предлагаемой расчетной модели при различных схемах нагружения, характере армирования, классах бетона, вскрывающих

существенное различие (свыше 35%) теоретических и опытных значений прогибов в зоне наклонных трещин; наличие не одного, а нескольких уровней появления трещин, вплоть до разрушения (расстояние между трещинами в два и более раз влияет на деформативность); существенное (в 1,5 – 2 раза) увеличение ширины раскрытия трещин на некотором (порядка 40мм) удалении от оси арматуры; при этом электротензорезисторы, установленные на берегу трещин вдоль оси арматуры, испытывали деформации укорочения, соизмеримые с деформациями сжатой зоны бетона (что подтверждает наличие эффекта нарушения сплошности в железобетоне).

4. Разработан алгоритм расчета, позволяющий сохранить физический смысл и инженерную обозримость вычисляемых параметров напряженно-деформированного состояния и деформативности железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин и исключить трудоемкую алгебраизацию формул (как правило, приводящую к множеству ошибок).

Результаты сопоставительного анализа деформативности и перемещений с использованием накопленного банка опытных данных железобетонных составных конструкций в широком диапазоне изменения класса и вида бетонов, при различных схемах армирования, наличия предварительного напряжения и продольной силы, которые показывают существенное различие теоретических прогибов, рассчитанных по нормативной методике и опытных значений в зоне наклонных трещин. Так, если в середине опытной конструкции они различаются лишь в пределах 10%, то в зоне наклонных трещин такое различие может достигать 35% и более, что позволяет выявить те скрытые возможности рационального армирования статически неопределимых системах железобетонных составных конструкций, которые были «невидимыми» при использовании существующих методов расчета и подтверждает эффективность предложенной расчетной модели ($C_V = 8,45\%$, $\bar{X} = 1,0536$).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Аванесов М. П. Теория силового сопротивления железобетона [Текст] / М. П. Аванесов, В. М. Бондаренко, В. И. Римшин. – Барнаул : Изд-во АлтГТУ, 1997. – 170 с.
2. Акрамов Х. А. Работа трехслойных железобетонных стеновых панелей / Х. А. Акрамов // Бетон и железобетон. – 2001. – №2. – С. 6–1.
3. Астафьев Д. О. Расчет реконструируемых железобетонных конструкций : / Д.О. Астафьев. – СПб: Изд-во СПбГАСУ, 1995. – 158 с.
4. Астафьев Д. О. Теория и расчет реконструируемых железобетонных конструкций : автореф. дис. ... докт. техн. наук : 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения» / Д. О. Астафьев. – С.–Петербург, 1995. – 40 с.
5. Бабич Е.М. Расчет несущей способности изгибаемых трехслойных железобетонных элементов [Текст] / Е. М. Бабич, Ю. А. Крусь // В кн.: Строительные конструкции. – Вып. 45-46. – К.: Будівельник, 1993. – С. 46 – 48.
6. Байдин О. В. К вопросу об образовании трещин в железобетоне поврежденном коррозией / О. В. Байдин // Вестник Белгородского государственного технологического университета им. В.Г. Шухова. – 2012. – № 4. – С. 20–24.
7. Байдин О. В. Расчет сборно–монолитных конструкций с применением вариационного метода и интегрального модуля деформации / О. В. Байдин, С. М. Шаповалов, А. В. Шевченко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №4. – С. 9– 13.
8. Балабин Ю.А. К расчету ширины раскрытия нормальных трещин в железобетонных балках при вибрационном нагружении / Ю. А. Балабин // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2007. – № 1–13. – С. 3–6.
9. Барменкова Е. В. Изгиб двухслойной балки на упругом основании с учетом массовых сил и деформаций сдвига / Е. В. Барменкова, В. И. Андреев // Вестник МГСУ. – 2010. – №3. – С. 87–93.

10. Баширов Х. З. Железобетонные составные конструкции транспортных зданий и сооружений / Хамит Закирович Баширов : автореф. дисс. докт. техн. наук. — М, 2013. — 48с.

11. Баширов Х. З. Методика экспериментальных исследований прочности, жесткости и трещиностойкости железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям / Х. З. Баширов, А. А. Дородных, К. М. Чернов, И. С. Горностаев // Промышленное и гражданское строительство. — 2013. — № 5. — С. 29–32.

12. Баширов Х. З. Напряженно-деформированное состояние железобетонных составных конструкций в зоне нормальных трещин / Х. З. Баширов, И. С. Горностаев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. — Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2013. — № 2(46). — С. 11–19.

13. Баширов Х. З. Определение параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций при раскрытии наклонных трещин третьего типа / Х. З. Баширов, А. А. Дородных // Строительство и реконструкция. — 2012. — №4. — С. 17–24.

14. Баширов Х. З. К определению параметров напряженно-деформированного состояния железобетонных составных конструкций в зоне нормальных трещин / Х. З. Баширов // Academia. Архитектура и строительство. — 2013. — № 2. — С. 125–128.

15. Баширов Х. З. Основные результаты экспериментальных исследований ширины раскрытия трещин железобетонных составных конструкций по наклонным сечениям / Х.З. Баширов, Н.В. Ключева, А. А. Дородных // Научный вестник Воронежского государственного архитектурно-строительного университета. — Воронеж , 2013. — №2. — С. 18–26.

16. Баширов Х. З. Раскрытие наклонных трещин в железобетонных составных конструкциях по наклонным трещинам первого и второго типов / Х. З. Баширов, А. А. Дородных, Н. В. Ключева // Строительство и реконструкция. — 2013. — №3. — С. 11–13.

17. Баширов Х. З. Сопротивление растянутого бетона между трещинами составных железобетонных конструкций с учетом новых эффектов / Х. З. Баширов, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Г. К. Биджосян // Строительство и реконструкция. – 2011. – №6. – С. 3–11.

18. Баширов Х.З. Ширина раскрытия наклонных трещин третьего типа в составных железобетонных конструкциях / Х.З. Баширов, А. А. Дородных, В. И. Колчунов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – № 6. – С. 3–7.

19. Бедов А.И. Обследование и реконструкция железобетонных и каменных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений: Учеб. пособие [Текст] / А.И. Бедов, В.Ф. Сапрыкин. – М.: Издательство АСВ, 1995. – 192 с.

20. Берг О. Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона / Олег Янович Берг. – М. : Госстройиздат, 1962. – 96 с.

21. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01–84*. – [Введены в действие с 1986–01–01]. – М. : ЦТИП Госстроя СССР, 1989. – 88 с. – (Строительные нормы и правила).

22. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : СП 63.13330.2012. – [Введены в действие с 2013–01–01]. – М. : Министерство регионального развития РФ, 2012. – 156 с. – (Свод правил. Актуализированная редакция СНиП 52–01–2003).

23. Биджосян Г. К. Сопротивление растянутого бетона между трещинами в составных внецентренно сжатых железобетонных конструкциях / Г. К. Биджосян : автореф. дисс. канд. техн. наук. – Полтава, 2012. – 19с.

24. Бондаренко В. М. Жесткость и отпорность поврежденного коррозией железобетона, оцениваемые с учетом диссипации энергии / В. М. Бондаренко, Б. А. Ягупов // Бетон и железобетон. – 2008. – №6. – С. 24–28.

25. Бондаренко В. М. Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.

26. Бондаренко В. М. Некоторые вопросы развития теории реконструированного железобетона / В. М. Бондаренко, С. И. Меркулов // Бетон и железобетон. – 2005. – № 1. – С. 25–26.

27. Бондаренко В. М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона : монография / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М. : АСВ, 2004. – 472 с.

28. Бондаренко В. М. Расчет эффективных многокомпонентных конструкций [Текст] / В. М. Бондаренко, А. Л. Шагин. – М.: Стройиздат, 1987. – 175 с.

29. Бондаренко В. М. Феноменология кинетики повреждений бетона железобетонных конструкций, эксплуатирующихся в агрессивной среде / В. М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2008. – №2. – С.25–31.

30. Бондаренко В. М. Элементы теории реконструкции железобетона / [В. М. Бондаренко, А. В. Боровских, С. В. Марков, В. И. Римшин] // РААСН, НГГАСУ, 2002. – 190с.

31. Бондаренко С. В. Теория сопротивления строительных конструкций режимным нагружениям / С. В. Бондаренко. – М.: Стройиздат, 1984. – 392 с.

32. Бондаренко С. В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / С. В. Бондаренко, Р. С. Санжаровский. – М. : Стройиздат, 1990. – 352 с.

33. Верюжский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций [Текст] / Ю.В. Верюжский, В.И. Колчунов, М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский. – К.: Изд-во НАУ, 2006. – 808 с.

34. Верюжский Ю. В. Методы механики железобетона / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов – К. : Кн. изд-во НАУ, 2005. – 653 с.

35. Гаттас Антуан Фуад. Трещиностойкость стержневых железобетонных элементов : автореф. дис. на соискание уч. степени канд. техн. наук : спец. 05.23.01 “Строительные конструкции, здания и сооружения” / Гаттас Антуан Фуад. – К., 1994. – 17 с.

36. Голышев А. Б. Проектирование усилений несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / А. Б. Голышев,

И. Н. Ткаченко. – К.: Логос, 2001. – 172 с.

37. Голышев А. Б. Сопротивление железобетона / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.

38. Горностаев С. И. Сопоставление опытных и теоретических значений моментов трещинообразования составных железобетонных конструкций / С. И. Горностаев, В. Ю. Амелин // Технические науки – от теории к практике. – 2013. – № 21. – С. 102–109.

39. Горностаев И. С. Анализ и результаты экспериментальных и численных исследований деформативности железобетонных составных балок / И. С. Горностаев // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2014. – № 4(54). – С. 3–10.

40. Горностаев И. С. Деформативность железобетонных составных конструкций с наклонными трещинами / И. С. Горностаев, Н. В. Ключева, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – №5(256). – С. 60–66.

41. Горынин Г. Л. Методы расчета основного и пограничного состояний слоистых конструкций в пространственной постановке / Г. Л. Горынин, Ю. В. Немировский // Известия ВУЗов. Строительство. – Новосибирск, 2006. – №1. – С. 4–13.

42. Гроздов В.Т. К вопросу учёта прочности контактной зоны при расчетах железобетонных изгибаемых конструкций, усиленных способами наращивания сечений [Текст] / В.Т. Гроздов, С.Л. Сергеев // Известия вузов. Строительство. – 1996. – № 3. – С. 34 – 38.

43. Гуца Ю. П. К вопросу о совершенствовании расчета деформаций железобетонных элементов / Ю. П. Гуца, Л. Л. Лемыш // Напряженно–деформированное состояние бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1986. – С. 26–39.

44. Гусаков А. А. Новый методический подход к нормативному обеспечению строительства / А. А. Гусаков, Н.Н. Демидов, О.Ф. Мелихова // Промышленное и гражданское строительство. – 1999. – № 8. – С. 43–45.

45. Гучкин И. С. Оценка физического состояния эксплуатируемых балок по фиксированным значениям прогиба, ширины раскрытия трещин и расстояния между трещинами / И. С. Гучкин, В. О. Булавенко // Региональная архитектура и строительство. – 2013. – № 1. – С. 96–99.

46. Додонов М.И. Прочность и перемещения монолитных железобетонных плит перекрытий со стальным профнастилом [Текст] / М.И. Додонов // Бетон и железобетон. – 1992. – №8. – С. 19–20.

47. Ерышев В.А. Методика расчета ширины раскрытия трещин при повторных нагрузках / В. А. Ерышев, Е. В. Горшенина // Бетон и железобетон. – 2007. – №1. – С. 15–17.

48. Жупаненко В.С. Напряженно - деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов усиленных полимербетоном в растянутой зоне // Сборник научных трудов Sworld по материалам международной научно-практической конференции. – 2011. – Т. 4. – № 1. – С. 34–35.

49. Жданов А.Е. Несущая способность неразрезных железобетонных балок при силовых и деформационных воздействиях: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 [Текст] / А.Е. Жданов. – Киев, 1989. – 18 с.

50. Демьянов А. И. Деформирование и разрушение составных железобетонных балок в запредельных состояниях : автореферат дис. на соискание канд. техн. наук : спец. 05.23.01 / А. И. Демьянов. – Орел, 2003. – 20 с.

51. Дронов В. И. Сопротивление железобетонных элементов образованию наклонных трещин с учетом неупругих деформаций бетона / Василий Иванович Дронов : автореф. дис. канд. техн. наук. — К., 1992. – 23 с.

52. Забегаев А.В. К построению общей модели деформирования бетона [Текст] / А.В. Забегаев // Бетон и железобетон. – 1994. – № 6. – С. 23–26.

53. Залесов А. С. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели / А. С. Залесов, Е. А. Чистяков, И. Ю. Ларичева // Бетон и железобетон. – 1997. – № 5. – С. 31–34.

54. Залесов А. С. Практический метод расчета железобетонных конструкций по деформациям / А. С. Залесов, В. В. Фигаровский. – М.: Стройиздат, 1976. – 101 с.

55. Залесов А. С. Расчет трещиностойкости железобетонных конструкций по новым нормативным документам / А. С. Залесов, Т. А. Мухамедиев, Е. А. Чистяков // Бетон и железобетон. – 2002. – №5. – С. 15–18.

56. Залесов А. С. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин / [А. С. Залесов, А. Б. Голышев, В. М. Усманов, Ю. В. Максимов] // Бетон и железобетон. – 1983. – №1. – С. 36–37.

57. Здоренко В. С. Расчет пространственных стержней железобетонных конструкций с учетом образования трещин / В. С. Здоренко // Сопротивление материалов и теория сооружений. – К.: Будівельник, 1977. – Вып. 30. – С. 93–101.

58. К определению деформаций растянутого бетона для расчета трещиностойкости железобетонных конструкций по наклонным сечениям / [Х. З. Баширов, А. А. Дородных, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко] // Строительная механика и расчет сооружений. – 2012. – №6. – С. 2–7.

59. К расчету прогибов обычных и составных внецентренно сжатых железобетонных конструкций / Х.З. Баширов, И.А. Яковенко, И.С. Горностаев [и др.] // Железобетонные конструкции: исследования, проектирование, методика преподавания : межд. науч.-метод. конф., посвященной 100-летию со дня рождения В. Н. Байкова, 4–5 апреля 2012г. – М. : МГСУ, 2012. – С. 46–55.

60. Казаков Д. В. Методика экспериментального определения кривиз и эффекта нарушения сплошности при трещинообразовании в составных железобетонных элементах / Д. В. Казаков, Вл. И. Колчунов, В. С. Федоров // Строительство и реконструкция. – Орел: ОрелГТУ, 2010. – №6(32). – С. 21–24.

61. Карабанов Б. В. Нелинейный расчет сборно-монолитных железобетонных перекрытий / Б. В. Карабанов // Бетон и железобетон. – 2001. – №6. – С. 14–18.

62. Карпенко Н. И. Метод расчета расстояния между трещинами в изгибаемых железобетонных элементах / Н. И. Карпенко, Е. В. Горшенина // Бетон и железобетон. – 2006. – №5. – С. 13–14.

63. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

64. Карпенко Н. И. О методах расчета высотных зданий и сооружений из монолитного железобетона на основе послойной детализации / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко, В. И. Травуш // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2011. – Т. 7. – № 3. – С. 149–163.

65. Ключева Н. В. Методика расчета деформативности стержневых железобетонных составных конструкций с использованием программного комплекса «Мираж-2014» / Н. В. Ключева, И. С. Горностаев, Вл. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Промышленное и гражданское строительство. – 2014. – №10. – С. 21–26.

66. Ключева Н. В. Экспериментальные исследования ширины раскрытия наклонных трещин в составных железобетонных конструкциях / Н. В. Ключева, А. А. Дородных // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2013. – № 6(50). – С. 13–20.

67. Кодыш Э. Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям : монография / Э. Н. Кодыш, И. К. Никитин, Н. Н. Трекин. – М.: Изд. АСВ, 2010. – 352с.

68. Колчунов В. И. К определению приведенного модуля сдвига зоны контакта составных железобетонных элементов / В. И. Колчунов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – №3. – С. 12–16.

69. Колчунов Вл. И. К оценке жесткости на сдвиг пограничного слоя в многослойных конструкциях из разных бетонов / Вл. И. Колчунов, П. В. Сапожников // Сборник научных трудов РААСН центральное региональное отделение М.: 2002. – Выпуск 1. – С. 9–13.

70. Колчунов В. И. Об использовании гипотезы плоских сечений в железобетоне / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Строительство и реконструкция. – Орел : ФГБОУ ВПО «Госуниверситет – УНПК», 2011. – №6(38). – С. 16–23.

71. Колчунов В. И. Разработка двухконсольного элемента механики разрушения для расчета ширины раскрытия трещин железобетонных

конструкций / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко // Вестник гражданских инженеров. – Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 2009. – №4(21). – С. 160–163.

72. Колчунов В. И. Расчет составных тонкостенных конструкций : монография / В. И. Колчунов, Л. А. Панченко. – М., АСВ, 1999. – 281с.

73. Колчунов В. И. Экспериментальные исследования по определению приведенной жесткости на сдвиг в железобетонных элементах составного сечения / В. И. Колчунов, Я. Е. Колчин, М. И. Стадольский // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №2. – С. 62–67.

74. Колчунов В. И. Экспериментальные исследования ширины раскрытия трещин внецентренно сжатых железобетонных конструкций / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Е. В. Шавыкина // Безопасность строительного фонда России. Проблемы и решения : мат. межд. академ. чтений 9–10 апреля 2009г. – Курск, 2009. – С. 99–103.

75. Король Е. А. Деформационная модель для расчета трехслойных железобетонных элементов / Е. А. Король // Изв. вузов. Строительство. – Новосибирск, 2004. – №5. –С. 11–17.

76. Крылов С. Б. Построение точного общего решения уравнения изгиба железобетонного стержня с учетом ползучести и трещинообразования / С. Б. Крылов // Бетон и железобетон в Украине. – 2002. – №4(14). – С. 2–4.

77. Крылов С. Б. Численное исследование ползучести бетона в стержневых изгибаемых конструкциях с трещинами / С. Б. Крылов // Бетон и железобетон. – 2003. – №4. – С. 19–20.

78. Ксенофонтова Т. К. Методика расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий при трещинообразовании / Т. К. Ксенофонтова // Природообустройство. – 2008. – № 4. –С. 88–95.

79. Кузьмичев А. Е. К расчету элементов сборно–монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы / А. Е. Кузьмичев, Р.О. Магомедов // Бетон и железобетон. – 1982. – № 1. – С. 14–16.

80. Кумпяк О. Г. Экспериментальные исследования железобетонных балок на податливых опорах по наклонным сечениям при кратковременном динамическом нагружении / О. Г. Кумпяк, Д. Н. Кокорин // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2011. – № 1. – С. 116–129.

81. Кумпяк О. Г. Экспериментально-теоретические исследования железобетонных балок на податливых опорах по наклонным сечениям при сейсмических и других динамических нагружениях / О. Г. Кумпяк, З. Р. Гапьяудинов, Д. Н. Кокорин // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2013. – № 1. – С. 40–44.

82. Куперман И.Ш. О трещиностойкости крупноразмерных сборно-монолитных конструкций // Бетон и железобетон. – 1966. – № 6. – С. 31 – 35.

83. Лабозин П.Г. Расчёт многопустотных панелей [Текст] / П.Г. Лабозин // Бетон и железобетон. – 1982. – № 4. – С. 25 – 26.

84. Лазовский Д. Н. Расчёт усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Д. Н. Лазовский // Конструкции зданий и сооружений, методы расчёта : матер–лы междун. конф. “Инженерные проблемы современного бетона и железобетона”. – Минск, Беларусь: БелНИИС, 1997. – Том 1. – Ч1. – С. 235–248.

85. Логунова М. А. Экспериментальные исследования бетонных балок без организованных трещин и с заранее организованными трещинами / А. М. Логунова, А. С. Пешков // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2011. – № 1. – С. 116–120.

86. Мадатян С. А. Деформативность и трещиностойкость изгибаемых элементов, армированных стержнями класса А500С, соединенными внахлестку без сварки / С. А. Мадатян, В. В. Дегтярев // Бетон и железобетон. – 2003. – №2. – С. 6–8.

87. Майоров В. И. К теории трещиностойкости железобетона / В. И. Майоров // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2012. – № 2. – С. а36–43.

88. Майоров В. И. От условной к точной модели расчета трещиностойкости железобетонных сечений / В. И. Майоров, П. К. Кузьмин // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. – 2011. – № 2. – С. 22-28.

89. Мальганов А. И. Восстановление и усиление строительных конструкций аварийных и реконструируемых зданий / А. И. Мальганов, В. С. Плевков, В. С. Полищук. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1992. – 456 с.

90. Меркулов С. И. К расчёту сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям второй группы / С. И. Меркулов // В кн.: Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. – Ростов н/Д: Рост. инж.-строит. инс-т, 1986. – С. 103–109.

91. Меркулов С. И. Экспериментальное исследование изгибаемых составных железобетонных элементов / С. И. Меркулов, В. М. Дворников, А. И. Татаренков // Известия КурскГТУ. – Курск: КурскГТУ, 2004. – №1(14). – С. 84–87.

92. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 25 с.

93. Методы расчета железобетонных рамных систем с элементами составного стержня / [В. И. Колчунов, Л. А. Панченко, А. В. Шевченко, Н. И. Литовкин] // Изв. ВУЗов. Строительство. – Новосибирск, 2000. – №7–8. – С. 14–20.

94. Методика определения жесткости плосконапряженных и стержневых железобетонных составных конструкций при сейсмических воздействиях / [Колчунов В. И., Марьенков Н. Г., Омельченко Е. В. и др.] // Промышленное и гражданское строительство. – М. : 2014. – №2. – С. 12–15.

95. Мигунов В. Н. Теоретические и экспериментальные исследования влияния трещин в защитном слое бетона на физико-технические характеристики изгибаемых, центрально-сжатых и внецентренно-сжатых обычных железобетонных элементов / В. Н. Мигунов, И. Г. Овчинников // Дороги и мосты. – 2011. – № 25. – С. 181.

96. Митрофанов В. П. Прочность бетона над опасной наклонной трещиной и несущая способность железобетонных балок / В. П. Митрофанов // Бетон и железобетон. – 1980. – № 2. – С. 37–40.

97. Мирсаяпов И. Т. Инженерные методы расчета трещиностойкости и деформативности сборно–монолитных изгибаемых конструкций с учетом предварительного нагружения сборного элемента [Текст] / И. Т. Мирсаяпов, Л. Ф. Сиразиев // «Промышленное и гражданское строительство». – Москва, 2007. – №9. – С.42–43.

98. Мирсаяпов Ил. Т. Модель усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов с большой пролетом среза / / Ил. Т. Мирсаяпов // Бетон и железобетон. – 2006. – №2. – С. 28–29.

99. Мирсаяпов И. Т. Трещиностойкость и деформативность сборно-монолитных изгибаемых конструкций с учетом предварительного нагружения сборного элемента / И. Т. Мирсаяпов, Л. Ф. Сиразиев // Промышленное и гражданское строительство. – 2007. – № 9. – С. 42–43.

100. Мищенко А. В. Анализ напряженно-деформированного состояния длительно нагруженных рам со слоистыми стержнями / А. В. Мищенко, Ю. В. Немировский // Строительная механика и расчет сооружений. – 2010. – №3. – С. 27–34.

101. Моделирование напряженно-деформированного состояния, образования и развития трещин в железобетонных изгибаемых элементах с помощью ПК ANSYS MECHANICAL [Дорофеев В. С., Карпюк В. М., Неутов А. С. и др.] // – 2013. – Вып. 78: В 2-х кн.: Книга 2. – С.40–56.

102. Мурашев В. И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.

103. Мурашкин Г. В. Моделирование диаграммы деформирования бетона / Г. В. Мурашкин, В. Г. Мурашкин // Известия Орловского государственного технического университета. Серия : Строительство и транспорт. – 2007. – № 2–14. – С. 86–88.

104. Нагрузки и воздействия : СП 20.13330.2011. – [Введены в действие с 2011–05–20]. – М. : Министерство регионального развития РФ, 2012. – 81 с.

– (Свод правил. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07–85*).

105.Немировский Ю. В. Расчет динамического деформирования трехслойных железобетонных круглых и кольцевых пластин / Ю. В. Немировский, Т. П. Романова // Бетон и железобетон. – 2011. – № 6. – С. 26–30.

106.Немировский Я. М. Пересмотр некоторых положений теории раскрытия трещин в железобетоне / Я. М. Немировский // Бетон и железобетон. – 1970. – № 3. – С. 13–16.

107. Никитин В. А. О трещинообразовании в изгибаемых железобетонных элементах / В. А. Никитин, Г. И. Пирожков // Железобетонные конструкции: Труды Новосибирского ИТ. – Вып. 52. – 1996. – С. 87–95.

108.Никулин А. А. Напряженное состояние элементов конструкций атомной техники с трещинами / А. А. Никулин // Бетон и железобетон. – 2003. – №6. – С. 24–26.

109.Панченко Л. А. Расчет жесткости и трещиностойкости железобетонных составных панелей–оболочек / Л. А. Панченко // Исследование и разработка эффективных конструкций, методов возведения зданий и сооружений: Сб. научн. тр. – Белгород: Изд. БелГТАСМ, 1996. – С. 185–191.

110. Пискунов Н. С. Дифференциальное и интегральное исчисления для втузов : учебн. пособие для втузов / Н. С. Пискунов. – 13-е изд. – Т. 1. – М. : Наука, 1985. – 432 с.

111.Плевков В. С. Оценка прочности и трещиностойкости железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам / В. С. Плевков, А. П. Малиновский, И. В. Балдин // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2013. – № 2. –С. 144–153.

112.Положнов В. И. Оценка трещинообразования в преднапряженных настилах, армированных мягкими сталями / В. И. Положнов, В. И. Трифионов, А. В. Положнов // Бетон и железобетон. – 2006. – №2. – С. 14–16.

113.Попеско А. И. Инженерный метод расчета усиленных железобетонных стержней с коррозионными повреждениями / А. И. Попеско, О. И. Анцыгин,

А. А. Дайлов // Бетон и железобетон. – 2006. – №2. – С. 11–13.

114. Попова М. В. Определение влияния ширины раскрытия нормальных сквозных трещин на несущую способность изгибаемого железобетонного элемента / М. В. Попова // Бетон и железобетон в Украине. – 2002. – №4(14). – С. 9–14.

115. Проектирование и изготовление сборно–монолитных конструкций / [А. Б. Голышев, В. П. Полищук, Я. В. Сунгатулин и др.] ; под. ред. А. Б. Голышева. – К.: Будівельник, 1982. – 152 с.

116. Прочность и деформативность железобетонных конструкций при запроектных воздействиях: Научное издание / Г. А. Гениев, В. И. Колчунов, Н. В. Ключева [и др.]. – М.: АСВ, 2004. – 214 с.

117. Расторгуев Б. С. Упрощенная методика получения диаграмм деформирования стержневых элементов в стадии с трещинами / Б.С. Расторгуев // Бетон и железобетон. – 1993. – № 3. – С. 22–24.

118. Расчет и технические решения усилений железобетонных конструкций производственных зданий и просадочных оснований / [Голышев А. Б., Кривошеев П. И., Козелецкий П. М. и др.] ; под ред. А. Б. Голышева. – К. : Логос, 2008. – 304 с.

119. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Наземные конструкции и сооружения / Харьковский Промстройниипроект, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1992. – 191 с.

120. Рекомендации по расчету ширины раскрытия трещин в элементах железобетонных конструкций / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1973. – 16 с.

121. Реконструкция зданий и сооружений: учеб. пособие для строит. спец. вузов / [А. Л. Шагин, Ю. В. Бондаренко, Д. Ф. Гончаренко, В. Б. Гончаров] ; под ред. А.Л. Шагина. – М.: Высш. шк., 1991. – 352с.

122. Ржаницын А. Р. Составные стержни и пластинки / Алексей Руфович Ржаницын. – М.: Строииздат, 1986. – 316 с.

123. Римшин В. И. Механика деформирования и разрушения усиленных

железобетонных конструкций / В. И. Римшин, Ю. О. Кустиков // Известия ОрелГТУ. Серия «Строительство. Транспорт». – Орел: ОрелГТУ, 2007. – №3(15). – С. 53–56.

124. Римшин В. И. О некоторых вопросах расчёта несущей способности строительных конструкций, усиленных наращиванием / В.И. Римшин // Вестник отделения строительных наук. Вып. 2. – М.: 1998. – С. 329–332.

125. Санжаровский Р. С. Усиления при реконструкции зданий и сооружений. Устройство и расчеты усиления зданий при реконструкции / Р. С. Санжаровский, Д. О. Астафьев, В. М. Улицкий, Ф. Зибер. – СПб гос. архит. –строит. ун–т. – СПб., 1998. – 637 с.

126. Сапожников П. В. Деформативность и трещиностойкость контактной зоны многослойных бетонных и железобетонных конструкций Текст.: автореферат дис. на соискание канд. техн. наук по спец. 05.23.01 / П.В. Сапожников. – Курск, 2002. – 20 с.

127. Скобелева Е. А. Деформирование преднапряженных железобетонных изгибаемых элементов составного сечения : автореферат дисс. на соискание . канд. техн. наук по спец. 05.23.01 / Е. А. Скобелева. – Орел, 2008. – 20 с.

128. Сконников А.В. Расчет железобетонных стержневых конструкций при усилении: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 [Текст] / А.В. Сконников. – Л., 1991. – 25 с.

129. Смоляго Г. А. Расчет ширины раскрытия наклонных трещин в сборно-монолитных элементах / Г. А. Смоляго // Известия ВУЗов. Строительство. – 2000. – № 10. – С. 13–15.

130. Смоляго Г.А. Результаты экспериментальных исследований несущей способности, трещиностойкости и деформативности сборно-монолитных и монолитных перекрытий / Г. А. Смоляго, А.А. Крючков, А.В. Дронова, С.В. Дрокин // Известия Юго-Западного государственного университета. – 2011. – № 5-2. – С. 105а–109.

131. Смоляго Г. А. Экспериментальные исследования трещиностойкости сборно-монолитных изгибаемых железобетонных элементов / Г. А. Смоляго, А. А. Крючков // Строительство и реконструкция. – 2010. – № 1–27. – С. 47–54.

132. Сморчков А. А. Исследование работы составных стержней на дискретных связях / А. А. Сморчков, А. С. Шевелев // Промышленное и гражданское строительство. – 2009. – №1. – С. 16–17.

133. Сонин С. А. Учет контактного слоя в сборно-монолитных железобетонных балках с использованием метода конечных элементов / С. А. Сонин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. – №1. – С. 42–45.

134. Сотников Д. Ю. К определению трещиностойкости изгибаемых железобетонных элементов с учётом нарастания прочности бетона от времени / Д. Ю. Сотников, А. И. Никулин, Д. В. Казаков // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2009. – № 2–22. – С. 38–43.

135. Степанов В. Б. Методика определения ширины раскрытия коррозионных трещин для оценки технического состояния железобетонных конструкций В. Б. Степанов // Инженерно-строительный журнал. – 2012. – Т. 31. – № 5. – С. 6–11.

136. Сунгатуллин Я. Г. Создание надежного силового контакта между усиливаемой конструкцией и элементом усиления / Я. Г. Сунгатуллин // Проблемы реконструкции зданий и сооружений: Сб. научн. тр. – Казань: КИСИ, 1993. – С. 34–38.

137. Теряник В. В. Сопротивление сжатых усиленных элементов железобетонных конструкций действию продольных сил / В. В. Теряник // Известия ВУЗов. Строительство. – Новосибирск, 2003. – №4. – С. 128–132.

138. Тесля В. А. Трещиностойкость растянутых железобетонных элементов при отсутствии предварительного обжатия бетона / В. А. Тесля // Вестник Кузбасского государственного технического университета. – 2010. – № 2. – С. 110–113.

139. Тур В. В. Самонапряжение сборно–монолитных конструкций с монолитной частью из напрягающего бетона / В. В. Тур // Бетон и железобетон. – 2001. – №4. – С. 6–11.

140. Узун И. А. Применение деформационной модели в расчетах ширины раскрытия трещин в обычных железобетонных элементах / И. А. Узун // Бетон и железобетон в Украине. – 2003. – №2(16). – С. 34–37.

141. Узунова Л. В. Кратковременное и длительное сопротивление сжатию составных железобетонных стержней / Л. В. Узунова, А. В. Фёдоров, В. Ф. Захаров // Известия КГТУ. – 2005. – №7. – С. 130–134.

142. Усманов В. Ф. Влияние предварительного нагружения сборных элементов на трещиностойкость и деформативность сборно–монолитных конструкций : дис. ... канд. техн. наук. – К., 1980. – 181 с.

143. Фатхуллин В.Ш. Исследование трещиностойкости по наклонному сечению и прочности по контакту сборно-монолитных балок, армированных поперечными предварительно напряженными железобетонными элементами: Автореф. дисс. ... канд. техн. наук.– Казань, 1972. – 19 с.

144. Федоров В. С. Методика расчета ширины раскрытия трещин в железобетонных внецентренно сжатых конструкциях с учетом эффекта нарушения сплошности / В. С. Федоров, Е. В. Шавыкина, Вл. И. Колчунов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – №1. – С. 8–11.

145. Федоров В. С. Раскрытие статической неопределимости двухконсольного элемента в зонах, прилегающих к трещинам внецентренно сжатых железобетонных конструкций / В. С. Федоров, Е. В. Шавыкина, В. И. Колчунов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. – № 6. – С. 14 – 19.

146. Филатов В. В. К расчету составных стержней переменного сечения / В. В. Филатов // Вестник МГСУ. – 2009. – №2. – С. 50–53.

147. Харун М. Уточнение оценки трещиностойкости железобетонных конструкций / М. Харун // Бетон и железобетон. – 2004. – №1. – С. 22–25.

148. Холмянский М. М. Работа бетонной балки с одиночными трещинами или разрезами / М. М. Холмянский // Бетон и железобетон. – 2003. – №1. – С. 20–24.

149. Чайка В.П. Особенности деформирования тяжелого бетона при неоднородном кратковременном сжатии [Текст] / В.П. Чайка // Бетон и железобетон. – 1987. – № 1. – С. 42 – 43.

150. Чайка В. П. Характеристика диаграмм неоднородного сжатия бетона / В. П. Чайка // Бетон и железобетон. – 1994. – № 1. – С. 17–19.

151. Чиненков Ю.В. Железобетонные трёхслойные ограждающие панели с утеплителем из полистиролбетона [Текст] / Ю.В. Чиненков // Матер. Всесоюзной конф. “Физико-химические проблемы материаловедения и новые технологии”. Ч7. – Белгород: Изд. БТИСМ, 1991. – С. 114.

152. Чотчаев А. А. Влияние различных режимов нагружения на ширину раскрытия трещин и прогибы : автореф. дис.... канд. техн. наук. – М., 1980. – 17 с.

153. Шамурадов Б. Ш. Ширина раскрытия нормальных трещин в железобетонных элементах : автореф. дис. на соискание уч. степени канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Строительные конструкции, здания и сооружения” / Б. Ш. Шамурадов. – К., 1987. – 191 с.

154. Шилин А. А. Усиление железобетонных конструкций композиционными материалами : монография / А. А. Шилин, В. А. Пшеничный, Д. В. Каргузов. – М.: Стройиздат, 2004. – 144 с.

155. Ягупов Б. А. Жесткость и отпорность поврежденного коррозией железобетона, оцениваемые с учетом диссипации энергии / В. М. Бондаренко, Б. А. Ягупов // Бетон и железобетон. – 2008. – №6. – С. 24–28.

156. Ягупов Б. А. К вопросу об усилении железобетонных конструкций / Б. А. Ягупов, В. Ф. Степанова, В. М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2008. – №4. – С. 17–21.

157. Якушев В. К. Расчет напряженно–деформированного состояния сборной железобетонной балки / В. К. Якушев, Е. А. Якушев // Строительная механика и расчет сооружений. – 2010. – №5. – С. 17–22.

158. Яременко А.Ф. К анализу и определению поперечных усилий в балках-стенках различной высоты / А. Ф. Яременко А.Ф., Е.У. Еньков, А.В. Попов // Бетон и железобетон в Украине. – 2006. – №2(30). – С. 12–16.

159. Aliawdin P. Behavior of reinforced concrete elements under restrained flexure Текст. / P. Aliawdin, V. Simbirkin // Problemy budownictwa — Red. naukowa R. Switka. Zielona Gora: Uniwersytet Zielonogorsky, 2003.

160. Astorga Ariela. Behavior of a concrete bridge cantilevered slab reinforced using NSM CFRP strips / Ariela Astorga, Hernan Santa Maria, Mauricio Lopez // Construction and Building Materials. – Vol. 40. – March 2013. – Pp. 461–472.

161. Badoux J. C. Horizontal shear connection in composite beams under repeated loading Текст. / J. C. Badoux, C. Hulsbos // ACI Journal, 1967. Volume 64. – Issue 12. – Pp. 811–819.

162. Benjeddou Omrane. Experimental and theoretical study of a foldable composite beam / Omrane Benjeddou, Oualid Limam, Mongi Ben Oueddou // Engineering Structures. – Volume 44. – November 2012. – Pp. 312–321.

163. Boni L. Post-buckling behaviour of flat stiffened composite panels: Experiments vs. analysis / L. Boni, D. Fanteria, A. Lanciotti // Composite Structures. – Vol. 94. – Issue 12. – December 2012. – Pp. 3421 – 3433.

164. Carlos A. Coronado. Sensitivity analysis of reinforced concrete beams strengthened with FRP laminates / Carlos A. Coronado, Maria M. Lopez // Cement and Concrete Composites. – Volume 28. – Issue 1. – January 2006. – Pp. 102–114.

165. Enochsson Ola. CFRP strengthened openings in two-way concrete slabs – An experimental and numerical study / Ola Enochsson, Joakim Lundqvist, Björn Täljsten, Piotr Rusinowski, Thomas Olofsson // Construction and Building Materials. – Volume 21. – Issue 4. – April 2007. – Pp. 810–826.

166. ENV 1992-1. Eurokode 2. Design of concrete structures. Part 1, General rules and rules for buildings, CEN, 1993. – P. 115.

167. Ferrier E. Creep behavior of adhesives used for external FRP strengthening of RC structures / E. Ferrier, L. Michel, B. Jurkiewicz, P. Hamelin // Construction and Building Materials. – Volume 25. – Issue 2. – February 2011. – Pp. 461–467.

168. Frey J. Zur Berechnung von vorgespannten Beton-Verbundtragwerken im Gebrauchszustand. Beton-und Stahlbetonbau, 1980. – N.11. – P. 257 – 262.

169. Frangou M. Structural repair/strengthening of RC columns / M. Frangou, K. Pilakoutas, S. Dritsos // *Construction and Building Materials*. – Volume 9. – Issue 5. – October 1995. – Pp. 259–266.

170. Gee–Joo Ha. Groove and embedding techniques using CFRP trapezoidal bars for strengthening of concrete structures / Gee–Joo Ha, Yun–Yong Kim, Chang–Geun Cho // *Engineering Structures*. – Volume 30. – Issue 4. – April 2008. – Pp. 1067–1078.

171. Gluszynski E., Golczak R. Wspolpraca dwóch betonow w Berkach zecpolonych.– *Inzynieria i Budiwnnictwo*, 1974. – N. 9. – P.409 – 414.

172. Hag–Elsafi Osman. Application of FRP laminates for strengthening of a reinforced–concrete T–beam bridge structure / Osman Hag–Elsafi, Sreenivas Alampalli, Jonathan Kunin // *Composite Structures*. – Volume 52. – Issues 3–4. – May–June 2001. – Pp. 453–466.

173. Ferrier E. Creep behavior of adhesives used for external FRP strengthening of RC structures / E. Ferrier, L. Michel, B. Jurkiewicz, P. Hamelin // *Construction and Building Materials*. – Volume 25. – Issue 2. – February 2011. – Pp. 461–467.

174. Ibell Tim. Research issues related to the appropriate use of FRP in concrete structures / Tim Ibell, Antony Darby, Steve Denton // *Construction and Building Materials*. – Volume 23. – Issue 4. – April 2009. – Pp. 1521–1528.

175. Jongsung Sim. Theoretical assessment of the limit strengthening criterion of strengthened bridge decks based on failure characteristics / Jongsung Sim, Hongseob Oh, Jae–Myung Yu, Jae–Won Shim // *Cement and Concrete Research*. – Volume 35. – Issue 5. – May 2005. – Pp. 999–1007.

176. Kalamkarov A. L. Asymptotic homogenization model for 3D grid–reinforced composite structures with generally orthotropic reinforcements / A. L. Kalamkarov, E. M. Hassan, A. V. Georgiades, M. A. Savi // *Composite Structures*. – Volume 89. – Issue 2. – June 2009. – Pp. 186–196.

177. Kmiecik P. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration / P. Kmiecik,

M. KAMIŃSKI // Archives of Civil and Mechanical Engineering. – Volume 11. – Issue 3. – 2011. – Pp. 623 – 636.

178. Leskela Matti V. Strength of composite slabs: comparison of basic parameters and their back-ground // Rakenteid.mek. – 1992. – V. 25, N.2 – P. 20 – 38.

179. Linden M. Timber–concrete composite beams / M. Linden // Delft University of Technology. – Volume 3. – 1999 – Pp. 622 – 631.

180. Lorenzis L. Strengthening of Reinforced Concrete Structures with Near Surface Mounted FRP Rods / L. Lorenzis, A. Nanni, A. Tegola. – bibl. International Meeting on Composite Materials. – May 2000. – Pp. 2435–2439.

181. Mohammed A. Mousa. Experimental and analytical study of carbon fiber–reinforced polymer (FRP)/autoclaved aerated concrete (AAC) sandwich panels / Mohammed A. Mousa, Nasim Uddin // Engineering Structures. – Volume 31. – Issue 10. – October 2009. – Pp. 2337–2344.

182. Picard André. Strengthening of reinforced concrete beams with composite materials: theoretical study / André Picard, Bruno Massicotte, Eric Boucher // Composite Structures. – Volume 33. – Issue 2. – 1995. – Pages 63–75.

183. Radfar Sahar. Simulation of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams / Sahar Radfar, Gilles Foret, Navid Saeedi, Karam Sab // Construction and Building Materials. – Volume 37. – December 2012. – Pp. 791–800.

184. Ritchie Philip A., Thomas David A., Lu Le-Wu, Connelly Guy M. External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics // ACI Struct. J.- 1991. – V.88, N.4. – P. 490 – 500.

185. Sim Jongsung. Characteristics of basalt fiber as a strengthening material for concrete structures / Jongsung Sim, Cheolwoo Park, Do Young Moon // Composites Part B: Engineering. – Volume 36. – Issues 6–7. – 2005. – Pp. 504–512.

186. Schwegler G. The Use of Prestressed CFRP–Laminates as Post–Strengthening Текст. / G. Schwegler, T. Berset // 16 Congress of IABSE, Lucerne, 2000, CD.

187. Taerve L. Codes and Regulations. Utilization of High Strength/High Performance Concrete. – 4-th Int. Symp.- Paris, 1996. – P. 93 –100.

188. Tichy M. A new method of calculation of deflection of reinforced concrete beams. *Stavebnicky Czechoslovak Academy of Sciences, Prague*, V. 18, 1/1970. – P. 39 – 43.

189. Yehia N.A.B. Fracture mechanics approach for flexural strengthening of reinforced concrete beams / N.A.B. Yehia // *Engineering Structures*. – Volume 31. – Issue 2. – February 2009. – Pp. 404–416.

190. Zona Alessandro. Simplified method for the analysis of externally prestressed steel–concrete composite beams / Alessandro Zona, Laura Ragni, Andrea Dall’Asta // *Journal of Constructional Steel Research*. – Volume 65. – Issue 2. – February 2009. – Pp. 308–313.

191. Young C. Steven, Easterling W. Samuel. Strength of composite slabs // *Recent Res. and Dev. Cold-Form. Steel Des. and Constr.: 10-th Int. Spec. Conf. Cold-Formed Steel Struct.*, St. Louis, Mo, Oct. 23-24; 1990. pp. 65–80.

ПРИЛОДЕНИЕ А. Справки о внедрении

SWISSLIT



**ОТКРЫТОЕ АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО
«ОРЕЛАГРОПРОМСТРОЙ»**

302000, ул. Горького, 45, г. Орел, Россия. Тел., факс (4862) 43-07-22

№ БН.

« 03 » 09 2014г.

СПРАВКА

о внедрении в практику проектирования результатов диссертационной работы Горностаева Ивана Сергеевича на тему « Расчетная модель деформирования железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин»

Элементы расчетного аппарата, предложенные в научных исследованиях Горностаева И.С. на тему « Расчетная модель деформирования железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин» были использованы при проведении обследования железобетонных конструкций в рамках выполнения проекта по реконструкции школы №27 г. Орла

**Генеральный директор
ОАО «Орёл агропромстрой»**



Г.А. Сафонов



№ 07/и от 02.10.2014.

СПРАВКА

о внедрении в практику проектирования результатов диссертационной работы
Горностаева Ивана Сергеевича

на тему:

«Расчетная модель деформирования железобетонных составных конструкций
при наличии наклонных трещин»

Результаты диссертационной работы И.С. Горностаева «Расчетная модель деформирования железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин» применялись Орловским академическим научно-творческим центром Российской академии архитектуры и строительных наук при выполнении расчета несущих и ограждающих конструкций производственно-складского комплекса в г. Лобня Московской обл.

Внедрение метода расчета составных железобетонных элементов, а также использование рекомендаций по их конструированию, предложенных в диссертационной работе, позволили анализировать характер деформирования и разрушения проектируемых элементов, повысить надежность составных конструкций каркасов зданий корпусов, снизить расход материалов при выполнении усиления по результатам комплексной оценки.

Заместитель
исполнительного директора



О.В. Свешников

**Федеральное
государственное бюджетное
образовательное учреждение
высшего профессионального
образования
«Юго-Западный
государственный университет»
(ЮЗГУ)**

ул. 50 лет Октября, д. 94, г. Курск, 305040
Тел. (4712) 50-48-00, 50-48-20 Факс: (4712) 50-48-00
E-mail: rector@swsu.ru
http://www.swsu.ru/
ОКПО 02068443; ОГРН 1034637015786,
ИНН/КПП 4629029058/463201001

«УТВЕРЖДАЮ»:

Ректор ФГБОУ ВПО «Юго-
Западный государственный
университет»



С.И. Емельянов

05.12.2014 № 20-23/3160

На № _____

СПРАВКА

**о внедрении в учебный процесс результатов диссертационной
работы Горностаева Ивана Сергеевича на тему «Расчетная
модель деформирования железобетонных составных
конструкций при наличии наклонных трещин»**

Результаты диссертационной работы Горностаева И.С. «Расчетная модель деформирования железобетонных составных конструкций при наличии наклонных трещин» используются при обучении студентов, бакалавров и магистров факультета строительства и архитектуры ЮЗГУ при формировании лекционных курсов по направлению «Строительство» по дисциплинам «Железобетонные и каменные конструкции», «Безопасность в чрезвычайных ситуациях», «Обследование и испытание зданий и сооружений», «Реконструкция зданий, сооружений и застройки», «Обследование и усиление строительных конструкций» и др., а также при выполнении НИР, связанных с вопросами конструктивной безопасности объектов строительства.

И.о. декана факультета
строительства и архитектуры
ЮЗГУ, к.т.н., доцент

Е.Г. Пахомова