

Национальный авиационный университет

На правах рукописи

Тугай Татьяна Владимировна

УДК 624.012.045

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ЖЕСТКОСТИ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Специальность 05.23.01 – Строительные конструкции,  
здания и сооружения

Диссертация

на соискание ученой степени кандидата технических наук

Научный руководитель –  
Колчунов Владимир Иванович  
доктор технических наук, профессор

Киев – 2015

## СОДЕРЖАНИЕ

СОДЕРЖАНИЕ .....	2
ВВЕДЕНИЕ .....	5
РАЗДЕЛ 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	14
1.1. Конструктивные особенности железобетонных составных конструкций и их швов.....	14
1.2. Экспериментальные исследования сопротивления стеновых панелей при сжатии и перекосе.....	19
1.3. Теоретические исследования и методы расчета плосконапряженных железобетонных конструкций с учетом нелинейного деформирования.....	26
1.4. Использование конечно-элементной модели железобетона в расчете плосконапряженных конструкций.....	32
1.5. Расчетные модели железобетонных конструкций, принципы их аппроксимации и моделирование трещин с использованием программных комплексов.....	43
1.6. Выводы и постановка задач исследования.....	61
РАЗДЕЛ 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	65
2.1. Цель и задачи эксперимента.....	65
2.2. Конструкции опытных образцов.....	67
2.3. Методика проведения эксперимента.....	74
2.4. Результаты и анализ опытных данных.....	79
2.5. Выводы.....	93
РАЗДЕЛ 3. МЕТОДИКА РАСЧЕТА ЖЕСТКОСТИ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ	

СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	96
3.1. Развитие и раскрытие трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях.....	96
3.1.1. Предлагаемая классификация различных трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях.....	99
3.2. Рабочие предпосылки расчета.....	102
3.3. Специальная расчетная двухэлементная консольная модель для определения параметров шва между бетонами.....	115
3.4. Определение проекции наклонных трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях.....	117
3.5. Определение расстояния между трещинами и ширины раскрытия трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях.....	122
3.6. Алгоритм расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций.....	131
3.7. Выводы.....	134
<b>РАЗДЕЛ 4. ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И СОПОСТАВИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ .....</b>	<b>136</b>
4.1. Реализация предлагаемой методики расчета жесткости (алгоритм) на примере сопротивления плосконапряженных стен с привлечением программного комплекса «Лира-САПР».....	136
4.2. Численный анализ лабораторных экспериментальных исследований железобетонных составных балок-стенок.....	150
4.3. Численный анализ экспериментальных исследований железобетонной балки-стенки, оконтуренной железобетонной рамой при знакопеременных нагрузках .....	152
4.4. Сопоставительный анализ с опытными данными, полученными в научной школе И. А. Рохлина.....	160

4.5. Сопоставительный анализ с опытными данными, полученными в научной школе Ю.И. Немчинова.....	167
4.6. Численный анализ экспериментальных исследований монолитного бескаркасного здания с помощью вибромашины.....	170
4.7. Выводы.....	180
ОБЩИЕ ВЫВОДЫ.....	183
СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ.....	186
ПРИЛОЖЕНИЕ А. Справки о внедрении.....	208

## ВВЕДЕНИЕ

*Актуальность темы.* Плосконапряженные сборно-монолитные железобетонные конструкции и конструкции, которые усиливаются при реконструкции зданий и сооружений, имеют различные физико-механические характеристики для каждого из слоев бетона. Поэтому в зоне соединения слоев имеет место возмущение напряженно-деформированного состояния, отражающееся на сопротивлении каждой составляющей путем учета условного сосредоточенного сдвига. Методика такого учета удовлетворительно разработана только для стержневых элементов. Что же касается исследований по совершенствованию расчетной модели жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций (ПЖСК) с образованием различных трещин, то такие исследования только начаты.

В настоящее время в действующих строительных нормах по проектированию отсутствуют конкретные рекомендации по рациональному армированию несущих стеновых конструкций, эксплуатируемых в сложных инженерно-геологических условиях, отсутствуют фактические данные о взаимных смещениях "старого" и "нового" бетонов в зонах, прилегающих к шву; не изучены эффекты, связанные с нарушением сплошности бетона. Все это требует постоянного трудоемкого экспериментирования при совершенствовании методики расчета.

В связи с широким применением железобетонных составных конструкций стеновых панелей, пилонов, балок-стенок, плосконапряженных конструкций специальных подземных сооружений, опорных и пролетных конструкций мостов, диафрагм жесткости многоэтажных зданий, атомных и гидроэлектростанций (на долю несущих стен приходится более 40% общего объема железобетона, а восстановительный ремонт и заделка трещин в стенах представляет сложную и дорогостоящую задачу) при современном ускорении сроков ввода в эксплуатацию, разработка методики расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций при наличии трещин становится назревшей необходимостью не только при расчете по од-

ному из предельных состояний второй группы, но и для определения внутренних усилий в этих статически неопределимых системах, где они напрямую зависят от жесткости.

Жесткость железобетонных плосконапряженных составных конструкций в первую очередь связано с наличием различных типов трещин, которые также являются главной причиной перераспределения усилий в ПЖСК.

Учитывая, что на сегодняшний день разработка конечно-элементной модели железобетона в расчете плосконапряженных железобетонных конструкций с учетом нелинейного деформирования уже достигла достаточно высокого уровня, то при построении методики расчета их жесткости, целесообразно использовать существующие программные комплексы общего назначения и в первую очередь программного комплекса (ПК) «ЛиРА-САПР». При этом возникает накопленная в течение многих лет необходимость оценки влияния трещин на жесткость, деформации и перемещения ПЖСК не только для стержневых изгибаемых элементов, которые сопротивляются продольным силам (для которых приведенные параметры исследовались более полувека).

Таким образом, для проведения анализа настоящей работы составных панелей в зданиях, необходима разработка классификации возникающих здесь различных трещин, изучение характера их развития и раскрытия. Безусловно, необходимо пренебречь предпосылками, которые связаны с тем, что ПЖСК работают как единое целое.

Поэтому разработка методики расчета жесткости ПЖСК с целью их совершенствования является насущной потребностью современного строительства.

Подводя итог вышесказанному, можно констатировать, что экспериментально-теоретические исследования и разработка методики жесткости ПЖСК с трещинами является весьма *актуальной задачей*. Решение этой задачи может рассматриваться как заметное достижение в развитии методов расчета плосконапряженных железобетонных составных конструкций.

**Связь с научными программами.** Диссертационная работа выполнена на кафедре компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета в рамках научных исследований кафедры по госбюджетной теме № 6/10.01.02 «Новітні технології проектування залізобетонних конструкцій, що зводяться та експлуатуються в складних інженерно-геологічних умовах».

Тема диссертационной работы соответствует актуальным направлениям научно-технической политики в области оценки технического состояния зданий и сооружений в соответствии с постановлением Кабинета Министров Украины от 5 мая 1997 №409 «Про забезпечення надійності й безпечної експлуатації будівель, споруд та інженерних мереж».

**Цель исследования.** На основе проведения, анализа и обобщения экспериментов, построения рабочих предпосылок, наиболее полно отражающих действительный напряженно-деформированное состояние, разработать расчетную модель жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций, включающую формирование различных типов трещин и базирующуюся на специальных двухэлементных моделях со швами-трещинами, моделирующих силовые и деформационные воздействия при учете эффекта нарушения сплошности, возмущений в шве и предоставляющую возможность использования наиболее совершенных программных комплексов.

**Задачи исследования:**

– на основании выполненного обзора исследований, обобщения и анализа собранных результатов экспериментальных и теоретических данных, разработать расчетную модель оценки жесткости ПЖСК с различными трещинами с учетом условных сосредоточенных сдвигов в шве между бетонами и эффекта нарушения сплошности бетона;

– подготовить методику и выполнить собственные экспериментальные исследования для проверки предложенного расчетного аппарата жесткости ПЖСК с учетом эффекта нарушения сплошности бетона и условных сосредоточенных сдвигов в шве между бетонами;

– выполнить численные исследования и сравнительный анализ предложенной методики расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций с экспериментальными данными и существующими методиками расчета.

**Объект исследования:** сопротивление железобетонных плосконапряженных составных конструкций промышленных и гражданских зданий и сооружений.

**Предмет исследования:** жесткость железобетонных плосконапряженных составных конструкций при наличии различных типов трещин.

**Научная новизна полученных результатов:**

1. Впервые получена классификация базовых трещин плосконапряженных железобетонных составных конструкций.

2. Разработана методика определения жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций с различными трещинами, основанная на сформулированных рабочих гипотезах и включает:

- новую классификацию базовых трещин;
- предложенную модель трещин с учетом эффекта нарушения сплошности и ее реализацию в ПК «Лира-САПР»;
- предложено специальное моделирование шва между слоями бетона (с использованием двухэлементной расчетной модели при согласовании ее параметров с экспериментальными данными) для определения напряженно-деформированного состояния которых, применяются возможности ПК "Лира-САПР";
- усовершенствована расчетная двухэлементная консольная модель, с помощью которой выполняется последовательный итерационный анализ напряженно-деформированного состояния плоских конечных элементов, расположенных по траектории трещины, реализованная "расшивкой" и деформационным воздействием с учетом эффекта нарушения сплошности бетона;
- усовершенствован многоуровневый процесс развития различных трещин и расчетная модель их уровневого появления, которая позволяет на-



ходить расстояние между трещинами, ширину их раскрытия и проекцию на горизонталь как функцию многих переменных, с учетом несовместности деформаций бетона и арматуры, эффекта нарушения сплошности с реализацией в ПК «Лира-САПР».

3. Разработана методика и получены результаты проведенных автором экспериментальных исследований плосконапряженных железобетонных составных конструкций при различном характере армирования и классах бетона, заметно дополняющие накопленный опытный материал.

4. Разработан алгоритм и получены результаты численного и сравнительного анализа при варьировании схем нагружения (в том числе сейсмических воздействий), армирования, классов бетона, которые дают полное представление об эффективности предложенной методики расчета жесткости ПЖСК с различными трещинами и положенных в ее основу предпосылок.

*Практическое значение полученных результатов* заключается в том, что разработанная методика жесткости ПЖСК при наличии различных трещин с учетом параметров и особенностей деформаций арматуры и бетона, позволяет получить решение для эффективного использования материалов.

Внедрение результатов работы. Результаты диссертационной работы использованы при разработке государственных нормативных документов ДБН В.1.1-12-2014 «Будівництво у сейсмічних районах України»; при усовершенствованном расчете плосконапряженных составных железобетонных конструкций в проекте реконструкции производственных зданий по ул. Шевченка, 30-е, г. Зеньков Полтавской области и внедрены в учебный процесс Национального авиационного университета при изучении дисциплин «Строительные конструкции», «Железобетонные и каменные конструкции», «Реконструкция зданий и сооружений аэропортов» для студентов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

*Методы исследования.* Используется экспериментально-теоретический метод. Во время проведения теоретических и численных исследований, использованы общие методы механики твердого деформируемо-

го тела, теории железобетона и наиболее совершенные программные комплексы, в том числе ПК «Лира-САПР».

***Личный вклад соискателя:***

– полученные рабочие положения расчетной методики для определения жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций [85, 86] при наличии различных трещин, базирующаяся на сформулированных рабочих предпосылках с учетом межсредовых сосредоточенных сдвигов в шве между слоями бетона и эффекта нарушения его сплошности [83, 85, 86, 106];

– разработана методика и получены результаты экспериментальных исследований жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций при различных характеристиках армирования и классах бетона [87, 90, 149];

– построен алгоритм расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций с различными трещинами и получены результаты их сравнительного анализа с экспериментом и существующими методиками расчета [88, 89, 153–155].

Достоверность полученных результатов и выводов обеспечивается:

– расчетной моделью жесткости ПЖСК с различными трещинами, построенной на основе закономерностей механики твердого деформируемого тела, теории железобетона с использованием многократно проверенных наиболее совершенных программных комплексов и реальных зависимостей деформирования;

– результатами сравнительного анализа параметров жесткости с использованием предложенной методики расчета ПЖСК с экспериментом и расчетами по существующим методикам, получили наибольшее применение в реальном проектировании;

– степенью эффективности расчетных зависимостей жесткости ПЖСК с различными трещинами, использованных в практике проектиро-

вания плосконапряженных железобетонных составных конструкций зданий и сооружений.

**Апробация результатов диссертации.** Основные положения диссертации докладывались на межкафедральном семинаре кафедр компьютерных технологий строительства и реконструкции аэропортов и автодорог Института аэропортов Национального авиационного университета (г. Киев, 10 февраля 2015 года), на кафедре компьютерных технологий строительства Института аэропортов Национального авиационного университета (г. Киев, 23 декабря 2014 года), XI Международной научно-технической конференции **«Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація»** (г. Полтава, 27–31 октября 2014 г.), I Международном научно-практическом конгрессе **«Міське середовище – XXI сторіччя. Архітектура. Будівництво. Дизайн»** (г. Киев, НАУ, 10–14 февраля 2014 года), Восьмой международной научно-технической конференции **“Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди”**, посвященной 50-летию со дня основания учебно-научного института строительства и архитектуры (г. Ровно, октябрь 2014г.), Девятой Всеукраинской научно-технической конференции **«Будівництво в сейсмічних районах України»**, (г. Ялта, 04–08 июня 2012г.), на III Международной научно-практической конференции **«Аэропорты – окно в будущее»** (г. Киев, НАУ, 15–16 июня 2012 года).

**Публикации.** Основные положения диссертационной работы опубликованы в 12 научных работах, из которых: 11 научных работ в специализированных профессиональных изданиях, утвержденных перечнем ГАК Украины, в том числе 3 научные статьи, включенные в международные наукометрические базы, 1 статья в иностранном профессиональном издании, которое входит в международные наукометрические базы.

**Структура и объем работы.** Диссертация состоит из введения, 4 разделов, общих выводов, списка использованной литературы из 185 наименований, 1 приложения. Полный объем работы составляет 210 страниц, в том числе 134 страницы основного текста, который иллюстрируется 81 рисунком,

содержит 9 таблиц, 50 полных страницы с рисунками и таблицами, 23 страницы списка использованной литературы и 3 страниц приложений.

**В первом разделе** проанализировано большое количество научно-исследовательских работ, выполненных в рамках разработки методики расчета жесткости плосконапряженных железобетонных конструкций, в том числе составных, систематизировано их в основные группы, на основании которых обоснованы задачи дальнейших исследований.

Для проверки предлагаемой методики расчета и положенных в ее основу рабочих гипотез были выполнены экспериментальные исследования плосконапряженных железобетонных составных конструкций, приведенные **во втором**, с отысканием перемещений (прогибов) для детального изучения жесткости, обусловленной наличием различных трещин; ширины их раскрытия на уровне оси продольной и поперечной арматуры и на некотором удалении (1,5–2 диаметра) от этих осей ( $a_{crc}$  вдоль всего профиля трещины); изменения расстояния между трещинами  $l_{crc}$  и длины трещин  $h_{crc}$  по мере увеличения нагрузки (с проверкой многоуровневого процесса образования трещин), деформаций бетона на берегах трещины вдоль оси рабочей арматуры с учетом эффекта нарушения сплошности; деформаций бетона сжатой зоны и ее высоты при различных схемах нагружения, характере армирования и классах бетона сжатой зоны.

Выполнен анализ картин трещинообразования, подтверждающий, что трещины имеют максимальное раскрытие в окрестности геометрической оси балки-стенки. Движение трещины идет по двум направлениям: к концентраторам, вызванными приложенной силой и опорной реакцией сжатой грани бетона, а также в сторону продольной растянутой арматуры.

**Третий раздел** посвящается построению методики определения жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций, которая учитывает влияние наклонных трещин и ширину их раскрытия; наличие возмущений в шве между бетонами, несовместность деформаций бетона и арматуры и эффект нарушения сплошности бетона.

**Четвертый раздел** диссертации посвящен численным исследованиям.

Разработан алгоритм расчета, в котором предусматриваются построение полной картины развития и раскрытия трещин в соответствии с предложенной выше классификацией разных трещин плосконапряженных железобетонных составных конструкций; определение расстояния между трещинами и ширина их раскрытия, а также проекции на горизонталь базовых трещин с максимальной шириной раскрытия.

Выполнен сопоставительный анализ полученных лабораторных экспериментальных данных плосконапряженных железобетонных составных конструкций, а также натурных экспериментов, полученных в научных школе И. А. Рохлина и Ю.И. Немчинова, которые показали заметное преимущество предлагаемой методики, учитывающей различные трещины и эффект нарушения сплошности при этом возникающий по сравнению с существующими методами расчета жесткости.

## РАЗДЕЛ 1. СОСТОЯНИЕ ВОПРОСА И ЗАДАЧИ ИССЛЕДОВАНИЙ

Основным объектом исследования являются многочисленные плосконапряженные железобетонные составные конструкции и их системы, часть которых показана на рис.1.1; 1.2.

Долгое время эти элементы вообще не рассматривались как особый класс конструкций, и проблему их сопротивления пытались свести к родственной проблеме расчета прочности железобетонных балок на поперечную силу.

О сложности расчета железобетонных балок на срез и изгиб по наклонному сечению говорит тот факт, что им занимались свыше ста авторов, возглавляемых А. А. Гвоздевым [37, 38]; А. С. Залесовым [59, 60], А. Б. Голышевым [41–43], В. Н. Байковым [16] и др..

Это проблема действительно является очень близкой и не менее сложной. В какой-то мере она подводит к решению исследуемой нами задаче, и позволяет вскрыть те трудности, которые возникают при решении проблемы сопротивления плосконапряженных железобетонных составных конструкций.

### ***1.1. Конструктивные особенности железобетонных составных конструкций и их швов***

К составным относится большинство сборно-монолитных железобетонных конструкций и конструкции, получаемые в результате восстановления и усиления зданий и сооружений (это конструкции перекрытий, стеновых панелей, плосконапряженных диафрагм жесткости, пилонов одноэтажных и многоэтажных зданий, балки-стенки мостов, конструкции атомных и гидроэлектростанций, конструкции плосконапряженных подпорных стенок и специальных подземных сооружений, плосконапряженных консолей колон и различных узлов сопряжений) [41–43, 128, 133 и др.].

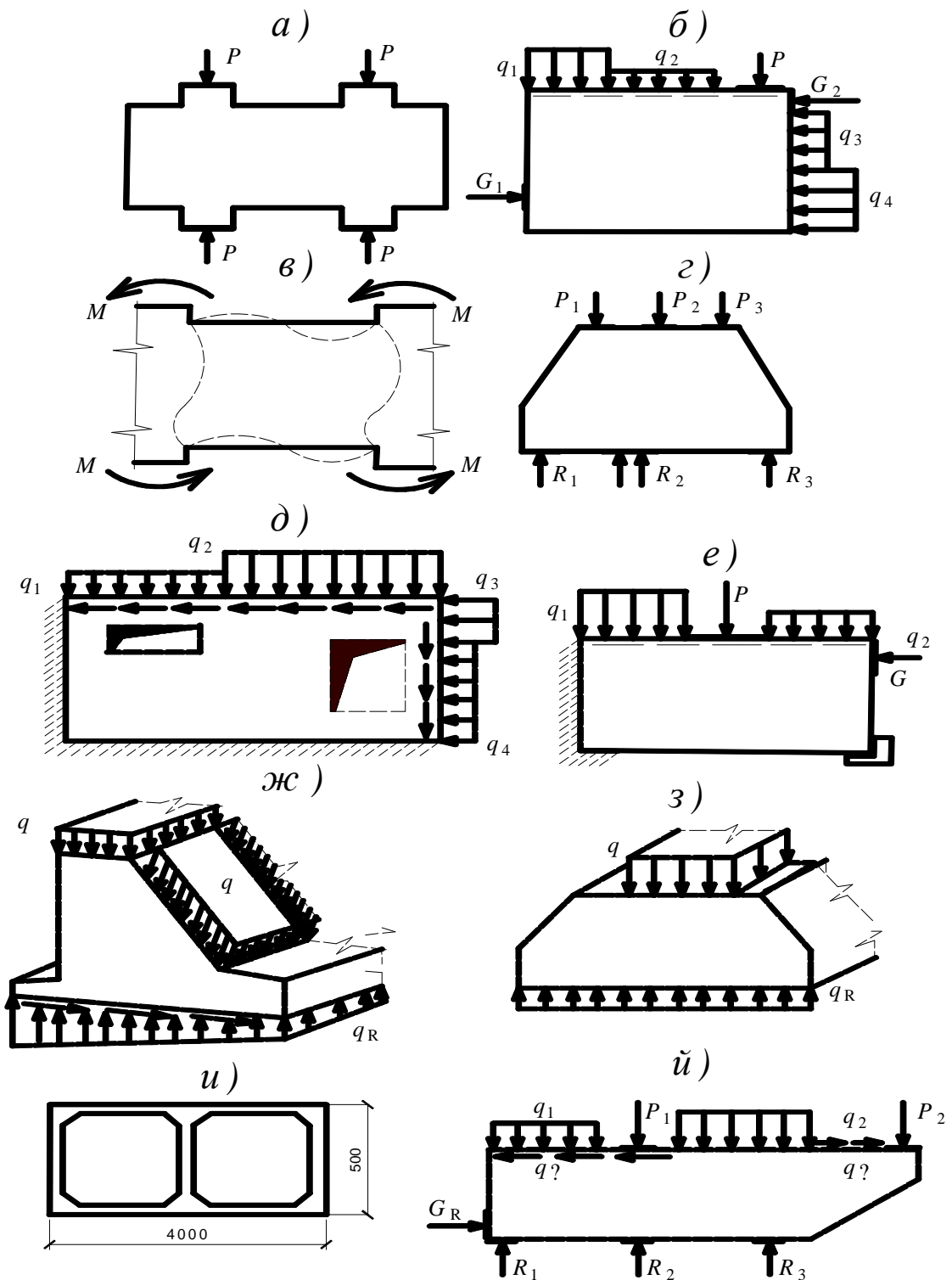


Рис. 1.1. Типы плосконапряженных железобетонных конструкций: *а)* – стенная панель с о шпонками при сжатии; *б)* – произвольно нагруженная стенная панель; *в)* – стенная панель со шпонками при изгибе; *г)* – фундаментный блок при сжатии; *д)* – защемленная произвольно нагруженная стенная панель с отверстиями; *е)* – консольная произвольно нагруженная стенная панель; *ж)* – внецентренно сжатый фундамент; *з)* – ленточный фундамент; *и)* – конструкция перекрытия с большими пустотами; *й)* – произвольно нагруженная фундаментная плита

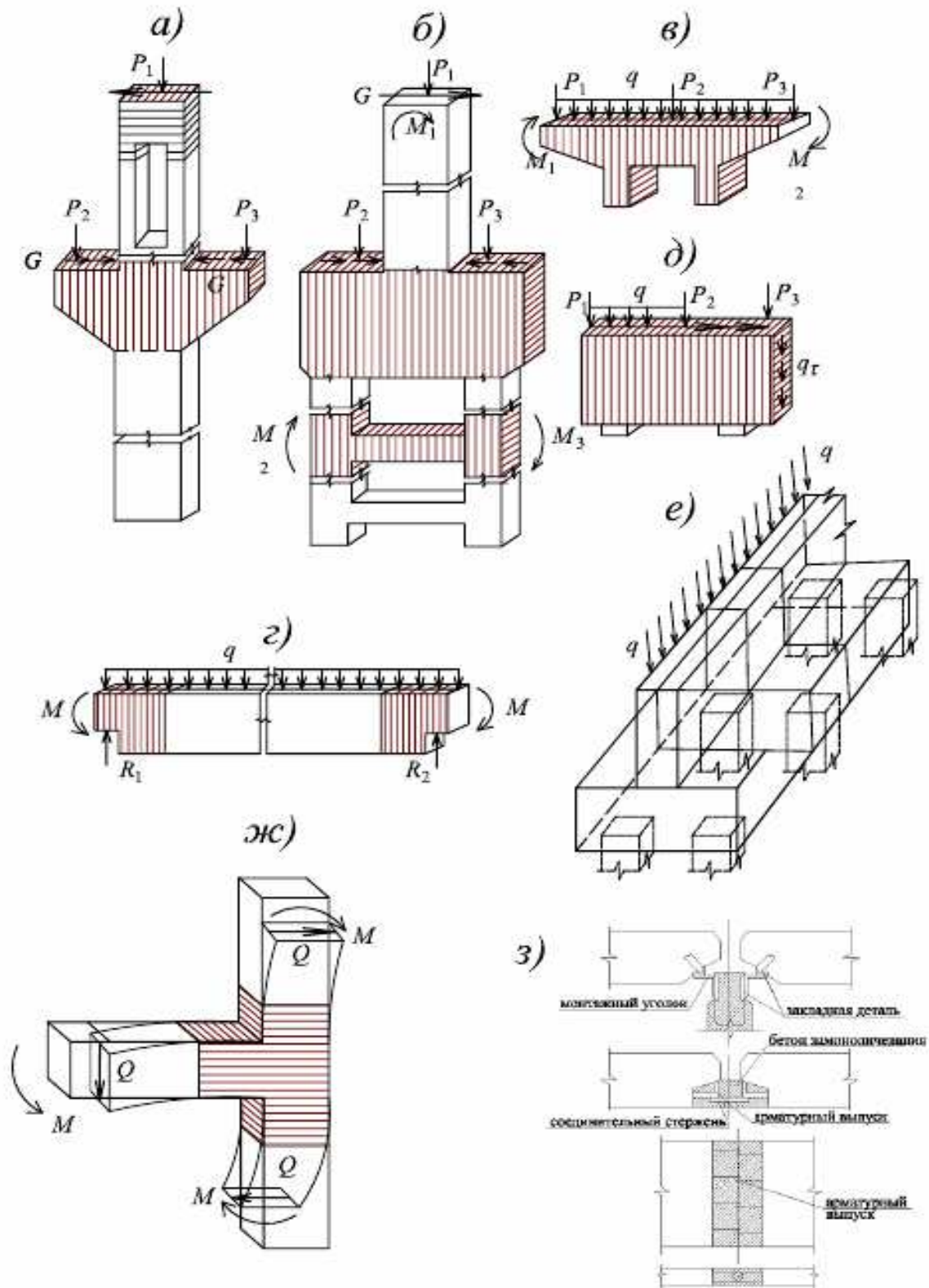


Рис. 1.2. Типы плосконапряженных железобетонных конструкций: а) – короткие консоли колонны; б) – консоли и узлы двухветвевой колонны; в) – опорная двухконсольная мостовая конструкция; г) – пролетная мостовая конструкция; д) – балка-стенка; е) – фундаментная плита с ростверком; ж) – жесткий узел сопряжения; з) – конструкции стыков панелей



Такие конструкции монтируются из отдельных сборных элементов, образующих основу сооружения, и затем замоноличиваются, превращаясь при этом в единое целое. Сборно-монолитные конструкции сочетают в себе отдельные положительные качества как сборного, так и монолитного железобетона, благодаря чему являются весьма рентабельными и удобными для строительства. В частности, для этого вида конструкций сохраняется возможность вести строительство индустриальными методами, предусматривается весьма простое устройство стыков в узлах сопряжения в виде выпусков арматуры и шпонок, обеспечивается неразрезность сборных элементов путём соответствующего их армирования на промежуточных опорах и тем самым в значительной степени увеличивается жёсткость и пространственная устойчивость всего сооружения в целом.

В Украине и других странах зарубежья из всего разнообразия железобетонных составных конструкций наибольшее распространение (по ряду объективных причин) получили сборно-монолитные решения не только балок, но и стеновых панелей. Разработка и внедрение таких конструкций в практику строительства отражена в многочисленных работах и публикациях [12, 41–43, 128, 133 и др.].

В последние годы совершенствование составных конструкций связано с проведением реконструкции зданий и сооружений, в процессе которой часто возникает необходимость восстановления и усиления железобетонных плосконапряжённых конструкций. Это направление в строительстве становится одним из важнейших в области железобетона. Разработкой теоретических основ расчёта и проектирования усиливаемых конструкций занимались многие учёные и научные центры [12, 41, 128, 133].

В результате усиления железобетонных конструкций увеличивается полезная нагрузка на конструкции, либо устраняются дефекты и повреждения отдельных конструкций, возникающих при эксплуатации. Железобетонные конструкции усиливают увеличением площади сечения конструкции или элемента конструкции; установкой железобетонных обойм; одно-, двух-,

трехсторонним добетонированием с постановкой рабочей арматуры; увеличением площади сечения стержней поперечной и продольной рабочей арматуры; изменением напряженного состояния и др.

Способ усиления наращиванием и подрачиванием сечений базируется на основных принципах проектирования и изготовления сборно-монолитных конструкций [28, 128, 136]. Одним из важных вопросов при реализации данного способа усиления сечения является надёжность соединения усиливаемой конструкции с новым элементом. В настоящее время применяется несколько конструктивных решений для обеспечения совместности работы старого и нового бетонов [28, 128, 136, 147]. Во-первых, это сварное соединение арматуры усиления и рабочей арматуры усиливаемого элемента с помощью стальных коротышей, установленных с определённым шагом. Во-вторых, путём устройства железобетонных шпонок в старом бетоне. В-третьих, полным оголением рабочей арматуры с последующим её замоноличиванием одновременно с конструкцией усиления.

Конструкции, получаемые в результате восстановления и усиления железобетонных плит, стеновых панелей, пилонов и диафрагм жесткости являются, как правило, составными с податливыми швами сопряжения элементов [128 и др.].

Анализ конструктивных особенностей составных железобетонных конструкций и их швов показывает, что в местах соединений происходит резкое изменение конструктивных характеристик и свойств материалов, что безусловно влечет за собой концентрацию напряженно-деформированного состояния в окрестности швов и приводит к несовместности средних деформаций фибр, прилегающих к шву. Поэтому методы расчета, базирующиеся на гипотезе совместности деформаций старого и нового материалов [28, 133 и др.], требуют пересмотра и соответствующей корректировки. Такая работа уже начата на базе необходимости учета податливости швов сдвига [84], но здесь еще многое предстоит выполнить.

Таким образом, имеется достаточно представительный класс

железобетонных конструкций, конструктивные решения которых выполняются так, что их расчетная схема может быть представлена в виде составной железобетонной конструкции с податливыми связями сдвига. Более того, представляется, что использование для этих конструкций такой расчетной схемы позволит теоретически обоснованно и адекватно действительности прогнозировать их работу и оценивать рассматриваемые конструкции с позиций соответствующих напряженно-деформированных состояний.

### ***1.2. Экспериментальные исследования сопротивления стеновых панелей при сжатии и перекосе***

Систематические и многосторонние исследования вопросов несущей способности балок-стенок было начато английскими учеными: Ф. Конгом, Т. Робинсом, Д. Кирби, Д.Ф.Колом и др. под руководством Ф. Конга и Т. Робияса [167 и др.]. Ими была проведена уникальная по объему и всесторонности серия экспериментов по разрушению балок-стенок разных пропорций из тяжелого и легкого бетона при различных схемах армирования. На этой основе они предложили весьма сложные эмпирические формулы для предельной нагрузки  $q_0$  согласно которым в сопротивлении разрушению сжато-растянутых зон участвует лишь та арматура, которая пересекает наклонную трещину. Эта серия экспериментов вместе с экспериментами из [173, 179] признана классической.

В дальнейшем подобными исследованиями занимались Каррилло Джулиан и Алкокер Сержио (Колумбия, Мексика) [161], Делгадо С., Фаргуэта Ф, Фернандес Прада [162], Хуо-Гуонг Квак и Филипп С. Филиппоу (США, штат Калифорния) [165], Хейродин А., Надерпур Х. (Иран) [166], Малай К., Самар Ч., Сусенджут С. [170], Остахович В.М., Кравчук М. (Польша) [172], Павелко И.В., Павелко В. П. (Рига, Латвия) [174], Петерсен Дж. (Норвегия) [175], Роско П., Беко А. (Вена, Австрия) [176], Прасамеш М., Джагдал

(Мумбаи, Махараштра, Индия) [178], Руотоло Р., Сурас К., Креспо П., Строрер Д. [180], Сабер Е.А., Хабибоу М. (Париж, Франция) [182], Ставридис А. (США, Калифорния) [183], Йошихито Ямамото, Хикару Накамура, Ичиро Курода (Япония) [184] и др.

Особая роль в экспериментальном исследовании стеновых панелей принадлежит С.В. Полякову и подготовленной им школой (В.И. Коноводченко, В.А. Камейко, Р. А. Кулиев, Н. В. Морозов, Поповой Т. А. и др.) [129 и др.]

В лаборатории каменных конструкций ЦНИИПС (сегодня-Центральный научно-исследовательский и проектный институт строительных металлоконструкций им. Н.П. Мельникова) С.В. Поляковым [129 и др.] были поставлены опыты для определения допускаемого для каркасных зданий перекоса заполнения из пустотелых керамических камней. Пользуясь данными этой работы, проф. С.В. Поляков указал на возможность, при расчете каркаса на ветровую нагрузку, учитывать несущую способность заполнения, рассматривая его в качестве сжатого раскоса каркасной стены.

Школой С.В. Полякова [129 и др.] были также проведены исследования виброкирпичных панелей из обычной и косо́й кладки на переко́с.

Эти опыты показали, что армирование панелей сетками, расположенными в наружных растворных швах, является эффективным способом повышения сопротивления кладки переко́су. Так, при процентах армирования  $\mu = 0,18; 0,36; 0,72$  было получено повышение несущей способности панелей при переко́се соответственно на 18, 32 и 65% по сравнению с неармированными панелями.

В.А. Камейко были проведены опыты при переко́се панелей из силикатного плотного бетона. Всего было испытано 6 образцов панелей, из них 5 армированные двойными сетками из стали диаметром 4 мм с размером ячеек 250×250 мм и 200×200 мм и две панели, неармированные.

Первые трещины по диагонали, у панелей без арматуры, появлялись, как правило, в момент разрушения.

Разрушающее усилие для панелей армированных сетками колебалось от 700 до 800 кН и в среднем составляло 760 кН, а для неармированных панелей оно было равно 450 и 500 кН (в среднем 470 кН). Таким образом, армированные панели разрушались при нагрузках в 1,6 раза больших, чем не армированные.

Р.А. Кулиевым были проведены исследования прочности и деформаций 44 бетонных и легкогобетонных панелей размером 1250×1250×100 мм, армированных каркасами и сетками с размером ячейки 100×100 мм и 200×200 мм. В опытах исследовалось различное конструктивное решение армирования; также выяснено, что при близком расположении торцов арматуры и панелей нагрузка передается на торцы стержней, вызывая распорный эффект.

Испытание 2-х этажной стены из панелей натуральной величины, выполненных из легкого бетона были проведены Н.В. Морозовым и В.А. Камейко. По данным этих опытов были сделаны следующие выводы:

- на перемычку передаются усилия, вызванные вертикальными нагрузками, действующими на простенки;
- в углах проемов необходимо предусматривать армирование для предупреждения появления трещин, возникающих здесь в результате высоких местных напряжений;
- несущая способность используемых в практике проектирования стеновых панелей с проемами при вертикальных нагрузках определяется несущей способностью простенков панелей; при действии на здание горизонтальных и вертикальных сил, панели стен подвергаются перекосу в своей плоскости.

Исследование прочности стеновых панелей при перекосе началось в связи с проектированием и строительством высотных зданий, а впоследствии, в связи с переходом к крупнопанельному домостроению, сначала в обычных, а затем и в особых условиях строительства.

Многочисленные экспериментальные исследования напряженно-дефор-

мированного состояния стеновых панелей были выполнены в НИИСКе, в известной школе И.А. Рохлина.[138 и др.]. Анализируя вклад НИИСК в экспериментальные исследования стен и целых фрагментов зданий нельзя не отметить и огромный вклад школы, созданной под руководством Ю.И. Немчинова .[118, 119 и др.]. Учитывая, что результаты исследований этих школ (в частности эксперименты, выполненные в школе И.А. Рохлина, Н.М. Досужей .[51] и ксперименты, выполненные в школе Ю.И. Немчипова Л.Ф. Крещенко [118], были использованы, наряду ссобственными экспериментальными исследованиями для анализа предлагаемой в данной работе расчетной методики, то подробные данные о них приведены в разделе 4.

И.Н. Кедич [73] впервые провел серию экспериментов по разрушению балок-стенок с низкими процентами армирования и малыми грузовыми площадками, получив механизмы разрушения по растянутой зоне и механизмы смятия. На этой основе он предложил эмпирические формулы для определения предельной нагрузки  $q_0$  .

Разрушающие нагрузки, отвечающие раздавливанию наклонных полос в балках-стенках при различных схемах их армирования и нагружения, на базе многочисленных экспериментов получили В. Рамакришнан и И. Анатарайнан [179], а также Пайва и Сисс [173 и др.]. Ими предложены свои варианты эмпирических расчетных формул для определения проекции наклонной трещины  $C_0$  .

В новых экспериментах получили аналогичные схемы разрушения также Хуо-Гуонг Квак и Филипп С. Филиппоу [165], Нахви Х., Джабари М. [168], Остахович В.М., Кравчук М. [172], Руотоло Р., Сукас К., Креспо П., Строрер Д. [180], Ставридис А. [183], Йошихито Ямамото, Хикару Накамура, Ичиро Курода [184] и др.

Короткие балки детально испытывались в институте *CUR* в Голландии, в работах [167, 183 и др.].

Короткие толстые балки экспериментально исследовали Т. И.Баранова [20 и др.]; О. В.Лаврова [99] ; В. Отсмаа [122] ; Б.С. Соколов [60 и др.] и др.

Экспериментальные исследования по разрушимости весьма распространенных и тяжело нагруженных коротких элементов, входящих в состав 2-х ветвевых колонн в виде перемычек под проходами, подкрановых ригелей и консолей, а также консольных подрезок опорных зон ригелей впервые исследованы в большой серии экспериментов, проведенных Т.И.Барановой [20 и др.], а также О. В.Лавровой [99].

Единственными реальными плоскодеформированными элементами, для которых получены экспериментальные предельные нагрузки, являются фундаментный ростверк, исследованный Т.И.Барановой [20 и др.].

Проблемы прочности различных коротких элементов и балок- стенок исследовали также Г.С.Алиев, Г.Н. Ашкинадзе, П.И. Васильев, Г.Н.Гладышев, А.С.Городецкий, Л.К.Лукша, , В.П.Митрофанов, А.Я. Розенблюм, О.А. Рочняк, Г.М. Спрыгин, И.А.Титов, др.

*Натурные экспериментальные исследования крупнопанельных зданий на подрабатываемых территориях.* Неординарное значение в условиях просадок (которые имеют место на 75% территории Украины) приобретают экспериментальные исследования о влиянии перекоса в сочетании с изгибом и внецентренным сжатием. Особое место среди них имеют натурные эксперименты.

Следует отметить, что здания с продольными несущими стенами (серии 1-480) относительно просто и экономично приспособляются к строительству над горными выработками, что сводится, в основном, к разрезке здания осадочными швами на замкнутые отсеки и к повышению несущей способности стен путем устройства в них железобетонных поясов.

Приспособление зданий с поперечными несущими (серии 1-464). к возможностям строительства на подрабатываемых территориях решается путем разрезки здания на короткие отсеки, замены малопрочных легких панелей более прочными способными воспринимать усилия сдвига, усилением наружных стен непрерывными поясами дополнительным армированием панелей, устройством шва скольжения между фундаментом и

надземной частью, т.е. отхода от первоначальной идеи несущих поперечных стен и переходе к смешанной схеме, с опиранием перекрытий в двух направлениях.

Реконструируемые в настоящее время здания этой серии, в т.ч. серии 1-464-20И повышенной этажности, имеют смешанную схему с опиранием перекрытий в двух направлениях.

Здания, решенные с применением гибкой схемы, в настоящее время в районах горных выработок не применяются. При обследовании [51] зданий, построенных по этой схеме в Херсоне, было обнаружено много дефектов в наружных стеновых панелях (трещины в подоконной части панелей, в углах проемов), указывающих, что шарнирного сопряжения панелей-распорок с башнями-пилонами достичь не удалось и панели воспринимают значительную часть нагрузки. Опыт этого строительства не позволяет пока рекомендовать гибкие схемы зданий для применения в особых условиях строительства.

Возведен ряд экспериментальных 16 этажных домов из монолитного бетона в скользящей опалубке (жесткая конструктивная схема), которые в настоящее время удовлетворительно перенесли подработку.

Первое испытание крупнопанельного здания (серии 1-480-1Г), возведенного в поселке шахты Бутовская-Глубокая, было проведено при участии НИИСК [75, 118, 119, 138] и др. организаций. Эти испытания проводились методом неравномерного поддомкрачивания, позволившего имитировать кривизну вогнутости, крена, выпуклости основания, а также консолирования части здания в пределах 1–2 столбцов панелей и получить в краткие сроки некоторое представление о надежности крупнопанельных конструкций. В последующие годы в Днепропетровске, Херсоне [75, 118, 138 и др.] были продолжены и совершенствованы экспериментальные исследования, посвященные изучению работы зданий, построенных в сложных грунтовых условиях, которые осуществлялись как путем их поддомкрачивания, так и натурной подработки и искусственного замаливания оснований.



Измерения деформаций здания производились с помощью высокоточного нивелирования, фотограмметрии, тензометрии, механических приборов и фотоупругих датчиков, являющихся разновидностью метода фотоупругих покрытий (фотоупругими датчиками определялись деформации материала стеновых панелей и швов между ними).

При разработке схемы расстановки приборов учитывалось, что воздействием на конструкции здания являются неравномерные вертикальные и горизонтальные смещения грунта основания в результате его подработки и изменения его физико-механических характеристик; при поддомкрачивании поэтапно имитировались кривизны вогнутости и выпуклости различных радиусов, крен здания, консолирование одной его части.

В процессе наблюдений за зданиями, кроме съема инструментальных показателей производились зарисовки и замеры возникающих трещин в т.ч. в панелях (рис.1.3), при этом использовались , микроскопы, телескопические вышки и другие приспособления.

В работах [75, 118, 138 и др.] приведены сводные данные этих исследований для 19 крупнопанельных зданий высотой до 5 этажей и 9-ти этажных домов в Запорожье. Анализ этих исследований, выполненные при участии ряда НИИ дали количественные характеристики влияния деформаций основания на крупнопанельные здания.

Были сделаны также следующие выводы о работе наружных ограждений:

- стеновые панели, имея достаточную прочность при вертикальной нагрузке, но очень чувствительны к перекосу;

- перекося панелей возможен при изгибе здания как вертикальной консоли под действием горизонтальных (сейсмических, ветровых и пр. нагрузок, при температурных деформациях здания, неравномерных осадках его основания, неравномерном обжати материала, а также в результате неточностей, допускаемых при монтаже конструкций.

- так как панель связана с соседними панелями арматурой или

специальными сварными соединениями закладных деталей, деформирование панели не свободно; в этих условиях к ее граням могут быть приложены сжимающие и растягивающие усилия, а также касательные напряжения.

Для облегчения анализа действительных условий работы панелей в зданиях (рис. 1.3), необходима разработка классификации возникающих в них

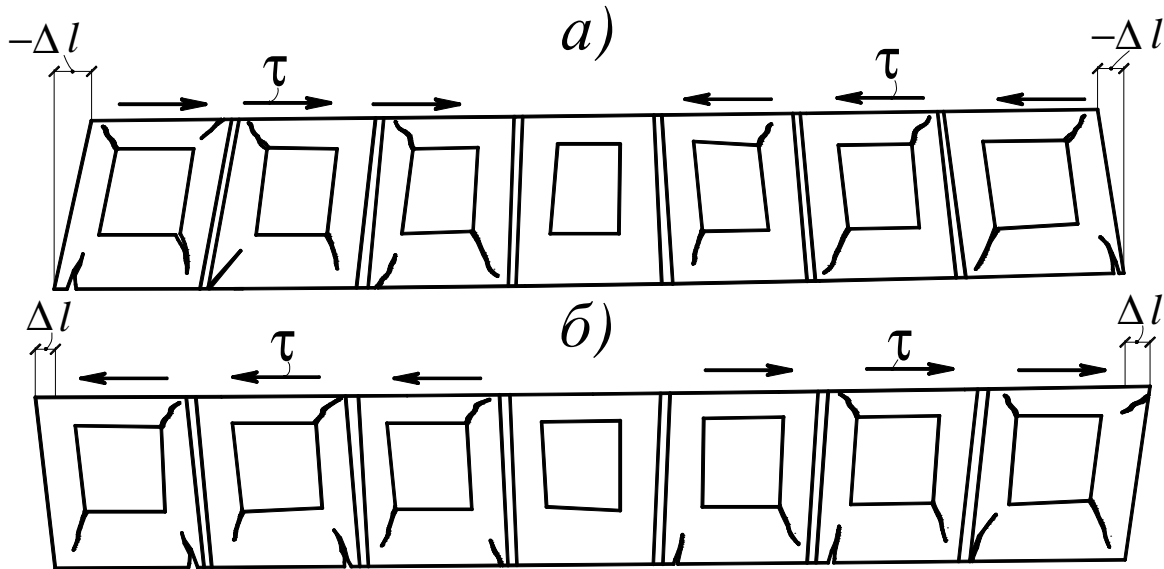


Рис. 1.3. Схемы деформаций панельного здания: а) – при подработке на кривизне вогнутости (зона сжатия) при отрицательных температурах, при усадке материала; б) – при подработке на кривизне выпуклости (зона растяжения); при положительных температурах

трещин, фиксирование момента их появления, выявление групп силовых, монтажных и технологических трещин, т.е. возникла необходимость в проведении исследований работы панелей на всех ее стадиях с момента изготовления и до работы в системе здания при подработке, а также проведения лабораторных испытаний.

### ***1.3. Теоретические исследования и методы расчета плосконапряженных железобетонных конструкций с учетом нелинейного деформирования***

В зарубежных работах Каррилло Джулиана и Алкокера Сержио (Колумбия, Мексика) [161], Хансена Е., Вильяма К., Карола И. [164], Подлеса

К., Трути А. [177], Малай К., Самары Ч., Сусенджута С. [170], Сабера Е.А., Хабибоу М. (Париж, Франция) [182], Мишеля А., Гейкера М., Станга Х. [171], Павелка И.В., Павелка В. П. (Рига, Латвия) [174], Хейродина А., Надерпура Х. (Иран) [166], Петерсена Дж. (Норвегия) [175], Роска П., Бека А. (Вена, Австрия) [176] и др., для расчете плосконапряженных железобетонных конструкций, в основном, развивается упрощенная концепция шарнирно-стержневой аналогии (ферменной аналогии) и дискретизации.

Вопросами нелинейного сопротивления железобетона с трещинами занимались А.А.Гвоздев [37, 38], А. Б. Голышев [41–43], В. М. Бондаренко [29, 30], О.Я.Берг, П. И. Васильев, Н. И. Карпенко [68–70], С. Ф. Клованич [77–79], В. И. Колчунов [35, 42, 43, 83–90], В. И. Мурашева [114], М. Я. Немировский [117] и др., а также авторы дальнего зарубежья [161, 162, 164–184] и др.

В развитии методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций определились два направления.

Первым направлением в расчете железобетонных пластин и оболочек и других статически неопределимых конструкций с учетом нелинейной работы материала были исследования, основанные на методе предельного равновесия. К числу первых работ, относящихся к данным исследованиям следует отнести работу А.А.Гвоздева [38]. Метод предельного равновесия, основные направления которого были изложены в этой работе нашел довольно широкое применение при расчете неразрезных рам, балок, плит и других конструкций и основывается на следующих предпосылках [38]:

- деформации конструкции до исчерпания ее несущей способности должны быть достаточно малы для того, чтобы можно было пренебречь изменениями геометрических величин, входящих в условия равновесия;

- усилия в элементах конструкции должны быть ограничены предельными условиями с достижением которых деформации этих элементов могут достаточно сильно возрастать.

Однако метод предельного равновесия рассматривает конструкцию

только с точки зрения оценки ее несущей способности. Работа конструкции, которая предшествовала исчерпанию несущей способности, при расчете по этому методу остается неясной для конструктора. Кроме того, расчет по методу предельного равновесия, согласно основным его предпосылкам неприменим в случае, когда в элементах железобетонных конструкций возможно хрупкое разрушение вследствие недостаточной прочности сжатой зоны или применения арматуры с недостаточными пластическими свойствами и т.п.

В капитальной работе М. Ф. Нильсена [169], подробно реализована идея Ф.Г.Ходка по построению разрывных равновесных кусочно-однородных полей напряжений в плосконапряженных системах. М. Ф. Нильсен рассмотрел несколько однопролетных и консольных балок-стеннок, и привел их схемы разбиения на треугольные зоны, При этом он частично использовал охемы разбивки Ф.Г. Ходжа и К. Леда, а также дал несколько новых схем разбивки без анализа и объяснения ее принципа. Нильсеном предложен также оригинальный способ наглядного изображения кусочно-однородного поля напряжений о помощью системы кругов Мора. Этот способ используется для графического нахождения предельной нагрузки, а также для доказательства равновесности стыковки зон с однородными полями напряжений.

Т. И. Баранова, Конг, Робинс, П. Кумар [20, 167] впервые предложили простейшие схемы равновесных усилий в виде сжатых наклонных и растянутых горизонтальных полос. Они также показали существенное расхождение между экспериментальными и расчетными предельными нагрузками, отвечающим европейским и американским нормам.

Качественный скачок в развитии эмпирических методов расчета был сделан А. С. Залесовым [60]и Т. И. Барановой [20]. А. С. Залесову [60] удалось решить проблему расчета железобетонных балок на действие поперечных сил, построив новый метод расчета прочности по наклонным сечениям. Затем совместно с Т.И.Барановой он ввел концепцию разрушения коротких элементов и балок-стенок по наклонным сжатым полосам. На ее основе

Т.И.Баранова [20] разработала инженерно-экспериментальный метод расчета коротких элементов, проведя уникальную по объему серию собственных экспериментов. Она упрощенно считала, что полосы одноосно сжаты и их ширина определена размером грузовых площадок. Но так решаются лишь частные задачи.

Идея о разрушении данных элементов по сжатым наклонным полосам или растянутому поясу в той или иной форме прямо или косвенно применялась также Ф.Конгом, Т. Робинсом, П. Кумаром и др. [167 и др.] при получении ими эмпирических формул. Она же косвенно учтена в формулах, рекомендуемых в современных нормативных документах Англии, США, ФРГ, Италии, Европейского комитета по бетону (ЕКБ), института *CUR* в Голландии. Однако, именно в работах Залесова-Барановой этой упрощенной концепции придан четкий физический смысл и она сделана инструментом прочностного расчета.

Следует отметить, что величины разрушающих нагрузок по условным сжатым наклонным полосам, найденные по формулам из нормативных документов Англии, США, ФРГ, Италии, ЕКБ и *CUR* [27, 159, 163 и др.] сильно отличаются друг от друга (расхождения часто достигают 200-250%). Причина этого заключена в отсутствии четкой и единой физической основы этих формул. В то же время, при разрушении по растянутым поясам, где форма разрушения проста и единообразна, а принцип ее описания одинаков, указанные расхождения не превышают 25%.

А.С. Залесов [59, 60] первым четко указал на то, что разрушающиеся наклонные полосы не только сжаты в продольном направлении, но еще и растянуты в поперечном направлении, хотя и раньше многие экспериментаторы прямо или косвенно получали этот же результат.

Эта проблема затем специально исследовалась А.В. Старчевским [60] на основе метода фотоупругости, а также Т.И.Барановой [20], Б.С. Соколовым [60 и др.] (под руководством Залесова и Гвоздева) и Г.Н. Гладышевым [40] на основе прямых экспериментов и численного расчета. При этом было выявлено

наличие почти однородных поперечных растягивающих напряжений, которые на порядок ниже продольных сжимающих напряжений.

Эти результаты были положены Б.С.Соколовым и А.В. Старчевским в основу создания своих расчетных моделей, построенных ими при участии А.С.Залесова [60].

Вопросы прочности балок-стенок и толстых элементов при местном смятии исследовал И.А.Рохлин [138]. Он выявил и описал эффект расклинивания при раскалывании соосно сжатых образцов, а также исследовал эффект обоймы при местном смятии. В дальнейшем эффект расклинивания изучался также, Л.Н. Зайцевым, А.В. Старчевским, К.В. Шлежевичусом, Б.С.Соколовым [60 и др.] и др.

Б.С. Соколов [60 и др.] (под руководством Залесова и Гвоздева), развивая концепцию И.А.Рохлина [138], попытался описать разрушение по сжато-растянутому наклонным полосам в балках-стенках на основе их аналогии с разрушением эталонных зон в соосно-сжатых пластинах, для которых им была предложена модель разрушения при одновременном растяжении, сдвиге и сжатии опасной зоны.

Идея Рохлина-Соколова о раскалывании полосы; расклиненной сжатыми зонами, была развита А.В. Старчевским [60]. Он предложил несколько иной вариант комплексной схемы разрушения сжато-растянутой полосы и отображения с ее помощью реальных опасных зон при использовании метода фотоупругости.

Вторым направлением развития методов расчета железобетонных конструкций явились экспериментальные и теоретические исследования, учитывающие появление и раскрытие трещин [29, 37, 108, 114]. Первой капитальной работой в этом направлении можно считать работу В.И. Мурашева [114], в которой автор впервые разработал метод расчета железобетонных конструкций вплоть до разрушения путем введения коэффициентов, учитывающих работу арматуры и бетона в элементах, пронизанных трещинами.

Схемы трещинообразования учитываются и в работе И. Е. Милейковского [108]. После появления трещин в оболочке автор предлагает рассчитывать жесткость элемента с учетом коэффициента В.И. Мурашева.

А.В.Яшин [158 и др.] пытался создать универсальные формулы по оценке прочности наклонных сечений как для балок, так и для балок-стенок, уточняя балочное решение путем учета вертикальных напряжений.

В.М. Бондаренко [29, 30] предлагает использовать в инженерных расчетах бетонных и железобетонных конструкций метод интегральных оценок нелинейных свойств деформирования материала конструкции. Модуль деформации материалов учитывается интегрально для каждого сечения и преобразовывает нелинейные деформации в изменение жесткостных характеристик сечения. При этом используется гипотеза плоских сечений и вводится предположение, что ось нулевых напряжений и ось нулевых деформаций совмещены на единой нейтральной оси.

Таким образом используя интегральный модуль деформации, можно определить жесткость железобетонных сечений которая отражает нелинейность деформирования железобетона и зависит от уровня нагружения, длительности действия нагрузки и других факторов

В научной школе А.Б. Гольшева [41, 42, 43, 133 и др.] теория железобетона получила существенное развитие. Особое место занимает здесь расчетные методики железобетонных сборно – монолитных конструкций, определяются не только разрушающие нагрузки смятия и сдвига шве, но и величины предельных деформаций.

Существенным вкладом в развитие методов расчета железобетонных конструкций с учетом реальных свойств материалов явилась разработанная Г. А. Гениевым (школа ) теория пластичности бетона и железобетона [39 и др.]. Переходя к физическим соотношениям для бетонной среды, которые основываются на зависимости между инвариантами напряженного и деформированного состояния бетона при кратковременном действии нагрузки, приложенной в условиях простого нагружения, были заложены

следующие основные предпосылки:

1. Физическая нелинейность диаграмм работы материала и возможность ее непосредственного перехода к условию прочности бетона.
2. Влияние первого инварианта тензора напряжений на зависимость между вторыми инвариантами девиаторов напряжений и деформаций.
3. Зависимость предельной деформации бетона от вида напряженного состояния.
5. Сжимаемость бетона и эффект дилатации в области разрушения бетона.

Эти предпосылки явились следствием большого количества исследований Г.А. Гениева, В. Н. Киссюка, Г. А. Тюпина, Н. В. Ключевой и др. и являются минимальными требованиями, которым должна удовлетворять деформационная теория пластичности бетона.

Решение вопросов поведения сложной железобетонной конструкции с учетом изменений, происходящих в процессе нагружения, стало возможно с быстрым развитием средств вычислительной техники.

#### ***1.4. Использование конечно-элементной модели железобетона в расчете плосконапряженных конструкций***

Для задач анализа континуальных систем типа пластин и решения дифференциальных уравнений могут быть привлечены математические методы дискретизации, позволяющие свести задачу к решению дифференциальных уравнений в частных производных или к системе алгебраических уравнений. Сущность такого подхода в физическом смысле соответствует замене систем с бесконечным количеством степеней свободы системой с конечным числом степеней свободы, эквивалентной первой в энергетическом смысле.

.В практике проектирования в ряде случаев весьма эффективным до настоящего времени считается метод сеток, не только, как предшествующий



методу конечных элементов (МКЭ), но и как самостоятельный [44–46, 125 и др.].

Аналогия между решением плоской задачи теории упругости и пластичности по методу сеток и расчетом шарнирно-стержневой системы методами строительной механики, позволила применить метод сеток в том числе и для расчета многосвязных областей, – работы П. И. Сосиса, Л. Г. Дмитриева, А. С. Городецкого [44–46] и др. При этом, к условиям на контуре пластинки добавляются условия по линии фиктивных разрезов, для которых могут быть составлены уравнения совместности деформаций (равенства нулю взаимных углов поворота и перемещений).

Математическая сущность подхода к расчету конструкций на основе идеализации континуальной среды дискретными элементами была развит в методе конечных элементов (с привлечением специальных единичных функций и двух систем координат) которая в матричной форме записывается в виде [61, 137, 139]:

$$AX = P + F, \quad (1.1)$$

Наиболее распространенным МКЭ следует считать в форме метода перемещений, для которого матрица  $A$  имеет смысл матрицы реакции или жесткости системы, а  $X$  – матрица смещений,  $P$  – матрица силовых воздействий,  $F$  – матрица начальных усилий.

Конечные элементы (КЭ) соединяются между собой в точках или по линиям. Исходя из принципа виртуальной работы для каждого КЭ должно быть назначено возможное поле перемещений, описываемое аппроксимирующими полиномами-функциями формы [61, 137, 139] Напряженное состояние каждого КЭ – производная функции формы, или независимая функция.

Напряженное и деформированное состояние расчетной модели рассматривается как линейная комбинация состояний отдельных элементов системы, удовлетворяющая условиям совместности деформирования и равновесия.

К основным исследованиям в этом направлении, в области теории деформирования железобетона с трещинами, следует прежде всего отнести разработки Н. И. Карпенко и его последователей [68–71]

К первым исследованиям в этой области относятся работы Н.И.Карпенко, Крылова С. М. в соавторстве с А.А.Гвоздевым [37]. Дальнейшее развитие эта теория получила в работах [68, 70]. Следует отметить, что подобные исследования были бы невозможны без разработанной ранее В.И.Мурашевым [114] и развитой А.А.Гвоздевым, Я. М. Немировским и другими авторами теории расчета железобетонных стержневых элементов с учетом трещин [38, 41, 42, 117].

Теория Н.И.Карпенко базируется на модели расчета плоских железобетонных конструкции, плит и оболочек являющихся вначале нагружения нелинейно-упругими ортотропными телами, которые при дальнейшем увеличении нагрузки переходят в тела, пронизанные трещинами и рассматриваются как анизотропные.

При расчете реальных конструкций с учетом процесса трещинообразования автор [68, 70] выделяет 4 стадии ее работы: упругая без трещин; упругопластическая без трещин; упругая с трещинами (работа арматуры); упругопластическая с трещинами (учет развития пластических деформаций в арматуре).

На основании алгоритма расчета удалось получить теоретическую картину образования и развития трещин в процессе нагружения

В дальнейшем данная теория получила развитие в работах [46, 68–71 и др.]. Исходя из этой теории усилие образования трещин определялось:

$$N_{д.т.} = K_p R_{bt} h, \quad (1.2)$$

где  $K_p$  – коэффициент, учитывающий влияние  $\sigma_{\min}$  на уменьшение прочности бетона при одноосном растяжении;  $h$  – толщина элемента.

У Н.И.Карпенко система (1.1) принимает вид:

$$\{\varepsilon\} = [C]\{\sigma\}, \quad (1.3)$$

где  $[C]$  – матрица податливости.

Методика определения коэффициентов  $C_{ji}$  зависит от уровня напряженно-деформированного состояния конструкции, а также наличия трещин и приводится в работе [68].

Один из вариантов теории деформирования железобетона с трещинами получил развитие в работах А.С. Городецкого и Б.С. Здоренко [46 и др.]. Авторы при расчете балок-стенок с учетом образования трещин используют теорию анизотропных пластин. До образования трещин материал конструкции рассматривается как ортотропный с плоскостями симметрии параллельными ортогональному направлению арматуры. Связь между вектором напряжений и вектором деформаций принималась в виде:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -2\nu/(E_1 + E_2) & 0 \\ -2\nu/(E_1 + E_2) & 1/E_2 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(E_1 + E_2)}{4(1+\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} \quad (1.4)$$

где  $E_1 = \frac{1}{h}(E_{\delta x} h + E_{ax} f_{ax})$ ;  $E_2 = \frac{1}{h}(E_{\delta y} h + E_{ay} f_{ay})$ .

Модули деформаций  $E_{\delta x}$  и  $E_{\delta y}$  для бетона определялись по экспериментальной зависимости " $\sigma - \varepsilon$ " в зависимости от уровня достигнутых напряжений в бетоне, а модули  $E_{ax}$  и  $E_{ay}$  – по экспериментальным зависимостям для стали.

Закон деформирования бетона в области сжатия имел экспоненциальную зависимость, выраженную соотношением:

$$\sigma = R_b \cdot 1,1 \left( 1 - e^{-\frac{\sigma}{R_b}} \right). \quad (1.5)$$

После образования трещин при условии, что направление главных напряжений и главных деформаций совпадают и коэффициент Пуассона равен нулю, связь между напряжением и деформацией примет

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\}, \quad (1.6)$$

где коэффициенты матрицы упругости  $[D]$  находятся по следующим

формулам:

$$D_{11} = \alpha_1 \cos^4 \varphi + \alpha_2 \sin^4 \varphi; \quad D_{12} = (\alpha_1 + \alpha_2) \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi; \quad (1.7)$$

$$D_{13} = \alpha_1 \sin \varphi \cos^3 \varphi - \alpha_2 \sin^3 \varphi \cos \varphi; \quad D_{22} = \alpha_1 \sin^4 \varphi + \alpha_2 \cos^4 \varphi$$

$$D_{23} = \alpha_1 \sin^3 \varphi \cos \varphi - \alpha_2 \sin \varphi \cos^3 \varphi; \quad D_{33} = (\alpha_1 + \alpha_2) \sin^2 \varphi \cos^2 \varphi,$$

а входящие сюда коэффициенты имеют вид

$$\alpha_1 = \frac{E_1}{h}; \quad \alpha_2 = \frac{E_2}{h}; \quad E_1 = E_{ax1} \frac{1}{\psi_{a1}} f_{ax} \cos^3 \varphi + E_{ay1} \frac{1}{\psi_{a1}} f_{a1} \sin^3 \varphi;$$

$$E_2 = E \delta_2 h + E_{ax} f_{ax} \sin^3 \varphi + E_{ay} f_{ay} \cos^3 \varphi. \quad (1.8)$$

Следует подчеркнуть, что в этих соотношениях учитывается неравномерность деформаций арматуры между трещинами путем введения коэффициента  $\psi_{a1}$ . Эта методика успешно использовалась при расчете плит и балок-стенок [44, 46] и позволила получить результаты удовлетворительно согласующиеся с экспериментальными данными.

Перейдем теперь к исследованиям, которые при определении напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции используют сочетание метода конечных элементов и деформационной теории пластичности бетона и железобетона Г. А. Гениева [39]. Среди них нужно прежде всего отметить работы Г. Н. Брусенцова [31], А. И. Козачевского [81], А. С. Сахарова и Р. К. Боброва [139 и др.], С. Б. Косицына [96]. Остановимся более подробно на некоторых из них. Г.Н. Брусенцов [31], исходя из основных соотношений теории пластичности бетона и железобетона, предлагает при нарушении условия прочности в бетоне, учитывать возникновение трещин, направление которых совпадает с направлением действия  $\varepsilon_2$ . В этом случае матрица упругости железобетонного конечного элемента с трещиной запишется в виде:  $[D] = [D_\delta^{TP}] + [D_a]$ ,

$$[D_\delta^{TP}] = \begin{bmatrix} \cos^4 \varphi & \cos^2 \varphi \sin^2 \varphi & \cos^3 \varphi \sin \varphi \\ \cos^2 \varphi \sin^2 \varphi & \sin^4 \varphi & \sin^3 \varphi \cos \varphi \\ \cos^3 \varphi \sin \varphi & \sin^3 \varphi \cos \varphi & \cos \varphi \sin^2 \varphi \end{bmatrix} \quad (1.9)$$

$$[D_a] = \begin{bmatrix} E_{ax}\mu_x + E_0\psi(T)\delta & 0 & 0 \\ 0 & E_{ay}\mu_y + E_0\psi(T)\delta & 0 \\ 0 & 0 & \frac{E_0\psi(T)\delta}{1-\nu} + \sigma_{ax}\mu_x\sigma_{ay}\mu_y \end{bmatrix} \quad (1.10)$$

где  $\varphi$  – угол между нормалью к трещине и осью  $X$ .

При этом в работе [31] вводятся следующие предпосылки:

– предполагается совместность деформаций на протяжении всего периода работы в зоне сжатой арматуры и до момента появления трещин в зоне растянутой арматуры. С момента появления трещины частично нарушается сцепление арматуры с бетоном;

– после появления трещины бетон не работает на растяжение в направлении перпендикулярном трещине, но сопротивляется сдвигу (коэффициент  $\delta$ );

– после появления трещины жесткость арматуры частично увеличивается вследствие сцепления арматуры с бетоном. Влияние бетона на поведение арматуры прекращается с началом текучести арматуры;

– арматурная сталь ведет себя как линейно упругий материал пока выполняется условие:

$$\sigma_n = \sqrt{\sigma_a^2 + 3\tau_a^2}, \quad (1.11)$$

а затем как идеально пластический материал.

А. И. Козачевский [81] предлагает для нагружения, близкого к простому выражать зависимость объемной деформации  $\Theta$  и интенсивности деформаций сдвига  $T$  через секущие объемный  $K_s$  и сдвиговой  $\sigma_s$  модули:

$$\Theta = \frac{\sigma_0}{K_s}; \quad T = \frac{T}{G_s} \quad (1.12)$$

Эти модули в свою очередь являются функциями параметров нелинейности  $K_{ji}$  и определяются по зависимостям:

$$K_s = \frac{K_0 g_0 \sigma_0}{K_{11} g_0 \sigma_0 + K_{12} K_0 T}; \quad G_s = G_0 \frac{g_0 T}{K_{12} G_0 \sigma_0 + K_{22} g_0 T} \quad (1.13)$$

Параметры нелинейности  $K_{ji}$  представлены в виде степенных рядов в зависимости от постоянных коэффициентов, учитывающих характеристики материала.

Физические соотношения для бетонной среды автор приводит в виде, принятом в теории упругости, но с переменным секущим модулем  $E_s(\sigma_0, T)$ :

В отличие от [39], где  $\nu$  – постоянный и поперечные деформации за счет дилатации выражены в слагаемом  $g_0 T^2 / 3$ , здесь  $\nu_s$  является функцией интенсивности деформаций сдвига и средних напряжений.

Матрица упругости железобетонного плоского конечного элемента с трещиной в общей системе координат определяется выражением:

$$[D_{ЖБ}^P] = [D_{ЖБ}] - [D_B] + [D][\hat{D}_B^P][P]^T, \quad (1.14)$$

где  $[D_B]$  – матрица упругости неразрушенного бетонного конечного элемента;  $[D_{ЖБ}]$  – матрица упругости конечного элемента из железобетона с дисперсным армированием до образования трещин;  $[\hat{D}_B^P]$  – матрица упругости бетона конечного элемента с трещиной в местной системе координат, совпадающей с направлением  $\sigma_1$  и  $\sigma_2$ ;  $[P]$  – матрица конгруэнтного преобразования из местной системы координат в общую.

Неоднородный конечный элемент для расчета железобетонных конструкций был предложен А. Скорделисом, в которой предлагается моделировать конструкцию как состоящую из двух материалов – бетона и арматуры. Бетон моделируется плоскостными конечными элементами, а арматурные стержни – линейными. Впоследствии эта идея была развита С.Ф.Клованичем [77–79] В общем случае. неоднородными называются такие конечные элементы, у которых свойства материала по объему не одинаковы. Например, арматура в бетонном элементе, крупный заполнитель в вяжущем и т.д.

Различие свойств может быть вызвано, во-первых, физической нелинейностью задачи, когда напряжения и деформации по области элемента не постоянны, что обуславливает различные жесткостные характеристики в

различных точках внутри конечного элемента, во-вторых, в состав конечного элемента могут быть включены различные вставки из материала, обладающего отличными от основного материала свойствами.

Первый тип неоднородности назван деформационной неоднородностью, второй – конструктивной. Если учет деформационной неоднородности численно может быть осуществлен достаточно просто на этапе численного интегрирования при получении матриц элемента, когда свойства материала пересчитываются в каждой точке интегрирования, то второй тип неоднородности до сих пор учитывается весьма приближенно с помощью приведенных модулей.

В состав плоского изопараметрического элемента общего вида, содержащего  $n$  узлов, включен криволинейный гибкий стержень также общего вида с  $m$  узлами (рис. 1.4). При сопротивлении его растяжению – сжатию такой элемент вне состава элемента-матрицы является, в известной мере, условным, т.к., не обладая изгибной жесткостью, он при приложении растягивающих усилий просто бы выпрямился, а при сжатии – потерял бы устойчивость. Гибкий криволинейный стержневой элемент имеет смысл только тогда, когда он работает в упругой среде, роль которой выполняет элемент-матрица. При определении его жесткостных характеристик напряженно-деформированное состояние однозначно определяется его узловыми перемещениями.

Особенность перехода от узловых перемещений внешних узлов  $\{q\}$  к узловым перемещениям внутренних узлов  $\{\bar{q}\}$ . состоит в том, что внутренние узлы, принадлежащие арматурному элементу (или заполнителю), не являются независимыми и не участвуют в формировании степеней свободы элемента [77]. Этот переход осуществляется с помощью интерполяционных полиномов.

Для элемента определяются одномерные функции в местной нормированной системе координат  $-1 < \xi < 1$ , интерполирующие координаты и узловые перемещения как функции  $\bar{C}_k$ . Геометрия стержня описывается посредством этих функций:

$$x = \sum_{k=1}^m \bar{C}_k x_k; \quad y = \sum_{k=1}^m \bar{C}_k y_k, \quad (1.15)$$

где  $x_k, y_k$  – координаты узловых точек.

Перемещение  $\bar{k}$ -го узла элемента арматурного стрежня (или заполнителя) можно определяться с использованием интерполяционных функций для элемента-матрицы, в которые подставляются значения координат этого узла, т.е.

$$\{\bar{q}\}^{(k)} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_k \\ \bar{v}_k \end{Bmatrix} = \left[ \begin{array}{cc} C_1(\bar{x}_k, \bar{y}_k) & 0 \\ 0 & C_1(\bar{x}_k, \bar{y}_k) \end{array} \right] \cdots \left[ \begin{array}{cc} C_4(\bar{x}_k, \bar{y}_k) & 0 \\ 0 & C_4(\bar{x}_k, \bar{y}_k) \end{array} \right] \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \dots \\ u_4 \\ v_4 \end{Bmatrix}, \quad (1.16)$$

Располагая матрицей жесткости независимого стержневого элемента, строится его матрица жесткости в составе плоского изопараметрического элемента (рис. 1.4).

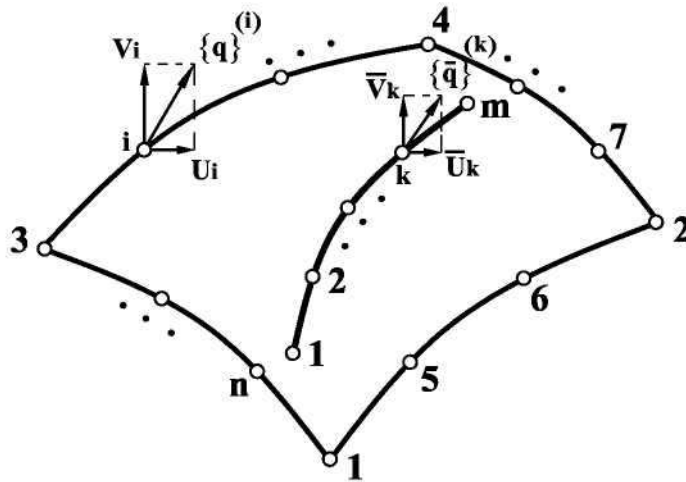


Рис. 1.4. Неоднородный плоский элемент общего вида

Для этого необходимо, помимо матрицы жесткости элемента-матрицы (плоского) и элемента-заполнителя (стержня), сформулировать связь между компонентами узловых перемещений неоднородного элемента, представленного вектором столбцом  $\{q\} = \{\{q\}^{(1)} \{q\}^{(2)} \dots \{q\}^{(l)} \dots \{q\}^{(n)}\}$ , и компонентами вектора столбца узловых перемещений стержня  $\{\bar{q}\}$  в



предположении, что они деформируются совместно.

Для построения прямоугольной матрицы  $[H]$ , размерностью  $m \times n$ , полагают, что порядок и число интерполяционных полиномов  $C_j(x, y)$ ,  $j=1, 2, \dots, n$ , определяются  $n$  порядком плоского элемента.

Тогда с помощью этих полиномов нетрудно установить перемещения точек, совпадающих с узлами стержней. Принятые условия совместности позволяют записать следующие выражения для узловых перемещений  $k$ -го узла стержня

$$\bar{u}_k = \bar{q}_1^{(k)} = \sum_{j=1}^n C_j(\bar{x}_k, \bar{y}_k) u_j; \quad \bar{v}_k = \bar{q}_2^{(k)} = \sum_{j=1}^n C_j(\bar{x}_k, \bar{y}_k) v_j, \quad (1.17)$$

В итоге имеем, что в основу конечно-элементной модели железобетона положен неоднородный конечный элемент (рис. 1.4), жесткость которого представляется в виде суммы жесткостей «матрицы» (в данном случае бетона) и «заполнителей» (арматурных стержней)

$$[K]_i = [K_b] + \sum [K_s] = \int [B]^T [D_b] [B] dv + \sum_s [H]_s^T [K_s] [H]_s, \quad (1.18)$$

где  $[D_b]$  – матрица механических характеристик бетона;

$$[K_s] = E_s A_s \int_{-1}^1 [\bar{B}]^T [B] ad\xi - \text{матрица жесткости } s\text{-го стержня в составе}$$

неоднородного элемента;

$E_s, A_s$  – модуль деформации и площадь поперечного сечения  $s$ -го арматурного стержня.

Нелинейная матрица  $[D_b]$ , равная упруго-пластической матрице, определяется по теории течения и по сути своей является касательной матрицей, связывающей приращения деформаций и напряжений, т.е.

$$\{d\sigma_b\} = [D_b] \{d\varepsilon_b\}. \quad (1.19)$$

При таком подходе и матрица жесткости элемента будет касательной (инкрементальной) матрицей жесткости, то есть уравнение равновесия  $i$ -го конечного элемента будет выглядеть следующим образом

$$\{\Delta R\}_i = [K]_i \{\Delta q\}_i, \quad (1.20)$$

Объединяя элементы в систему, разрешающие уравнения МКЭ формулируются в приращениях

$$\{\Delta P\} = [K]\{\Delta q\}, \quad (1.21)$$

где  $[K]$  – касательная (инкрементальная) матрица жесткости системы.

При этом свойства арматуры в этой матрице будут определяться исключительно модулем деформации арматурного стержня.

В настоящее время методам расчета плосконапряженных железобетонных конструкций и, в частности, бескаркасных зданий жесткой конструктивной схемы посвящено большое количество теоретических и экспериментальных работ украинских и зарубежных авторов [13, 44–46, 53, 81, 97, 102, 129, 161, 162, 164–184]. Прежде всего следует отметить школу, возглавляемую П.Ф. Дроздовым [53 и др.], работы В.И. Лишак а [102 м др.], работы, выполненные под руководством С.Н. Клепикова. [75 и др.].

При увеличении нагрузки на здание происходит разрушение бетона стыковых соединений, появляются сдвиги и раскрытие стыков, перекосы панелей и трещины в них. Проблема сопротивления стен сдвиговым деформациям особенно актуальна в условиях строительства на подрабатываемых и просадочных территориях.

Бескаркасные здания, предназначенные для строительства в районах со сложными инженерно-геологическими условиями, обычно проектируется с усиленной фундаментно-подвальной частью. Жесткостные параметры ее могут существенно отличаться от жесткости верхнего строения [75]. Кроме того в процессе развития неравномерных оседаний основания, в вертикальных стыковых соединениях необходимо учитывать возможность изменения коэффициента жесткости стыкового соединения

Выделенный из здания фрагмент примыкания поперечной стены к продольной представляет собой составную систему, состоящую из двух стержней со ступенчатым изменением их жесткостных характеристик, податливыми связями сдвига и абсолютно жесткими поперечными связями.

Многие выстроенные здания имеют многочисленные трещины в

панелях и в стыках, возникших из-за ошибок допущенных в технологии изготовления сборных элементов, из-за температурно-усадочных деформаций в материалах, неравномерных осадок оснований неучета действительного переменного характера силовых воздействий и других причин.

При наличии трещин, определение действительной жесткости несущей железобетонной стеновой панели становится весьма проблематично. Учитывая, что на долю стеновых панелей приходится более 40% общего его объема железобетона, а восстановительный ремонт и заделка трещин в стенах панельных домов представляет сложную и дорогостоящую задачу, то для практических целей рациональный подход к армированию этих конструкций, а следовательно изучение их работы приобретает актуальное значение.

Тем не менее, до настоящего времени в действующих строительных нормах по проектированию [25] отсутствуют конкретные рекомендации по армированию панельных конструкций.

### ***1.5. Расчетные модели железобетонных конструкций, принципы их аппроксимации и моделирование трещин с использованием программных комплексов***

Для численных исследований сложных строительных конструкций и сооружений следует применять программные комплексы общего назначения, в которых уже предопределен набор типов расчетных элементов, выбор которых и способ объединения для аппроксимации работы строительной конструкции зависят от инженера-исследователя, исходящего из *принципов*:

I – расчетная схема сооружения должна назначаться в соответствии со схемой деформирования или разрушения сооружения, подтвержденных строительной практикой;

II – поскольку расчетная схема – аналог механической модели сооружения, в нее вводятся упрощающие гипотезы, позволяющие выделить определяющие факторы, влияющие на работу конструкции (рассчитываемая

конструкция находится в менее благоприятных по сравнению с действительностью условиях, кроме того, учитывается требование экономической целесообразности проектируемой конструкции);

III – для расчета некоторых конструктивных элементов или их систем целесообразно иметь несколько расчетных схем, каждая из которых имеет область применения;

IV – здания и сооружения рассматриваются как сложные информационно-цифровые системы; в которых содержание числовых массивов, однозначно соответствует расчетной модели с соответствующей системой логических связей между массивами.

Ввиду того, что здания каркасные или с несущими стенами,- массовые конструкции строительства, отдельные конструктивные элементы этих несущих систем рекомендуется рассматривать с точки зрения их аппроксимации расчетными элементами моделируя:

– ригели или другие элементы со сложной формой поперечного сечения, кроме стержневых, – набором плоских КЭ, причем потребность в этом возникает при необходимости получения более подробной картины напряженного состояния, а также учета действительных размеров их поперечного сечения; основные габаритные размеры принимаются по исходному поперечному сечению, а толщина КЭ – из решения системы уравнений; (здесь, в качестве примера рассмотрим плоскостные конструкции – стеновые панели (рис. 1.5), где плоскостные элементы – панели стен, пола и потолка - задаются как совокупности прямоугольных плоско-напряженных КЭ с приведенными характеристиками: коэффициент Пуассона  $\nu$ , модуль упругости  $E$  и толщина  $t$ .; соединения ограждающих стеновых панелей с элементами каркаса аппроксимированы в расчетной схеме контактными элементами с неизвестными жесткостями на сдвиг –  $K_\tau$ , и на растяжение-сжатие  $K_\sigma$  (рис. 1.5);

– эквивалентные системы, когда часть сложной системы необходимо заменить более простой, равнозначной конструкцией (обычно это связано с

необходимостью понизить мерность фрагмента или всей конструкции),

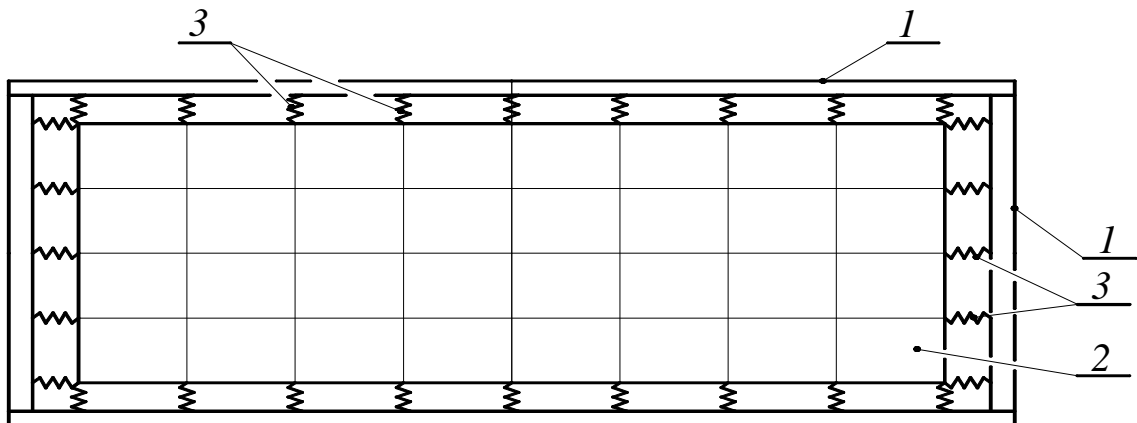


Рис. 1.5. Расчетная схема стены:

1 – каркас – стержневые элементы; 2 – ограждающая конструкция – плоские КЭ; 3 – связь – контактные элементы

например, составной конструкцию инвентарного здания, состоящего из сборных плит основания и металлического каркаса, в которой плиты основания, представляются как трехслойная конструкция - верхние гладкие и нижние ребристые соединены пространственными арматурными каркасами, а примыкание друг к другу и сопряжение с каркасом – точечное согласно рис. 1.6), – моделью двух однослойных плит, имеющих общие узлы и две группы независимых характеристик:  $E_H, t_H, \mu$  – характеристик изгибаемой плиты;  $E_P, t_P, \mu$  – характеристики плиты в плоском напряженном состоянии (каждая из них может быть получена из условия эквивалентности трехслойной плиты при расчете на соответствующие виды воздействий), а также когда в расчетных схемах зданий встречаются включения типа ядер или диафрагм жесткости сложной конструктивной формы – сложной моделью, состоящей из большого количества конечных элементов (диафрагма представлена в виде рамной системы; жесткости элементов  $b_p$ , которой могут быть определены расчетом диафрагмы с помощью подробной схемы на воздействие горизонтальной силы  $P$  единичной величины с определением значений горизонтального смещения  $\Delta_H$  верхнего сечения, дополненного расчетом рамы на действие силы  $P$  с определением  $\Delta_H$  при различных соотношениях

жесткостей колонн и ригелей (рис. 1.7);

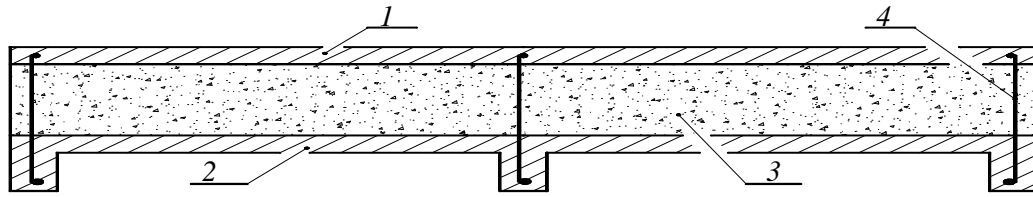


Рис. 1.6. Поперечное сечение трехслойной плиты: 1, 2 – соответственно верхняя и нижняя плита; 3 – утеплитель; 4 – арматурный каркас

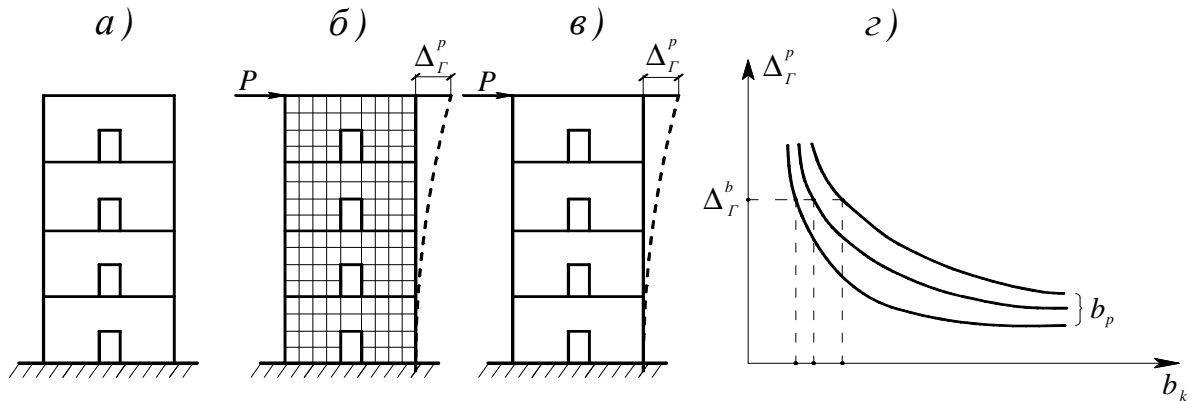


Рис. 1.7. К расчету диафрагм: а) – диафрагма; б) – подробная расчетная схема; в) – рамная расчетная схема; г) – график перемещений рамы

– варианты модели, когда встречаются конструктивные схемы, обладающие слабой нерегулярностью (структура системы регулярна за исключением некоторых локальных особенностей: регулярно и нерегулярно расположенные проемы, отдельные элементы повышенной и пониженной жесткости по сравнению со всей системой, необходимость расчета нескольких вариантов однотипных систем, отличающихся локальными особенностями), – кодированием расчетной схемы для всей системы без учета нерегулярных элементов (рис. 1.8), которые записываются как дополнительная информация по отношению к основной (при наличии проемов они могут быть описаны как расчетные элементы с отрицательными значениями толщины или модуля упругости, равными положительным значениям этих параметров, использованных при описании регулярной системы; при таком способе описания расчетной модели возможно появление узлов расчетной схемы, к которым присоединены расчетные элементы с нулевой жесткостью и которые

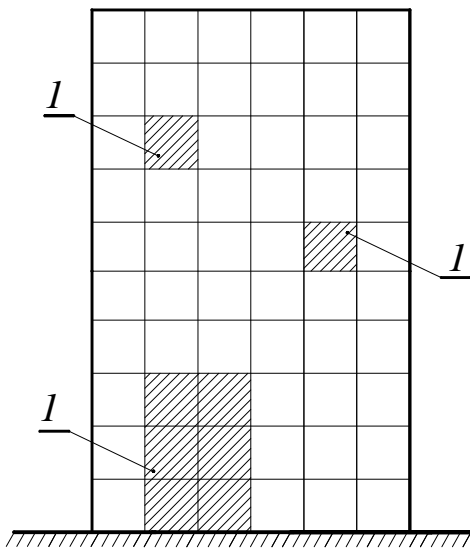


Рис. 1.8. Система с нарушенной регулярностью: 1 – проемы

необходимо закрепить, в пространстве от возможных смещений; для расчетных элементов, отличающихся по характеристикам жесткости, достаточно ввести в схему дополнительные элементы с тем, чтобы суммарное значение жесткости равнялось заданному, при этом действительное значение усилий необходимо определять как суммарное в исходной системе и добавочных элементах).

Среди различных видов проявления нелинейности в железобетонной конструкции особое внимание уделяется процессу трещинообразования, так как, по их мнению, этот фактор оказывается весьма существенным при учете нелинейной работы, а также является главной причиной перераспределения усилий в конструкции [24, 151, 172, 174]. До образования трещин железобетон рассматривается как однородный изотропный материал и описывается хорошо известными соотношениями теории упругости. После их образования возникает неотложная необходимость в их моделировании.

*Моделирование трещин с использованием дискретизация бетона и арматуры в конечном элементе (модель Скорделиса - Клованича).* Неоднородный конечный элемент для расчета железобетонных конструкций разработанный Скорделисом – Клованичем, в котором взаимодействие бетона и арматуры осуществлялось в узлах, таким образом, что трещинообразование приводит к нарушению их совместной работы в узле и к нарушению совместности деформаций на межэлементных границах.

Подобный подход к моделированию железобетонной конструкции описывается в работах [161, 162, 164, 166, 170, 171, 174–178, 182 и др.].

Для дискретизации: железобетонной конструкции были предложены три типа конечных элементов: моделирующих бетон, арматуру, а также

связевые элементы, моделирующие сцепление между арматурой и бетоном (рис.1.9).

Железобетон описывается либо плоскостными элементами для плоского напряженно-деформированного состояния или изгибными плоскими или тонкими пологими элементами в зависимости от вида решаемой задачи. Эти элементы отличались своей формой, интерполяционными функциями деформаций или напряжений, количеством неизвестных в узлах и методами интегрирования по площади элемента. Если свойства материала конструкции изменяются по толщине элемента, например в случае трещинообразования в задаче изгиба, то используют расчленение элемента на слои различной жесткости.

Арматура описывается либо одномерными элементами для каждого арматурного стержня, либо как "размазанная" вдоль слоя бетона, если используется армирование сетками.

Сцепление арматуры с бетоном моделируется одномерными или двумерными связевыми элементами между узлами арматурного и бетонного элементов или как контактные элементы. Предпочтение чаще отдается контактными элементами, так как по сравнению со связевыми они более отчетливо моделируют сцепление а такие более соответствуют по своей форме арматурным и бетонным элементам.

Процесс трещинообразования также рассматривается двояко: распространение одной трещины вдоль границ элементов, или как область трещин по площади конечного элемента (рис.1.10).

Недостатки расчета по первому случаю заключаются в том, что трещинообразование приводит к необходимости перенумерации сетки конечных элементов, в то время как учет трещинообразования по области конечного элемента приводит лишь к изменению свойств материала данного элемента без изменения топологии системы. В растрескавшемся железобетоне принимается, что бетон не воспринимает усилия, перпендикулярные (нормальные) к трещине, в то время как касательные (сдвигающие) усилия



воспринимаются поверхностью бетона между трещиной и арматурой и учитываются путем снижения сдвиговой жесткости бетона.

В аналитической модели конструкции арматура может учитываться как равномерно распределенная по сечению всего элемента и количественно оценивается по ее процентному содержанию. Подобный подход авторы предлагают применять и к процессу трещинообразования, предполагая, что о возникновении одной трещины в конкретном конечном элементе, данный элемент становится пронизанным системой параллельных трещин.

Работа арматуры предполагалась идеально-упругопластической, работа бетона – упругой до момента наступления предела трещинообразования. Критерием трещинообразования в железобетоне служило достижение в точке максимума главных напряжений. В полярной системе координат  $r, z, \theta$  направление нормали к трещине можно было определить по соотношению:

$$\alpha = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} [2\sigma_{rz} / (\sigma_{rr} - \sigma_{zz})]. \quad (1.22)$$

Существенным является и тот факт, что трещины в местах максимальных напряжений образуются не мгновенно, а распространяются и формируются постепенно, таким образом, что напряжения, нормальные к поверхности трещины, уменьшаются до нуля в функции времени. Кроме того, в расчете учитывается работа бетона на сдвиг в направлении, параллельном трещине путем введения в матрицу упругости коэффициента  $\beta$ . И несмотря на то, что величина  $\beta$  принимается постоянной и равной 0,5, авторам удалось подучить удовлетворительные результаты при статическом нагружении. Однако авторы [166] оставляют открытым вопрос учета нелинейности диаграммы "напряжение-деформация" до момента образования трещин в бетоне, хотя и отмечают, что это привело бы к более точному прогнозированию самого процесса трещинообразования.

*Эндокринная» теория моделирования трещин(модель Бажанта).* Такого недостатка лишены исследования, основанные на использовании так называемой "эндокринной теории" [160 и др.] к исследованию работы

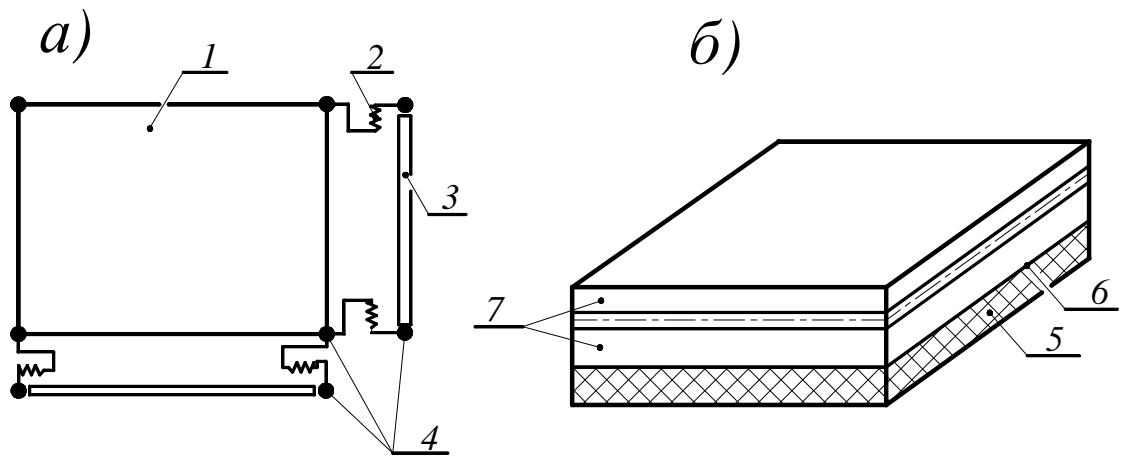


Рис.1.9. Дискретизация бетона и арматуры конечными элементами: *а)* – для случая плоского напряженного состояния; *б)* – для случая изгиба из плоскости

1 – двумерный железобетонный КЭ; 2 – одномерный связевой элемент, моделирующий сцепление арматуры и бетона; 3 – одномерный элемент, моделирующий арматуру; 4 – узлы; 5 – распределенный слой арматуры; 6 – контактный элемент "сцепления"; 7 – слой бетона

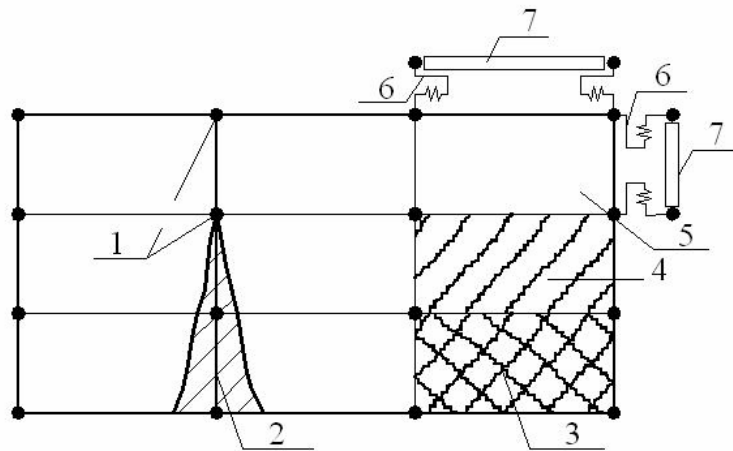


Рис. 1.10. Дискретизация бетона и арматуры в конечном элементе и развитие трещин в железобетоне:

1 – узлы системы; 2 – трещина вдоль межэлементной границы; 3 – элемент с системой пересекающихся трещин; 4 – элемент с системой непересекающихся трещин; 5 – двумерный железобетонный конечный элемент; 6 – одномерный связевой элемент, моделирующий сцепление арматуры и бетона; 7 – одномерный элемент, моделирующий арматуру железобетонных конструкций. Впервые этот подход к решению нелинейных

задач применяя К. Валенис и описал в 1971 году. З. Бажант [160] расширил эту теорию на расчет железобетонных двумерных и трехмерных конструкций.

Сущность данной теории заключается в том, что при оценке напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции работа бетонной составляющей описывается так называемой кривой пластичности без площадки текучести. Другими словами, принимается криволинейная диаграмма деформирования материала вплоть до момента образования трещин. Для арматуры принимается упругопластический с линейным упрочнением закон деформирования материала.

Физические соотношения для бетона в условиях плоского напряженного состояния авторы приводят в инкрементной форме:

$$\{\Delta\sigma'\} + \{\Delta\sigma^p\} = [D]\{\Delta\varepsilon\}, \quad (1.23)$$

где:  $\{\Delta\sigma'\} + \{\Delta\sigma^p\}$  - полное приращение напряжений;  $\{\Delta\sigma^p\}$  - вектор пластической составляющей приращений напряжений в соответствии с эндокринной теорией;  $[D]$  - матрица упругости, определяемая в зависимости от текущего уровня напряженно-деформированного состояния.

В подходе, описанном авторам [160], учитывается снижение жесткости материала бетона за счет образования и развитая трещин. Трещины образуются в точках интегрирования, где компонента главных деформаций или напряжений достигли своих предельных значений  $\varepsilon_{\max}$  и  $f_t'$  соответственно, т.е. трещина образуется по нормали к главной деформации (напряжению), когда  $\varepsilon_1 \geq \varepsilon_{\max}$  или  $\sigma_1 \geq f_t'$ .

После образования трещины матрица упругости, записанная в системе координат, где ось  $X$  совпадает с направлением нормали к трещине, будет иметь следующий вид:

$$[D_{lc}] = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & \left( D_{22} - \frac{D_{12}}{D_{11}} \right) & 0 \\ 0 & 0 & \alpha D_{33} \end{bmatrix} \quad (1.24)$$

Здесь величина  $\alpha$  имеет ту же природу, что и  $\beta$  в работах школы Ю. И.

Немчинова [118 и др.] и учитывает работу железобетона на сдвиг. Фактически эта величина зависит от ширины раскрытия трещин, относительной величины смещения полос бетона между трещинами, а также количества арматуры.

Для конечно-элементной идеализации конструкции так же как и в [113]: используются изопараметрические конечные элементы.

*Моделирование трещин с использованием изопараметрических конечных элементов.* В отличие от предыдущих исследователей, Хансен Е., Вильям К., Карол И. [164], Хейродин А., Надерпур Х. [166], Петерсен Дж. [175] при решении осесимметричной задачи используют изопараметрические конечные элементы.

Авторы отдают предпочтение этим элементам вследствие их удачного моделирования процесса трещинообразования. При этом для конечноэлементной идеализации арматуры и бетона попользуются специально разработанные точечные, стержневые и мембранные конечные элементы. Изопараметрические элементы как правило имеют сложную форму и потому высокий порядок степеней свободы, однако их преимуществом является то, что при дискретизации конструкции их требуется относительно немного. Таким образом, располагая данными о материале конструкции и местах расположения арматурных стержней, можно, по мнению авторов [149], получить более точные данные об уровне напряженно-деформированного состояния конструкции при данной нагрузке. По этой причине данный подход они считают предпочтительнее того, при котором используются конечные элементы с "однородной эквивалентной " массой железобетона.

*Моделирование сингулярного характера распределения напряжений и деформаций в окрестности вершины трещи .(модель Е. Н. Морозова).* Усовершенствование этого подхода, при моделировании сингулярного характера распределения напряжений и деформаций в окрестности вершины трещины, выполнено Е. Н. Морозовым [113].

Из теоретических решений механики разрушения известно, что напряжения и деформации в непосредственной близости от вершны острой

трещины пропорциональны  $K/\sqrt{r}$ , где  $K$  — коэффициент интенсивности напряжений,  $r$  — расстояние данной точки от вершины. Очевидно, что при определении коэффициентов интенсивности напряжений с помощью МКЭ результат будет тем точнее, чем лучше будет смоделировано поле напряжений и деформаций в окрестности вертлявы трещины. Поскольку обычные конечные элементы строят на основе представления поля перемещений с помощью полинома с целыми степенями, то такое моделирование сильно затрудняется.

Для преодоления этого затруднения многие авторы применяли сильное сгущению сетки элементов у вершины трещины [44, 125, 162, 165, 166, 175, 176, 182 и др.]. Такой прием приводит к необходимости подходящей дополнительной программы автоматического построения сетки и существенному увеличению матрицы системы.

Избежать таких громоздких вычислений позволяет введение в сетку одного или нескольких специальных элементов, моделирующих сингулярность напряжений. Специальными эти элементы наливаются потому, что при вычислении матрицы жесткости в них задаются отличные от обычных функции перемещений, которые содержат член, пропорциональный  $\sqrt{r}$ . В этом направлении многими исследователями был проделан значительный объем работы. Было предложено большое количество различных видов конечных элементов (например, [162, 165, 166, 175, 176, 182 и др.]). Типичными недостатками этих элементов является либо несовместность с обычными элементами, либо неспособность отображать перемещение тела как целого. Неудобно также то, что для вычисления матриц жесткости таких элементов необходимо иметь отдельную подпрограмму.

Предложено промежуточный узел изопараметрического квадратичного элемента переместить, сдвинув его на четверть длины стороны по направлению к вершине трещины. Тогда распределение перемещений вдоль этой стороны может быть описано выражением

$$u_i = C_1 + C_2\sqrt{r} + C_3r, \quad (1.25)$$

где  $r$  – координата, отсчитываемая от вершины трещины,  $C_1, C_2, C_3$  — независимые константы. Очевидно, что такая функция перемещений правильно моделирует поле в окрестности вершины. Для моделирования сингулярного характера распределения напряжений у вершины трещины в области, занимаемой данным элементом, необходимо сдвинуть промежуточные узлы на сторонах, примыкающих к вершине (рис. 1.11). При этом в вершине трещины определитель матрицы Якоби становится равным нулю. Однако, поскольку при интегрировании обращение этой матрицы производится в точках внутри элемента, то это позволяет не вносить никаких изменений в алгоритм. Отмечено, что вырожденные в треугольник квадратичные элементы со сдвинутыми узлами (рис. 1.11, б) дают лучшие результаты, чем такие же четырехугольные элементы.

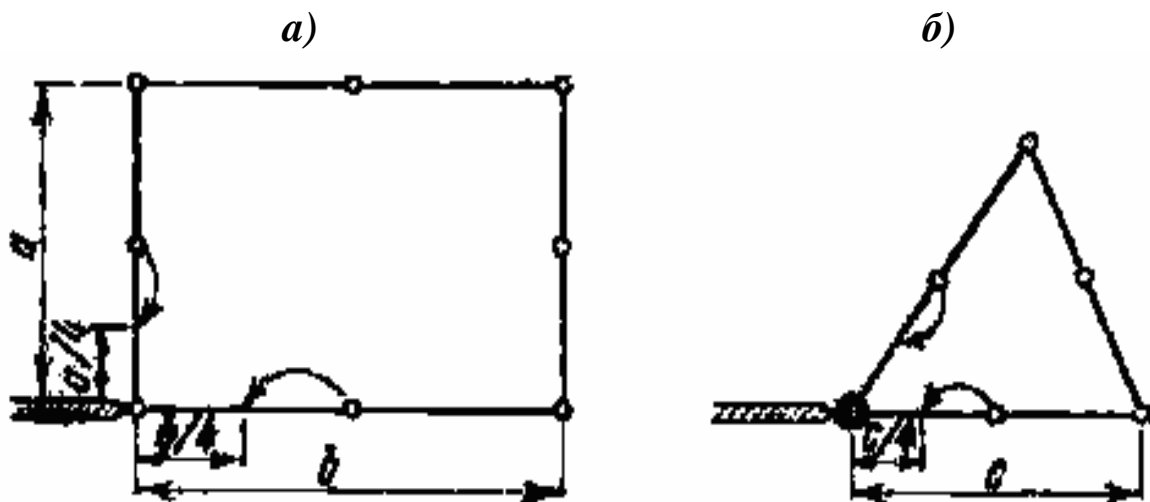


Рис. 1.11. Сдвиг узлов на четверть длины стороны для моделирования сингулярности напряжений в вершине трещины: *а* - квадратичный четырехугольный элемент, *б* - квадратичный вырожденный элемент

Сконструированные таким образом сингулярные элементы обладают следующими положительными свойствами: они полностью совместны с обычными квадратичными элементами, отражают смещение тела как целого, для них остаются справедливыми теоремы о сходимости решения к точному для обычных элементов, для вычисления матриц жесткости сингулярных элементов не требуется каких-либо специальных подпрограмм.

*Моделирование трещины в методе конечных элементов с помощью эквивалентного упругого шарнира (модель В.М. Остаховича).* В работе [172] для учета влияния трещины на упругую податливость стержня использовано понятие эквивалентного упругого шарнира. (рис. 1.12)

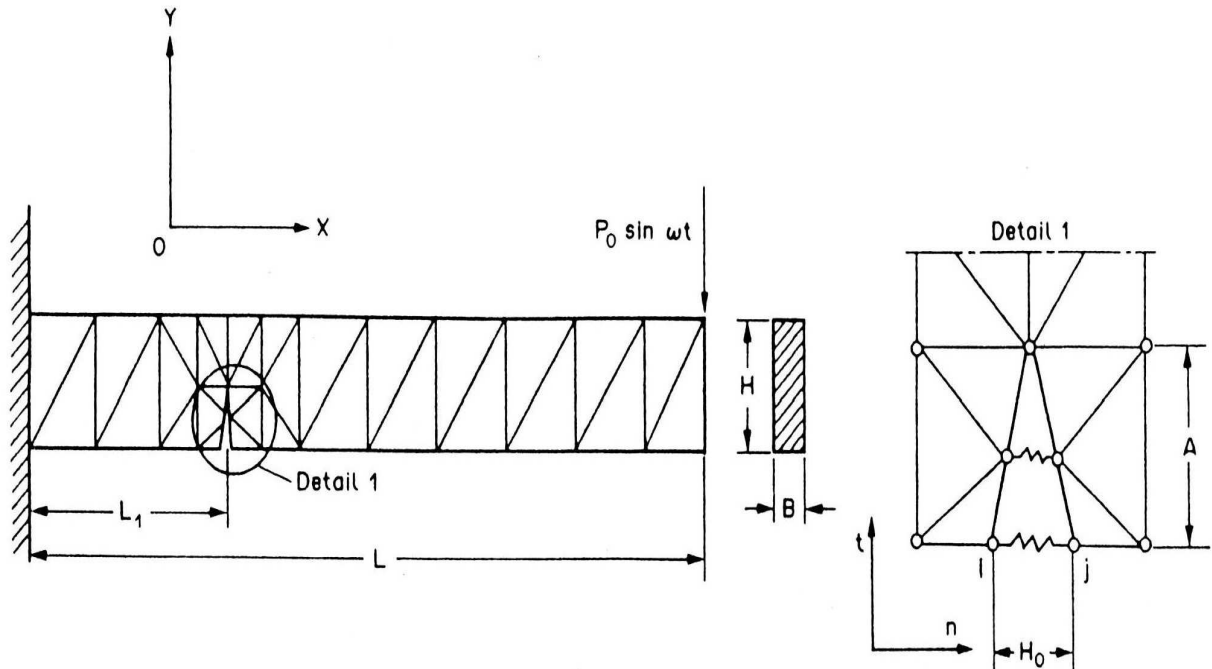


Рис. 1.12. Моделирование трещины в методе конечных элементов с помощью эквивалентного упругого шарнира

На основе применения данной модели предложена методика расчета на прочность и жесткость стержневых систем с трещинами методом конечных элементов.

Конечно-элементная модель рассматривает смыкание и размыкание «берегов» трещины как плавный процесс постепенного изменения изгибной жесткости в зоне трещины. В то же время в действительности, жесткость дефектного сечения при смыкании-размыкании «берегов» трещины изменяется мгновенно на конечную величину.

*Кусочно-линейная модель трещин (модель С. Л. Цыфанского).* Моделирование трещины разрезом, также принятое в механике разрушения, позволяет решить ряд весьма важных задач: определить напряженно-деформированное состояние в окрестности образовавшейся

трещины, оценить степень концентрации напряжений у ее вершины и на этой основе спрогнозировать кинетику дальнейшего роста повреждения при заданном нагружении элемента конструкции. Таким образом, методы анализа, используемые в механике разрушения, преимущественно направлены не на обнаружение (диагностику) трещин, а на оценку поврежденной конструкции.

Вместе с тем возможности применения модели трещины в виде разреза для разработки методов и средств весьма ограничены из-за неполного отображения данной моделью физических процессов, происходящих при динамическом нагружении трещины.

Учет динамических эффектов, возникающих вследствие периодических схлопываний «берегов» трещины под действием тестовой гармонической силы, приводит к кусочно-линейной модели повреждения (трещины), впервые предложенной С. Цыфанским и его учениками [151].

Сущность данной модели проиллюстрируем на примере стержня с трещиной, совершающего изгибные колебания.

На рис. 1.13 показаны различные варианты взаимного расположения «берегов» усталостной трещины при изгибе горизонтального консольно закрепленного стержня (плоскость трещины во всех случаях ориентирована перпендикулярно продольной оси недеформированного стержня). Если трещина расположена сверху, то под действием собственного веса ее «берега» будут предварительно разомкнуты (см. рис. 1.13, *а*).

Изгибная жесткость поврежденного сечения  $EI_j$  в этом случае будет меньше жесткости  $EI_0$  целого сечения. В свою очередь, если трещина расположена снизу, то ее «берега» изначально будут плотно сомкнуты (см. рис. 1.13, *б*), а изгибная жесткость дефектного сечения  $EI_d$  совпадет с жесткостью  $EI_0$  неповрежденного стержня. В отдельных случаях (диагностируемый стержень установлен вертикально; собственный вес стержня пренебрежимо мал) возможен и промежуточный вариант, когда в зоне трещины отсутствуют предварительные сжимающие или растягивающие



напряжения. «Берега» трещины в этом случае хоть сомкнуты, но не оказывают друг на друга взаимного силового воздействия.

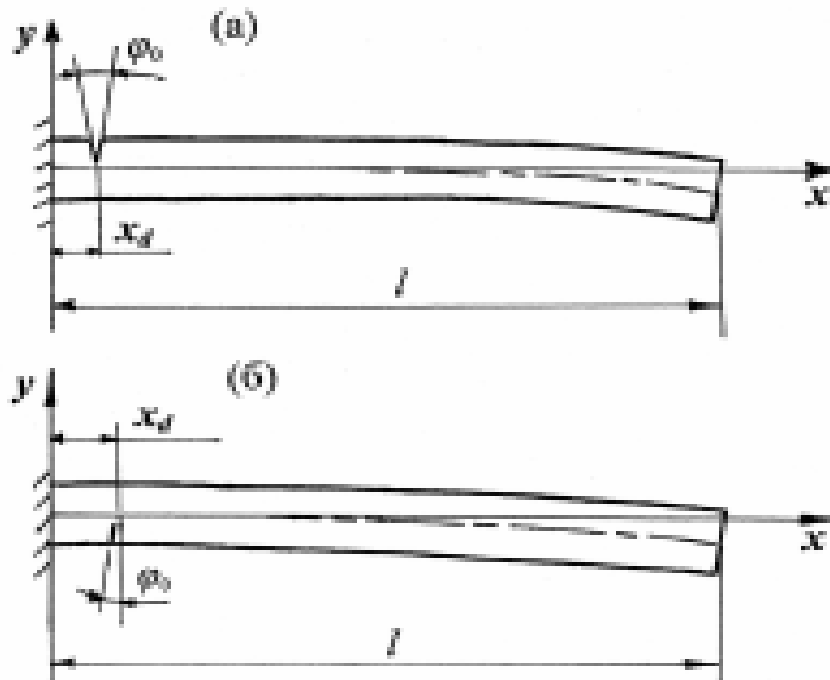


Рис. 1.13. Различные варианты взаимного расположения «берегов» поперечной усталостной трещины в стержне: *а* – «берега» трещины предварительно разомкнуты; *б* – «берега» трещины предварительно плотно сомкнуты

Модель позволяет реализовывать также случай, когда «берега» трещины не оказывают друг на друга предварительного силового воздействия

Взаимодействие «берегов» трещины при динамическом нагружении, как показано в [113], является «хрупким» (даже в случае применения материалов, при статическом нагружении разрушающихся вязко). Поэтому деформациями «берегов» периодически смыкающейся–размыкающейся трещины можно пренебречь, представив ее математическую модель в виде кусочно-линейной (билинейной) зависимостигибающего момента  $M$  от угла поворота дефектного сечения  $\varphi = du/dx$ . Причем, в зависимости от местарасположения трещины и ее предварительного напряженного состояния, упругая характеристика  $M=f(\varphi)$  дефектной зоны может быть жесткой (см. рис. 1.14, *а*; трещина расположена сверху), мягкой (см. рис. 1.14, *б*; трещина

расположена снизу) или иметь излом вначале координат (см. рис. 1.14, в; трещина предварительно не нагружена).

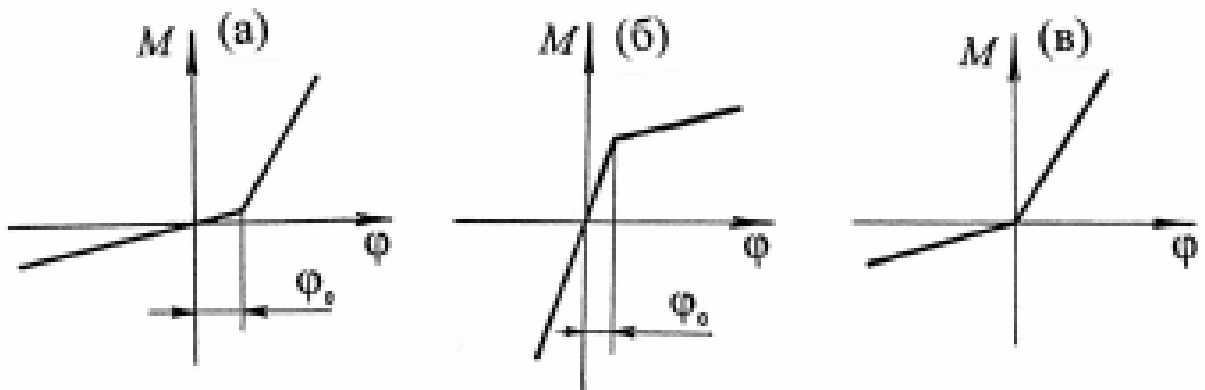


Рис. 1.14. Различные варианты упругой характеристики дефектного сечения при изгибе стержня: (а) трещина предварительно раскрыта; (б) трещина предварительно сжата; (в) трещина предварительно не нагружена

*Моделирование трещин с помощью дополнительных конечных элементов (ДКЭ) (Модель трещины С. М. Ермаковой.)* Моделирование трещин с помощью дополнительных конечных элементов (ДКЭ) предложено С. М. Ермаковой [54–56 и др.].

Здесь для симметрично нагруженной сосредоточенными силами бетонной балки, армированной стержневой арматурой, ее исходная расчетная схема состоит из двух типов конечных элементов: треугольных конечных элементов балки-стенки и связующих элементов (рис. 1.15). Первый тип использовался для моделирования бетона и дискретно расположенной арматуры, а второй – для моделирования сцепления между ними.

В предлагаемом способе моделирования трещины используется идеальная модель разрушения по нормальному сечению и отличие от исходной расчетной модели заключается в том, что часть горизонтальных связей бетонных конечных элементов на оси симметрии отсутствует. Эти горизонтальные связи остаются только на высоте сжатой зоны сечения.

В случае разрушения по наклонному сечению, используется другая идеальная модель разрушения (рис 1.15, а). При этом отличие от исходной

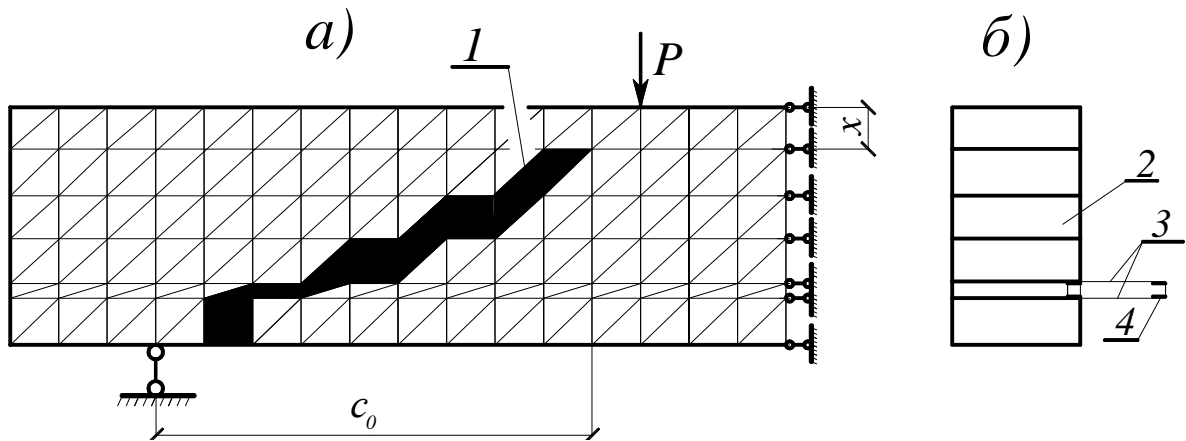


Рис. 1.15. Моделирование трещин с помощью ДКЭ:

1 – конечный элемент (КЭ), свойства которых должны быть изменены с помощью дополнительных конечных элементов (ДКЭ); 2 – КЭ для моделирования бетона; 3 – связующий КЭ; 4 – КЭ для моделирования арматуры

расчетной модели заключается в наличие разрывов между конечными элементами бетона по линии развития трещины, имеющей горизонтальную проекцию  $c_0$ , а также введением дополнительных связующих элементов в места пересечения этой трещины арматурой (рис. 1.15).

Более того в предлагаемом способе моделирования трещин используются дополнительные конечные элементы (ДКЭ), которые позволяют обойтись без изменения внешних параметров исходной расчетной схемы. Каждый из дополнительных конечных элементов (ДКЭ), предназначен для описания достигнутой основным элементом стадии его предельного состояния [54].

В первом случае при моделировании нормальной трещины с помощью ДКЭ должны быть изменены свойства основных КЭ, расположенных по оси симметрии балки ниже высоты сжатой зоны сечения  $x$ . Во втором случае при моделировании наклонной трещины (рис. 1.15, а) должны быть изменены свойства КЭ, расположенных вдоль наклонной трещины.

*Компьютерная реализация.* Расчет конструкций по предельным состояниям с помощью МКЭ и МДКЭ можно осуществить двумя путями.

Первый связан с детальной переработкой алгоритмов, заложенных в ранее созданные для расчета конструкций с помощью классической последовательности решения задачи МКЭ. Этот путь очень сложен и длителен [55].

Второй путь состоит в использовании уже существующих программ. Он требует от расчетчика постепенного изменения расчетной схемы в соответствии с достигнутой к данному моменту нагружения стадии предельного состояния рассматриваемой конструкции. Безусловно, это очень трудоемко. В то же время второй путь открывает возможность для достаточно простого решения, которым можно воспользоваться на начальном этапе работы.

Это решение заключается в расчете конструкций в два шага расчета. На первом шаге анализируется работа конструкции с помощью исходной расчетной схемы, а на втором расчет ведется по другой расчетной схеме, соответствующей идеальной модели разрушения. Трудность в данном случае заключается в получении идеальной модели разрушения конструкции до начала второго шага решения задачи.

В заключение подчеркнем, что принципиальные отличия между конечно-элементной и кусочно-линейной моделями трещины заключаются в следующем.

1) Конечно-элементная модель рассматривает смыкание и размыкание «берегов» трещины как плавный процесс постепенного изменения изгибной жесткости в зоне трещины. В то же время, согласно рассмотренной выше кусочно-линейной модели, жесткость дефектного сечения (с трещиной) при смыкании-размыкании «берегов» трещины изменяется мгновенно на конечную величину. Из этого следует, что при использовании кусочно-линейной модели трещины возникающие в системе нелинейные эффекты будут выражены более сильно. Различие в результатах становится весьма существенным при относительно больших трещинах, занимающих более половины площади поперечного сечения стержня.

2) Кусочно-линейная модель учитывает только продольные деформации в зоне трещины, возникающие при изгибе (изгибных колебаниях) стержня. В отличие от этого, конечно-элементная модель более сложна и позволяет учесть не только продольные, но и поперечные сдвиговые деформации, а также действие сил сухого трения при взаимном проскальзывании «берегов» трещины.

Применение уточненной конечно-элементной модели может быть оправдано при необходимости анализа распределения напряжений в зоне трещины при динамическом нагружении конструкции. Кроме того, конечно-элементная модель незаменима при необходимости учета сдвиговых деформаций и сил сухого трения в зоне трещины, влияние которых на динамический отклик системы, в частности, становится особенно заметным при анализе изгибных колебаний коротких стержней. Если же рассматриваются стержневые элементы конструкций, длина  $l$  которых существенно больше размера  $h$  поперечного сечения ( $l/h = 20 \div 40$ ) и более, то в этом случае влияние деформаций поперечного сдвига весьма незначительно, что допускает применение кусочно-линейной модели.

### ***1.6. Выводы и постановка задач исследования***

1. Многие выстроенные здания имеют многочисленные трещины в панелях и в стыках, возникших из-за ошибок допущенных в технологии изготовления элементов, из-за температурно-усадочных деформаций в материалах, неравномерных осадок оснований неучета действительного переменного характера силовых воздействий и других причин, так как до настоящего времени в действующих строительных нормах по проектированию отсутствуют конкретные рекомендации по рациональному армированию панельных конструкций.

2. Учитывая, что на долю стеновых панелей приходится более 40% общего его объема железобетона, а восстановительный ремонт и заделка

трещин в стенах панельных домов представляет сложную и дорогостоящую задачу и в связи с широким применением железобетонных составных конструкций стеновых панелей, пилонов, балок – стенок, плосконапряженных конструкций специальных подземных сооружений, опорных и пролетных конструкций мостов, лиафрагм жесткости многоэтажных зданий, атомных и гидроэлектростанций при современном ускорении сроков ввода в эксплуатацию, разработка методики расчета действительной жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций при наличии трещин становится назревшей необходимостью не только при расчете по одному из предельных состояний второй группы, но и для определения внутренних усилий в этих статически неопределимых системах, где они напрямую зависят от жесткости.

3. Заслуга В. И. Мурашева заключается не только в том, что он выявил существенное влияние образования трещин на жесткость элемента, но и впервые связал эти два вопроса воедино и создал общую теорию жесткости и трещиностойкости железобетона. Наибольшую критику вызвало принятое им допущение об одном уровне трещинообразования, которое в целом ряде экспериментов не находит соответствующего подтверждения.

4. Выполненный анализ существующих моделей трещин показывает, что принципиальные отличия между конечно-элементной и кусочно-линейной моделями трещины заключаются в том, что конечно-элементная модель рассматривает смыкание и размыкание «берегов» трещины как плавный процесс постепенного изменения изгибной жесткости в зоне трещины (при этом возможен учет сдвиговых деформаций и сил сухого трения в зоне трещины), а в кусочно-линейной модели жесткость сечения с трещиной изменяется мгновенно на конечную величину (учитывает только продольные деформации в зоне трещины, (но учитывает только продольные деформации в зоне трещины).

Различие в результатах становится весьма существенным при относительно больших трещинах, занимающих более половины площади

поперечного сечения конструкции.

5. Учитывая, что на сегодняшний день разработка конечно элементной модели железобетона в расчете плосконапряженных конструкций с учетом нелинейного деформирования, уже достигла достаточно высокого уровня, то при построении методики расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций, следует использовать программные комплексы общего назначения. При этом возникает настоятельная потребность оценки влияния трещин на деформации плосконапряженных железобетонных составных конструкций и ширину раскрытия этих трещин для обеспечения сохранности арматуры, хотя эти задачи до сих пор удовлетворительно решены только для стержневых элементов, подвергающихся действию изгиба и осевых сил. При этом для проведения анализа действительной работы составных панелей в зданиях, необходима разработка классификации возникающих в них трещин, характера их развития и раскрытия. Вызывает сомнение положенная в их основу расчета предпосылка, что усиленная конструкция работает как единое целое.

6. Практически все известные методы по оценке жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций, не учитывают эффекты, возникающие в железобетонном элементе после нарушения его сплошности. Как показали исследования, проведенные в последние годы, учет эффекта нарушения сплошности позволяет не только достичь заметного уточнения расчета железобетонных конструкций, но и объяснить физический смысл многих явлений, замеченных при проведении экспериментальных исследований.

На основе всего изложенного выше в настоящей работе ставятся следующие конкретные задачи:

– на основании выполненного обзора исследований, обобщения и анализа собранных результатов экспериментальных и теоретических исследований, разработать методику расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций с учетом условных сосредоточенных

сдвигов в шве между бетонами и эффекта нарушения сплошности бетона;

– разработать методику и провести собственные экспериментальные исследования с целью построения расчетной модели жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций и по результатам их анализа провести проверку предлагаемого расчетного аппарата с учетом условных сосредоточенных сдвигов в шве между бетонами, и эффекта нарушения сплошности бетона; (за счет задания профиля трещины в виде деформационного воздействия и учета дополнительной сдвигающей силы  $\Delta T$  при определении ширины ее раскрытия).

– провести численные исследования и сопоставительный анализ предлагаемой методики расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций с экспериментальными данными и существующими методиками расчета.

Таким образом, данные проведенного анализа свидетельствуют о том, что дальнейшее совершенствование методики расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций на основе построения современных физических моделей их сопротивления с учетом возмущений 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.

### ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

#### *2.1. Цель и задачи эксперимента*

В современной технической литературе приводятся результаты исследований трещиностойкости железобетонных элементов, подвергающихся различным силовым воздействиям [1, 8, 10, 17, 59, 73, 80, 142, 145, 156 и др.]. Известны также исследования трещиностойкости натуральных изгибаемых элементов [51]. Мало опытных данных и о длине и приращении трещин при увеличении нагрузки. Тем не менее отмеченные параметры являются определяющими для анализа сопротивления областей, прилегающих к местам пересечения трещинами рабочей арматуры, где, как показали последние исследования [22, 30, 35, 42, 64, 90], возникает деформационный эффект. Достаточно отметить, что влияние такого эффекта на равновесие усилий в поперечном сечении согласно анализу опытов, например, Немировского [117, 118], может составлять около 40%. Такое влияние заметно возрастает, когда речь идет о таком дифференциальном параметре, как ширина раскрытия трещин. Принимая во внимание тот факт, что деформационный эффект в местных зонах связан с особенностями напряженно-деформированного состояния бетона в окрестности трещины, которое определяется зависимостями механики разрушения, то возникает еще и необходимость привлечения параметров механики разрушения к расчету внецентренно сжатых железобетонных конструкций, а следовательно, и получения опытных данных: ширины раскрытия трещин, как на уровне оси наиболее растянутой арматуры, так и вдоль всего профиля трещины. Такие сведения необходимы, прежде всего, по двум причинам. С одной стороны, это позволит заметно уточнить зависимости для определения ширины раскрытия трещин железобетонных конструкций, с другой – эта информация может дать более

полное представление об особенностях сопротивления железобетона в целом.

Сегодня сборно-монолитный железобетон является основным строительным конструкционным материалом, и поэтому совершенствование методов расчета плосконапряженных составных железобетонных конструкций является важной *актуальной* задачей.

*Целью* проведенных экспериментальных исследований является определение основных параметров необходимых для оценки жесткости плоско напряженных железобетонных составных конструкций при наличии различных трещин, их анализа на различных стадиях нагружения, проверки предлагаемого расчетного аппарата, основанного на уравнениях развития и раскрытия трещин, учета эффекта нарушения сплошности и экспериментальных параметрах податливости шва между бетонами, а также для разработки рекомендаций по проектированию эффективных железобетонных составных конструкций.

В настоящее время в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях практически отсутствуют данные об опытных параметрах сопротивления в зонах непосредственно примыкающих к берегам трещин и к их вершинам [35, 42].

Мало опытных данных и о длине и приращении трещин при увеличении нагрузки. Тем не менее, отмеченные параметры являются определяющими для анализа сопротивления областей прилегающих к местам пересечения трещинами рабочей арматуры, где, как показали последние исследования [35, 42, 64], возникает эффект нарушения сплошности.

В процессе экспериментальных исследований решались следующие **задачи**:

1) разработка методики экспериментальных исследований жесткости плоско напряженных железобетонных составных конструкций при наличии наклонных и нормальных трещин;

2) экспериментальное определение следующих параметров: перемещений (прогибов) плосконапряженных железобетонных составных конструк-

ций; ширины 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); изменения расстояния между трещинами  $l_{crc}$  и длины трещин  $h_{crc}$  по мере увеличения нагрузки (с проверкой многоуровневого процесса образования трещин), деформаций бетона на берегах трещины вдоль оси рабочей арматуры; фибровых деформаций сжатого бетона, высоты сжатой зоны бетона);

3) проверки предлагаемого расчетного аппарата по оценке жесткости плоско напряженных железобетонных составных конструкций при наличии наклонных и нормальных трещин.

## ***2.2. Конструкции опытных образцов***

Экспериментальные исследования жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций проведены с акцентом на малоизученные экспериментальные параметры. На сегодняшний день, отсутствует фактические данные о взаимных смещениях «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 возникающие при этом эффекты, связанные с нарушением сплошности железобетона; не выявлены особенности сопротивления при различном армировании плоско напряженных железобетонных составных конструкций.

Программа исследований включала лабораторные испытания шести серий железобетонных балок-стенок. Объем и основные параметры экспериментальных образцов приведены на рис. 2.1, 2.2 и в табл. 2.1. Количество испытываемых образцов принято с учетом варьирования армирования и класса бетона, расположения шва по высоте конструкции, изучение напряженно-деформированного состояние в зонах бетона, прилегающих к шву.

Предусмотрено две серии опытных образцов которые разрушаются от текучести арматуры, а также четыре серии, разрушающиеся по сжатому бе-

тону. Геометрические и конструктивные параметры экспериментальных железобетонных образцов представлены в табл. 2.1 и на рис. 2.2.

Таблица 2.1.

### Объем, серии и характеристики основных экспериментальных образцов

№ серии	Шифр образца	Схема поперечного сечения и армирование	$h$ , мм	$b$ , мм	$l$ , мм	Арматура нижней части балки-стенки, диаметр – мм, класс	Арматура верхней части балки-стенки, диаметр – мм, класс	Высота слоя первого бетона, мм	Высота слоя второго бетона, мм	Класс первого бетона	Класс второго бетона
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
I	ИБО30	рис. 2.1 (а)	250	100	500	2Ø12A500С	2Ø12A500С	250	0	В30	В30
II	ШБО30	рис. 2.1 (б)	250	100	500	4Ø12A500С	2Ø12A500С	250	0	В30	В30
III	ШБС30-30	рис. 2.1 (в)	250	100	500	2Ø12A500С	2Ø12A500С	210	40	В30	В30
IV	IVБС30	рис. 2.1 (г)	250	100	500	4Ø12A500С	2Ø12A500С	180	70	В30	В30
V	VБС30-40	рис. 2.1 (д)	250	100	500	4Ø12A500С	2Ø12A500С	180	70	В30	В40
VI	VIБС30-20	рис. 2.1 (е)	250	100	500	4Ø12A500С	2Ø12A500С	180	70	В30	В20

Изготовление балок-стенок осуществлялось в лаборатории строительных конструкций кафедры компьютерных технологий строительства Национального авиационного университета. Бетонирование образцов каждой серии выполняли из бетона одного состава. Все образцы были изготовлены за две бетонировки (первая бетонировка – изготовление первой из составляющих частей железобетонной балки-стенки; вторая – второй части балки-стенки).

При этом использовался щебень крупностью 5-10 мм. Фракции просеивались в лаборатории строительных материалов перед бетонировкой строго по ситам.

Механические характеристики арматуры определялись в соответствии с действующими стандартами. При этом было испытано по три стержня длиной 400 мм каждого диаметра. Значения механических характеристик арматурной стали приведены в табл. 2.2.

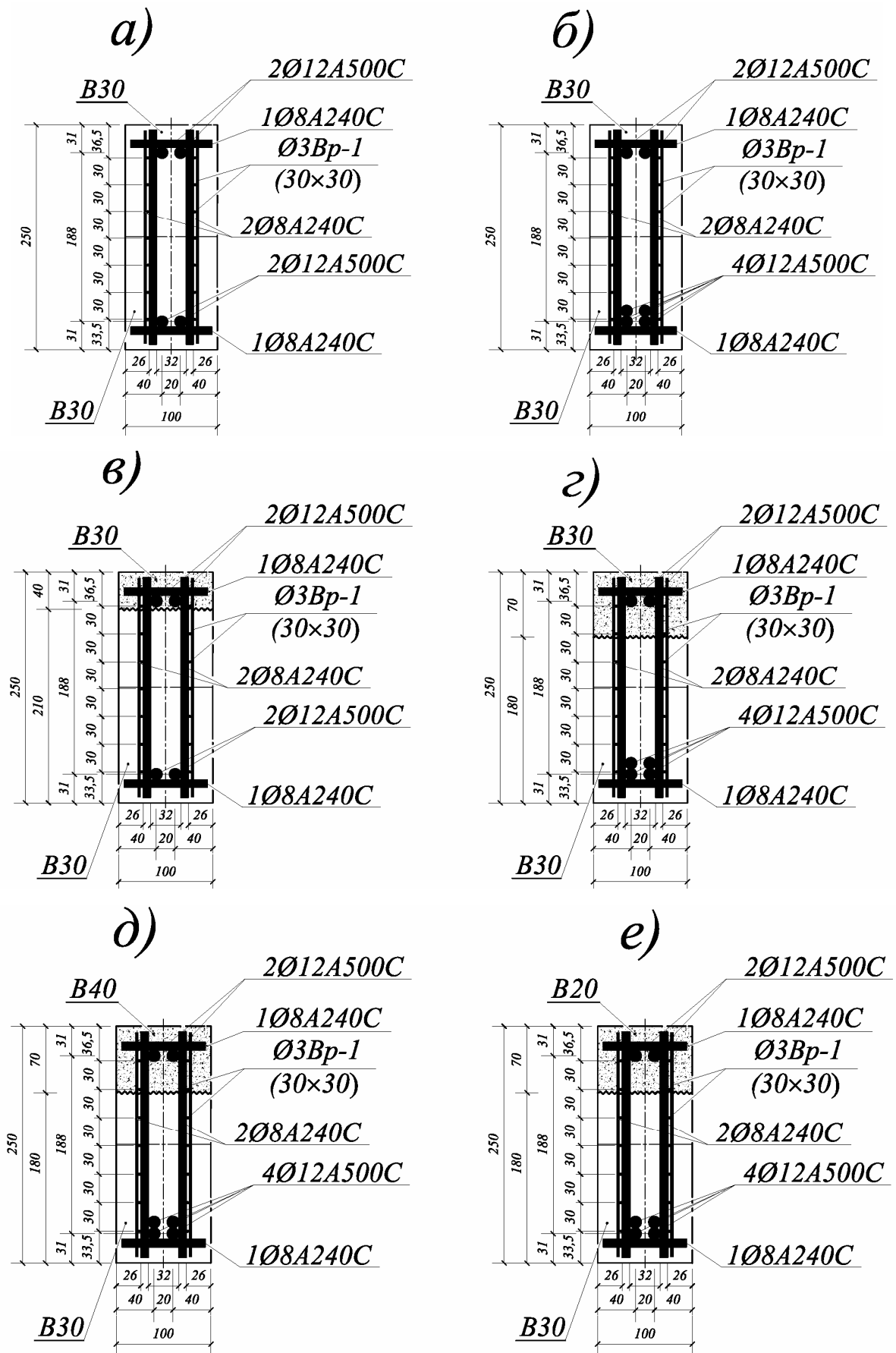


Рис. 2.1. Схема поперечного сечения и армирование основных образцов: а – е – соответственно для I – VI серии

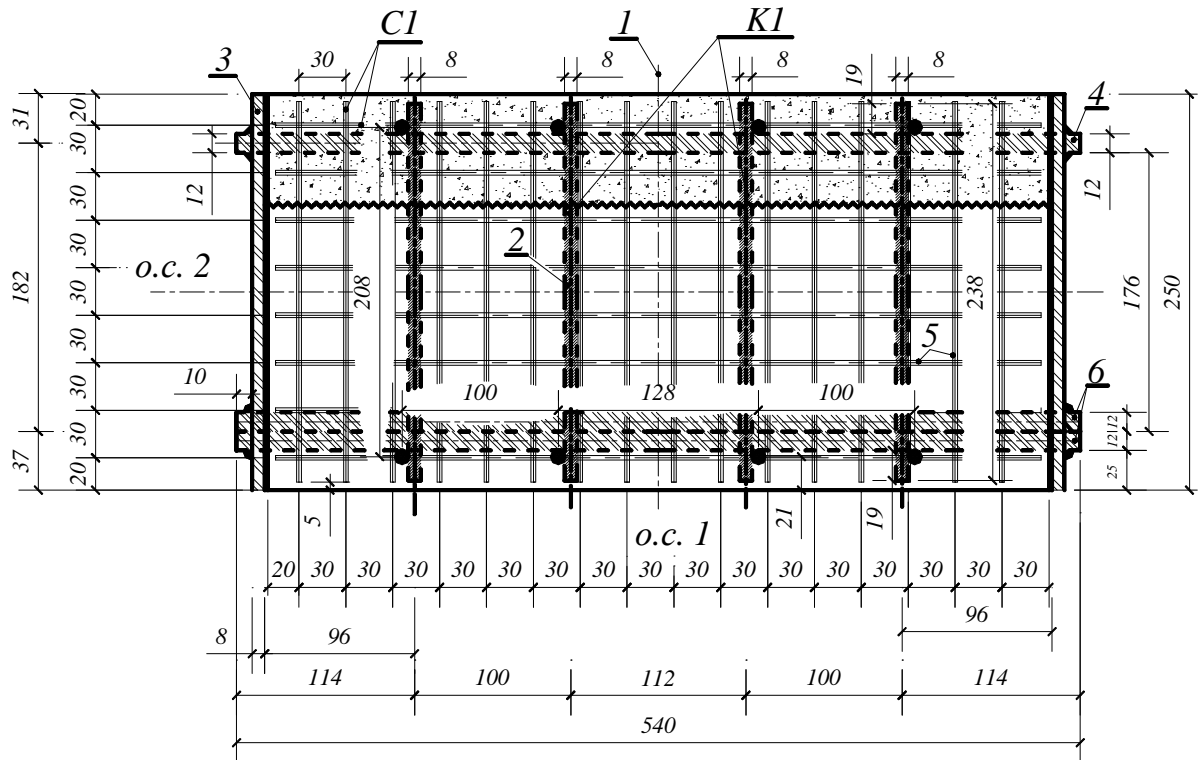


Рис. 2.2. Конструкция экспериментальных железобетонных составных балок-стенок:

1 – вертикальная ось симметрии образца; 2 – поперечная арматура диаметром 8мм, класса А240С; 3 – пластина, толщиной 8мм, приваренная к продольной рабочей арматуре; 4 – продольная арматура, расположенная в верхней части балки-стенки, диаметром 12мм, класса А500С; 5 – арматурные сетки диаметром 3мм, с размерами ячеек 30×30мм; 6 – продольная арматура, расположенная в нижней части балки-стенки, диаметром 12мм, класса А500С

Таблица 2.2

**Значения механических характеристик арматурной стали**

Диаметр, класс арматуры	№ образца	$A_s, \text{мм}^2$	$P_y, \text{кН}$	$\sigma_y, \text{МПа}$	$P_u, \text{кН}$	$\sigma_{s,u}, \text{МПа}$
1	2	3	4	5	6	7
А240СØ8мм	1	50,3	11,29	224,51	11,76	233,76
	2	50,3	11,493	228,49	11,86	235,84
	3	50,3	11,65	231,62	12,11	240,82
Среднее		50,3	11,478	228,21	11,91	236,8
А400СØ12мм	1	113,0	71,01	628,40	71,94	636,6
	2	113,0	71,17	629,80	72,00	637,2
	3	113,0	71,34	631,30	71,80	635,4
Среднее		113,0	71,17	629,83	71,91	636,4



Рис. 2.4. Арматурные каркасы экспериментальных образцов

Таблица 2.3

**Основные геометрические характеристики опытных образцов**

№ серии	Шифр образца	Фактические параметры, мм							
		$h$ , мм	$h_0$ , мм	$b$ , мм	$l$ , мм	$a_s$ , мм	$a'_s$ , мм	$a_{left}$ , мм	$a_{right}$ , мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	ИБО30	252	222	102	597	30	32	273	274
II	ПБО30	251	208	99	595	43	30	272	273
III	ШБС30-30	250	218	101	598	32	30	274	274
IV	IVБС30	251	210	105	596	41	31	273	273
V	VБС30-40	249	218	98	594	31	32	272	272
VI	VIБС30-20	248	204	104	598	44	33	273	275

Таблица 2.4

**Состав бетона опытных образцов**

Класс бетона	$\bar{R}$ , МПа	В:Ц	Марка цемента	Расход материала на 1 м <sup>3</sup> бетона в кг				Осадка конуса, см
				цемент	песок	щебень	вода	
B20	22,36	0,75	M500	308	372	1377	230	6–8
B30	31,72	0,55	M500	423	293	1359	230	6–8
B40	42,56	0,49	M600	468	254	1358	230	6–8

Прочность бетона и армирование подобраны, исходя из условий сопротивления арматуры при  $\sigma_s = R_s$  или  $\sigma_s < R_s$ . Согласно этим условиям, и выполнялось разделение опытных железобетонных образцов на первую, вторую, третью, четвертую, пятую и шестую серии.



Бетонированию предшествовала лабораторная проверка расчетных составов и их корректировка.

Одновременно с основными образцами – железобетонными плосконапряженными конструкциями для определения прочностных и деформативных характеристик бетона в возрасте 28 суток и в момент испытаний – изготавливались вспомогательные бетонные образцы из бетона того же состава: кубы  $100 \times 100 \times 100$  – 18 шт., призмы сплошного сечения  $100 \times 100 \times 400$  – 18 шт. и составные призмы  $100 \times 100 \times 400$  (в том числе с арматурным стержнем  $\varnothing 8$  мм) – 18 шт.

При этом фактическая прочность кубов бетона на сжатие в соответствии с ГОСТ 10180–90 составила: для сжатой зоны (домоноличивание новым бетоном) образцов шестой серии 16,48 МПа, для образцов всех серий (растянутой зоны) и образцов первой, второй, третьей и четвертой серий (сжатой зоны) 32,18 МПа, для сжатой зоны (домоноличивание новым бетоном) образцов пятой серии 42,54 МПа.

Для призм сплошного сечения фактическая прочность бетона на сжатие составила: для проектного класса бетона В20 – 16,84 МПа, для проектного класса бетона В30 – 25,64 МПа, для проектного класса бетона В40 – 36,83 МПа. Переход к нормативным характеристикам позволяет получить нормативную призмленную прочность. Для проектного класса бетона В20 она составляет 13,25 МПа, для проектного класса бетона В30 – 20,42 МПа, для проектного класса бетона В40 – 28,42 МПа. Переход к расчетным характеристикам позволяет получить расчетную призмленную прочность. Для проектного класса бетона В20 она составляет 10,205 МПа, для проектного класса бетона В30 – 16,52 МПа, для проектного класса бетона В40 – 21,92 МПа.

Фактическая прочность бетона на растяжение составила: для проектного класса бетона В20 – 1,583 МПа, для проектного класса бетона В30 – 2,242 МПа, для проектного класса бетона В40 – 2,651 МПа. Нормативная прочность бетона на растяжение составила: для проектного класса бетона В20 –

1,275 МПа, для проектного класса бетона В30 – 1,729 МПа, для проектного класса бетона В40 – 2,12 МПа.

Начальные модули упругости бетона для проектного класса бетона В20 составили  $2,62 \cdot 10^4$  МПа, для проектного класса бетона В30 –  $3,16 \cdot 10^4$  МПа для проектного класса бетона В40 –  $3,52 \cdot 10^4$  МПа.

Результаты обработки электротензометрических цепочек и розеток, установленных на основные образцы и составные призмы позволили получить следующие опытные значения коэффициента жесткости шва  $\xi$ : для швов между бетонами В20/В30,  $\xi = 1992,4 \text{ кН} / \text{см}^2$ ; для швов между бетонами В30/В30,  $\xi = 2534,7 \text{ кН} / \text{см}^2$ , для шва при наличии арматурного стержня  $\xi = 17132 \text{ кН} / \text{см}^2$ .

Полученные характеристики бетонов и арматуры удовлетворяют требуемым условиям, согласно которым выполняется разделение опытных железобетонных образцов на первую–шестую серии.

### ***2.3. Методика проведения эксперимента***

Железобетонные плосконапряженные составные балки-стенки испытывались в горизонтальном положении (со свободным доступом к растянутой зоне), что позволило детально изучить картину образования, развития и раскрытия трещин (рис. 2.5).

Испытательная установка позволяла реализовывать намеченную схему нагружения с заданной сосредоточенной силой (рис. 2.5.). Здесь же приведено размещение механических приборов. На рис. 2.6 показаны зоны установки электротензорезисторов базой 20 мм.

Учитывая, что исследования такого дифференциального параметра, как ширина раскрытия трещин, что нашло отражение в методике проведения эксперимента. Электротензорезисторы устанавливались по высоте поперечного сечения экспериментальных образцов основных серий в фибровых волокнах,

в местах определения нулевой точки, т. е. перехода от удлинения к укорочению и в сжатой зоне бетона (см. рис. 2.6). Целью установки электротензорезисторов является изучение распределения деформаций по высоте сжатой зоны, определения размеров сжатой зоны и фактической высоты развития трещин.

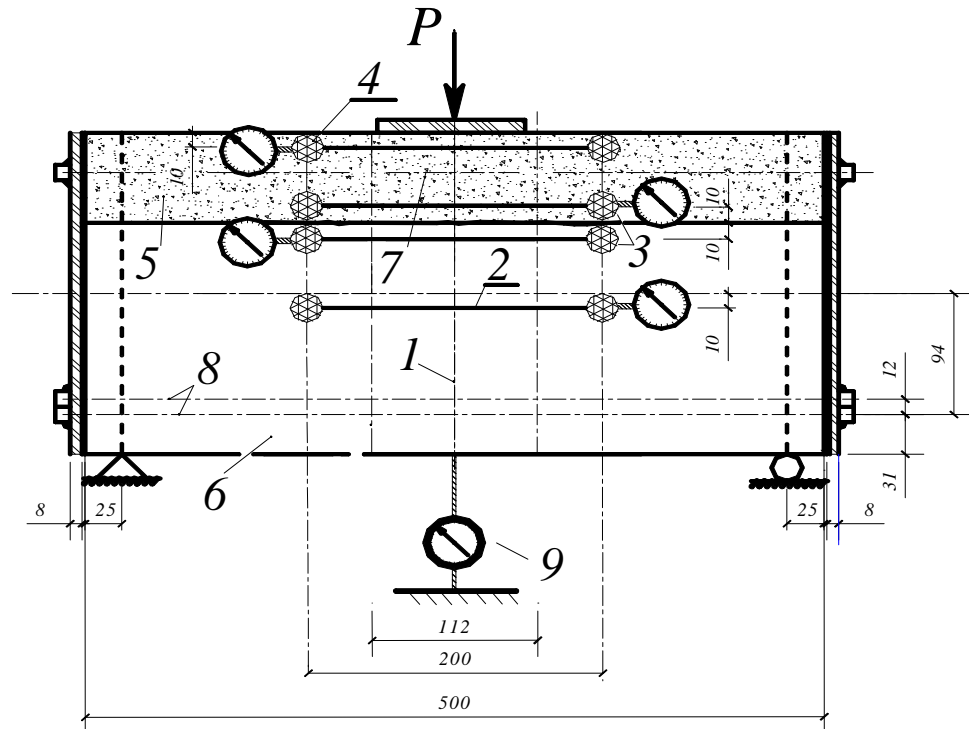


Рис. 2.5. Загружение составных экспериментальных железобетонных балок-стенок и схема расположения механических приборов:

1 – ось симметрии образца; 2 – дополнительные механические приборы; 3 – механические приборы, расположенные в контактной зоне старого и нового бетонов, прилегающей к шву; 4 – то же, расположенные на фибре бетона; 5 – зона нового бетона; 6 – зона старого бетона; 7 – ось, арматуры сжатой зоны, 8 – оси рабочей продольной арматуры; 9 – прогибометр

Кроме основных образцов испытывались вспомогательные составные бетонные и железобетонные призмы, состоящие из отдельных объемов (с разными классами бетона), разделенных швами. При этом диаметр арматурного стержня, моделирующего хомуты, варьировался от  $\text{Ø}6\text{A}240\text{C}$  до  $\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$ . В ходе проведения экспериментальных исследований вспомогательных образцов, была разработана испытательная установка, которая по-

зволяет реализовывать схему исследования податливости зон, прилегающих к шву разных классов бетона.

При разработке методики экспериментальных исследований были предусмотрены три группы электротензорезисторов на основные элементы и на вспомогательные составные призмы из разных классов бетонов (В30/В30/В30, В20/В30/В20, В40/В30/В40).

I группа электротензорезисторов (рис. 2.6). Электротензорезисторы устанавливаются по высоте поперечного сечения экспериментальных образцов основных серий в фибровых волокнах, в местах перехода от удлинения к укорочению, а также на берегах шва и в слоях, прилегающих к шву. Целью установки электротензорезисторов является изучение распределения деформаций в окрестностях шва и по высоте сжатой зоны. Электротензорезисторы устанавливаются цепочкой по высоте образцов по обе стороны шва (старого и нового) бетонов. Для обеспечения надежности предусматриваются две цепочки электротензорезисторов (I и II группы), расположенные в двух одинаково напряженных (симметричных) сечениях. В случае выхода из строя одного из датчика, информацию получаем от дублирующего.

II группа электротензорезисторов – розетки, установленные на бетон в прилегающем к шву слое старого и нового бетонов – рис. 2.6.

Целью их установки является исследование сложного напряженно-деформируемого состояния в слоях старого и нового бетонов, прилегающих к шву. Розетки устанавливаются в одну цепочку, расположенную в двух одинаково напряженных (симметричных) сечениях. Цепочка включает в себя ряд розеток – 4 штуки в каждом, поставленные с зазором 1–1,5мм к шву. В случае выхода из строя одной из розеток, информацию получаем от электротензорезисторов I группы.

III группа электротензорезисторов – электротензорезисторы, установленные на бетон на берегах трещин (после их образования) на уровне оси арматуры с помощью клея “Циакрин-90”. Назначение этой группы электротензорезисторов заключалось в необходимости замера опытных деформаций

бетона на уровне оси арматуры в непосредственной близости от трещины – зоне, где проявляется эффект нарушения сплошности в железобетоне.

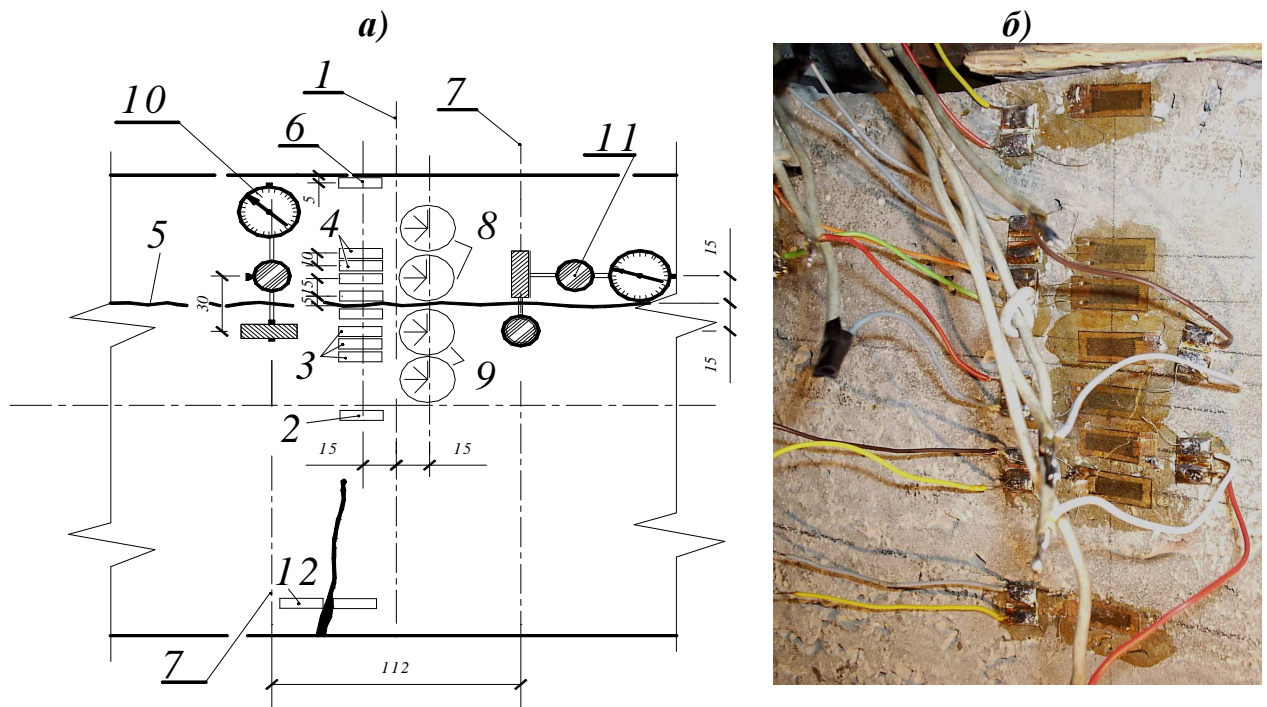


Рис. 2.6. Расположение первой, второй группы и третьей групп электротензорезисторов в исследуемой зоне основных плоско напряженных железобетонных конструкций: а) – схема расположения электротензорезисторов; б) – фото установленной цепочки электротензорезисторов первой группы;

1 – поперечная ось симметрии; 2 – электротензорезисторы, расположенные снизу на удалении 6 см от шва; 3 – то же, расположенные в зоне старого бетона, прилегающей к шву; 4 – то же, в зоне, нового бетона, прилегающей к шву; 5 – шов между старым и новым бетонами; 6 – электротензорезисторы, расположенные на фибре бетона; 7 – оси расположения механических приборов; 8 – розетки электротензорезисторов, расположенные в зоне нового бетона, прилегающей к шву; 9 – то же, в зоне старого бетона; 10 – И1 – индикатор часового типа с ценой деления 0,001мм для измерения линейных перемещений; 11 – И2, то же, для измерения угловых перемещений; 12 – электротензорезисторы, прилегающие к берегам трещин

IV группа электротензорезисторов (установка розеток на бетонные и железобетонные призмы 400×100×100). Аналогично II группе датчиков уста-

навливаются розетки по 2 цепочкам, по 2 розетки с каждой стороны шва: одна – непосредственно на берегу шва, вторая – с зазором 1мм.

Работа электротензорезисторов дублируется (там, где это возможно) с помощью механических приборов (с ценой деления 0,001мм) как при испытании основных образцов, так и вспомогательных – (рис. 2.7). Для измерения максимальных прогибов также устанавливаются прогибомеры (с ценой деления 0,01мм) при испытании основных и вспомогательных образцов.

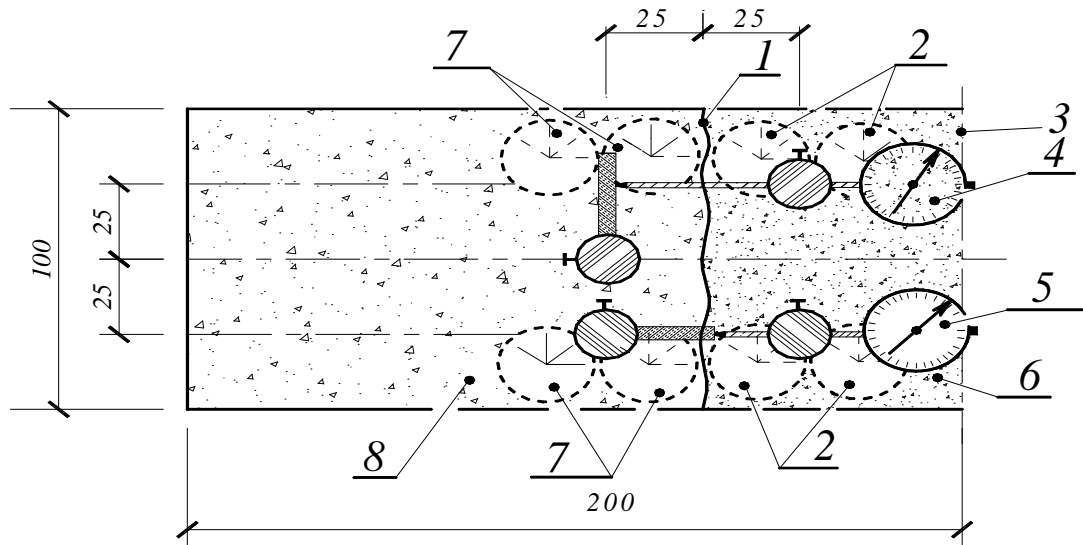


Рис. 2.7. Схема расположения розеток электротензорезисторов III группы и механических приборов в составных призмах:

1 – шов между бетонами; 2 – розетки, установленные в зоне старого бетона (класса В30); 3 – вертикальная ось симметрии составной призмы, 4 – И1 – индикатор часового типа с ценой деления 0,001мм для измерения линейных перемещений; 5 – И2, то же, для измерения угловых перемещений; 6 – старый бетон; 7 – розетки, установленные в зоне нового бетона (класса В20/В30/В40); 8 – новый бетон

На достоверность и правильность экспериментальных данных оказывает тот факт, что на опытные образцы устанавливаются не только дублирующие группы электротензорезисторов, но и механические приборы, розетки.

Во время проведения экспериментальных исследований, с помощью микроскопа МПБ-24 замерялась ширина раскрытия трещин на уровне оси

наиболее растянутой арматуры и в нескольких местах по высоте развития трещины. Картина трещин, их раскрытие и распространение на каждой ступени наносились на специальные планшеты в масштабе 1:1.

Проведенные экспериментальные исследования, дают возможность проверить достоверность расчетной методики деформативности (жесткости) и убедиться в точности рабочих гипотез.

Экспериментальные данные, безусловно, позволяют уточнить такой дифференциальный параметр (измеряемый в опытах с помощью микроскопа) как деформативность (жесткость) при варьировании разных классов бетона для обоих случаев сопротивления (при  $\xi \leq \xi_R$  и при  $\xi > \xi_R$ ) плосконапряженных железобетонных составных конструкций, и в заметной степени дополняют имеющийся фактический материал.

Таким образом, на основании разработанной методики экспериментальных исследований плосконапряженных составных железобетонных конструкций, представляется возможным получить достоверные данные о сложном деформированном состоянии, при взаимодействии разных слоев и классов бетонов. Предложенная методика экспериментальных исследований охватывает широкий круг вопросов, которые так необходимы при разработке новых, более усовершенствованных методов расчета плоско напряженных составных железобетонных конструкций.

#### ***2.4. Результаты и анализ опытных данных***

Основным параметром, за которым велись наблюдения в эксперименте [87, 149], являлось расстояние между трещинами и ширина раскрытия трещин. Весьма информативными в этом отношении можно рассматривать картины трещин, зарисованных во время эксперимента на специальных планшетах (рис. 2.8 – 2.9), а также графики средних деформации сжатого бетона (рис. 2.10, 2.16–2.18). Экспериментально установлено, что ширина раскрытия нормальных трещин на уровне оси арматуры в несколько раз меньше, чем на некотором (2 – 3 диаметра) удалении от этой оси. Таким образом, ар-

матура сдерживает раскрытие трещины, противодействуя раскрытию ее берегов. Возникающие при этом реакции вызывают местное сжатие в бетоне в окрестности трещины в околоарматурной зоне – деформационный эффект. Одновременное действие  $M$ ,  $N$  и наличие мощной растянутой арматуры приводят к тому, что трещины имеют максимальное раскрытие на нижней грани, а в некоторой зоне (между нейтральной осью и осью растянутой арматуры) выше оси растянутой арматуры. Движение трещины идет по двум направлениям: в сторону сжатой грани бетона и в сторону продольной растянутой арматуры.

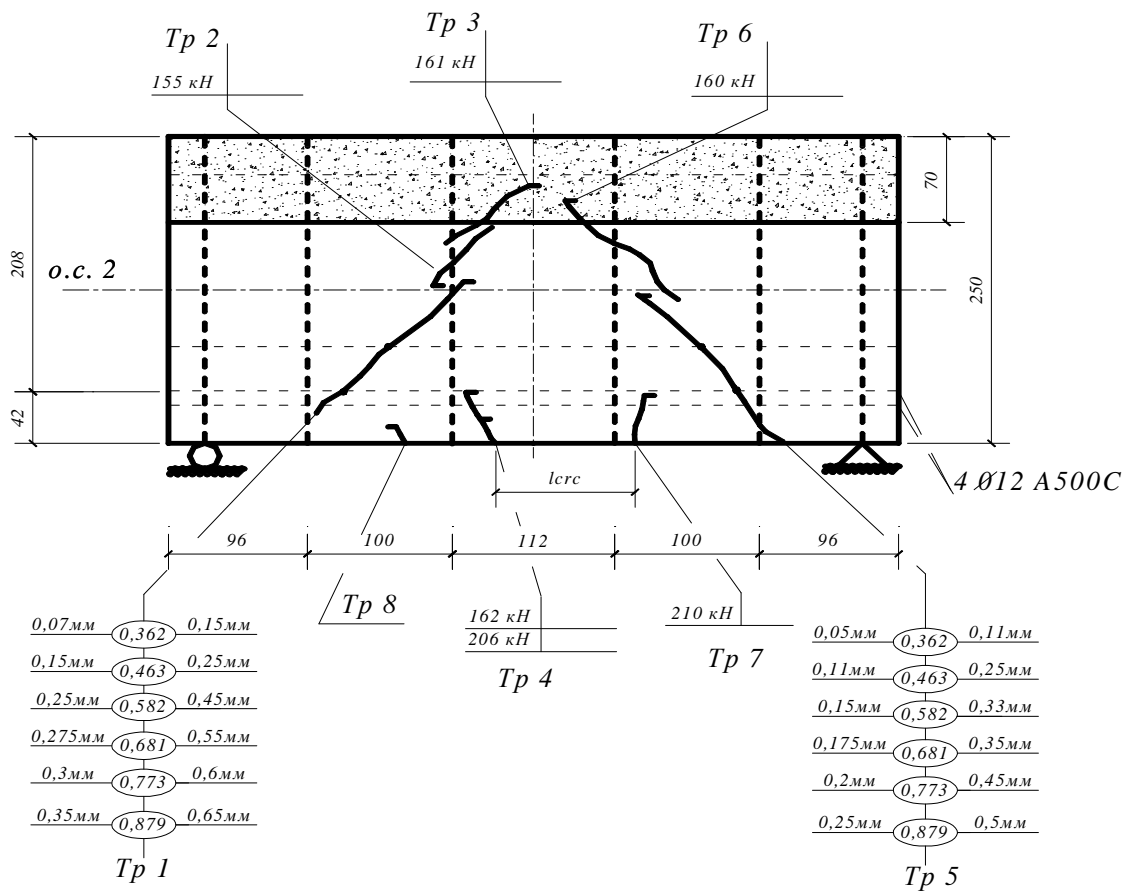
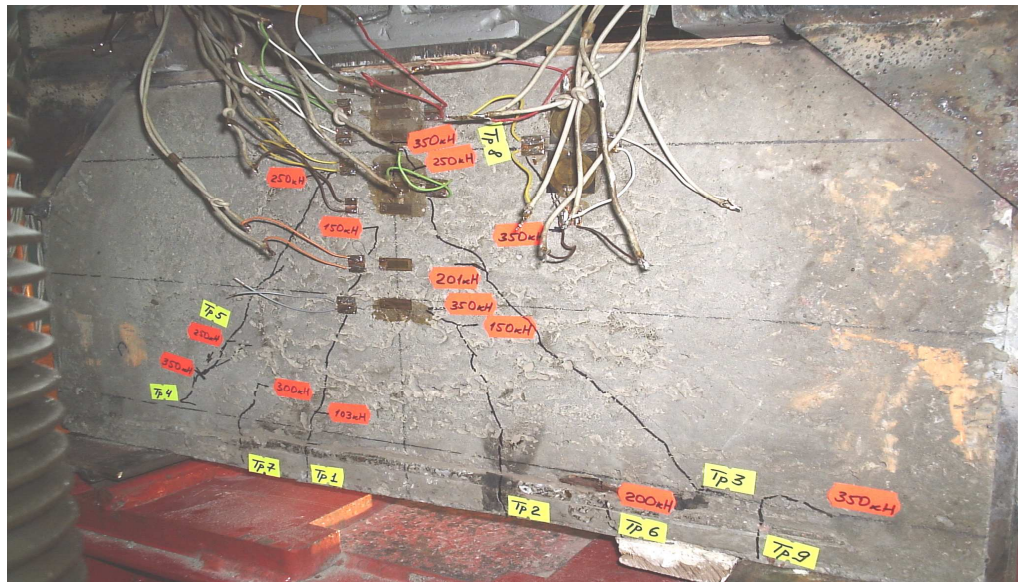


Рис. 2.8. Картины развития и раскрытия трещин в балке-стенке шестой серии ВБС30-20 (в овале указано отношение поточной нагрузки к разрушающей разрушительного; слева – ширина раскрытия трещин)

Картина трещин, их раскрытие и развитие на каждой ступени наносились на специальные планшеты в масштабе 1:1, что давало возможность проведения детального анализа. Результаты такой информации о железобетонной



а)



б)

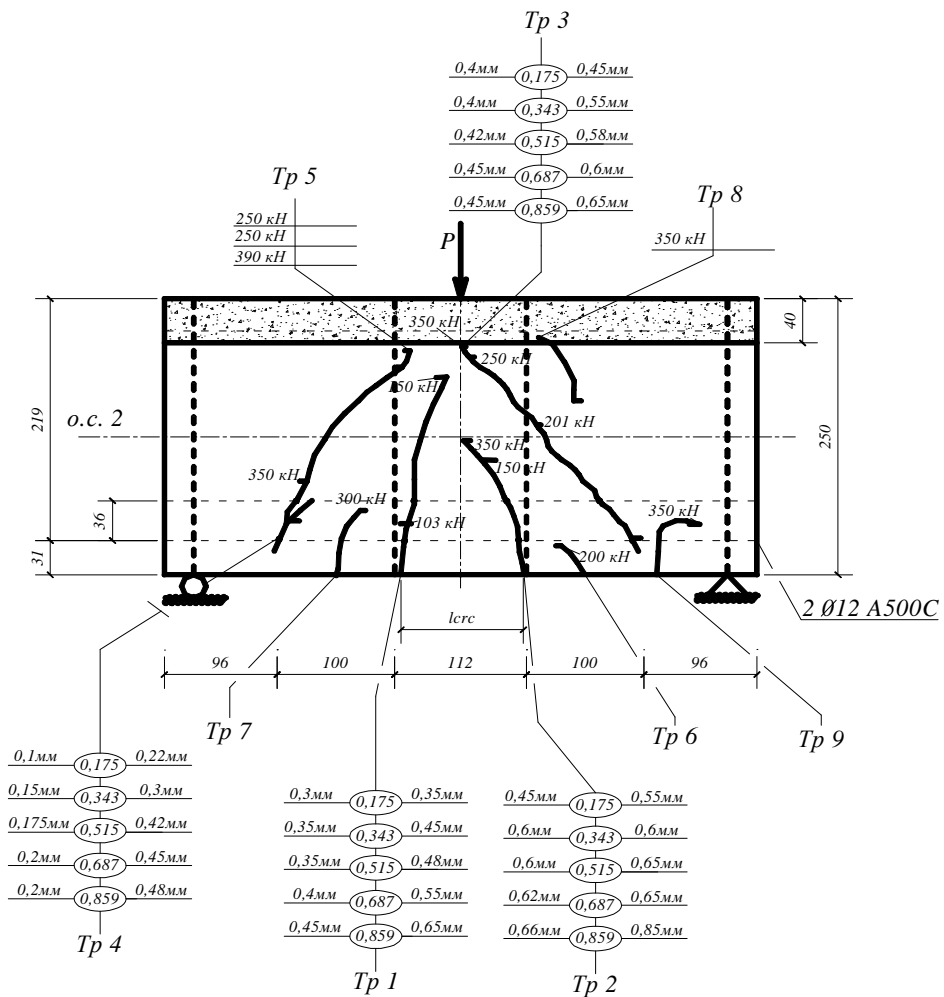


Рис. 2.9. Картины развития и раскрытия трещин в балке-стенке третьей серии ШБС30–30 (в овале указано отношение текущей нагрузки к разрушающей; слева – ширина раскрытия трещин): а) – фото балки-стенки с установленными электротензорезисторами; б) – картина развития и раскрытия трещин

составной балки-стенки шестой серии ВІБС30-20 с картинами развития и раскрытия трещин приведены на рис. 2.8 и рис. 2.9. Здесь в овале указано отношение текущей нагрузки к разрушающей; слева – ширина раскрытия трещин на уровне рабочей арматуры, справа – на удалении трех диаметров арматуры от нее. Аналогичные опытные данные были получены и для остальных двух серий составных опытных балок-стенок [149].

Анализ показывает, что количество рабочей арматуры оказывает влияние на ширину раскрытия трещин. Так, с уменьшением количества рабочей арматуры с  $4\text{Ø}12\text{A}500\text{C}$  (процент армирования – 2,17) до  $2\text{Ø}12\text{A}500\text{C}$  (процент армирования – 1,133), ширина раскрытия трещин увеличивается в 1,41 раза.

Достаточно результативными оказались графики зависимости расстояния от шва от деформаций бетона  $\varepsilon_b$  в слоях, прилегающих к шву. Применительно к экспериментальной железобетонной составной балки-стенки ШБС30-30 третьей серии – эти графики приведены на рис. 2.10.

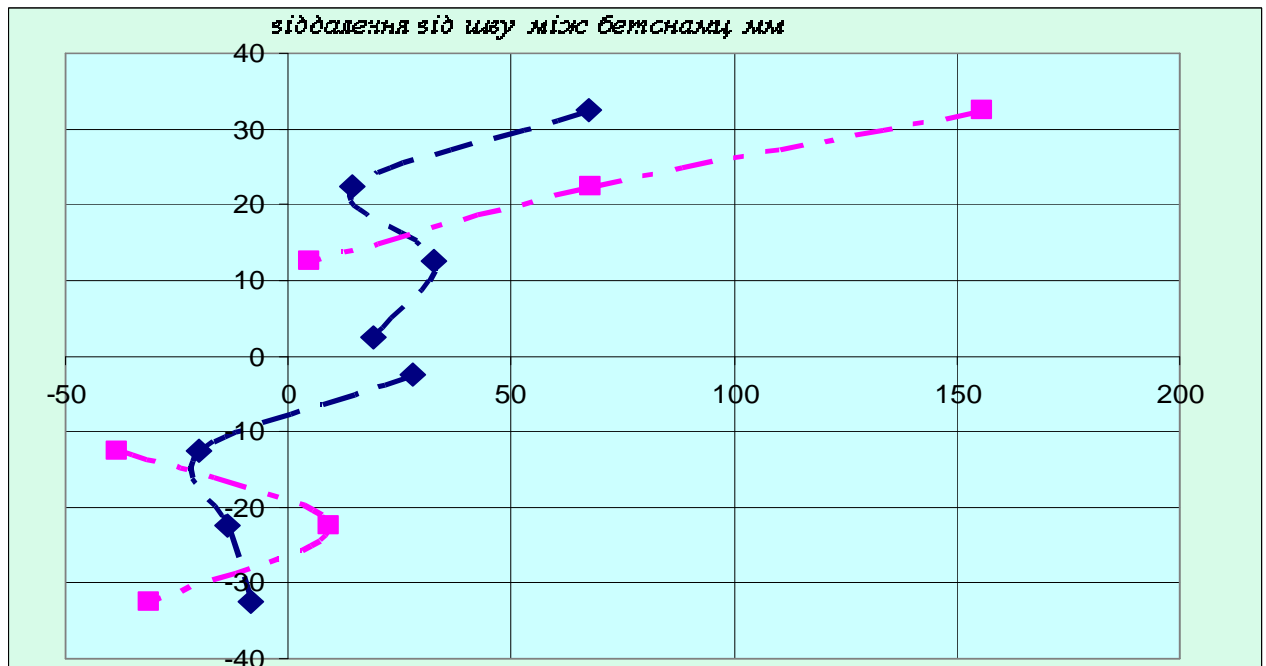


Рис. 2.10. Графики зависимости расстояния от шва от деформаций бетона в слоях, прилегающих к шву в экспериментальной балке-стенке ШБС30-30 третьей серии;

1 – степень нагрузки  $0,25 P/P_u$  (ромб); 2 – степень нагрузки  $0,7 P/P_u$  (прямоугольник)



По результатам показаний электотензометрических розеток построены соответствующие графики (рис. 2.12, 2.13). Их анализ показывает, что на удалении 10 см от линии действия сосредоточенной нагрузки при высоте бетона усиления в 40 мм (образец третьей серии с армированием  $2\text{Ø}12\text{A}500\text{C}$ ) правая часть розеток показывает сжатие (см. рис. 2.12), а при 70 мм (образец четвертой серии с армированием  $2\text{Ø}12\text{A}500\text{C}$ ) – растяжение (см. рис. 2.13).

На рис. 2.12 и 2.13 показаны: розетка 1 над швом; розетка 2 под швом, соответственно;  $R_{1,\text{left}}$  и  $R_{2,\text{left}}$  – показания левых частей первой и второй розетки;  $R_{1,\text{right}}$  и  $R_{2,\text{right}}$  – показания правых частей первой и второй розетки, соответственно.

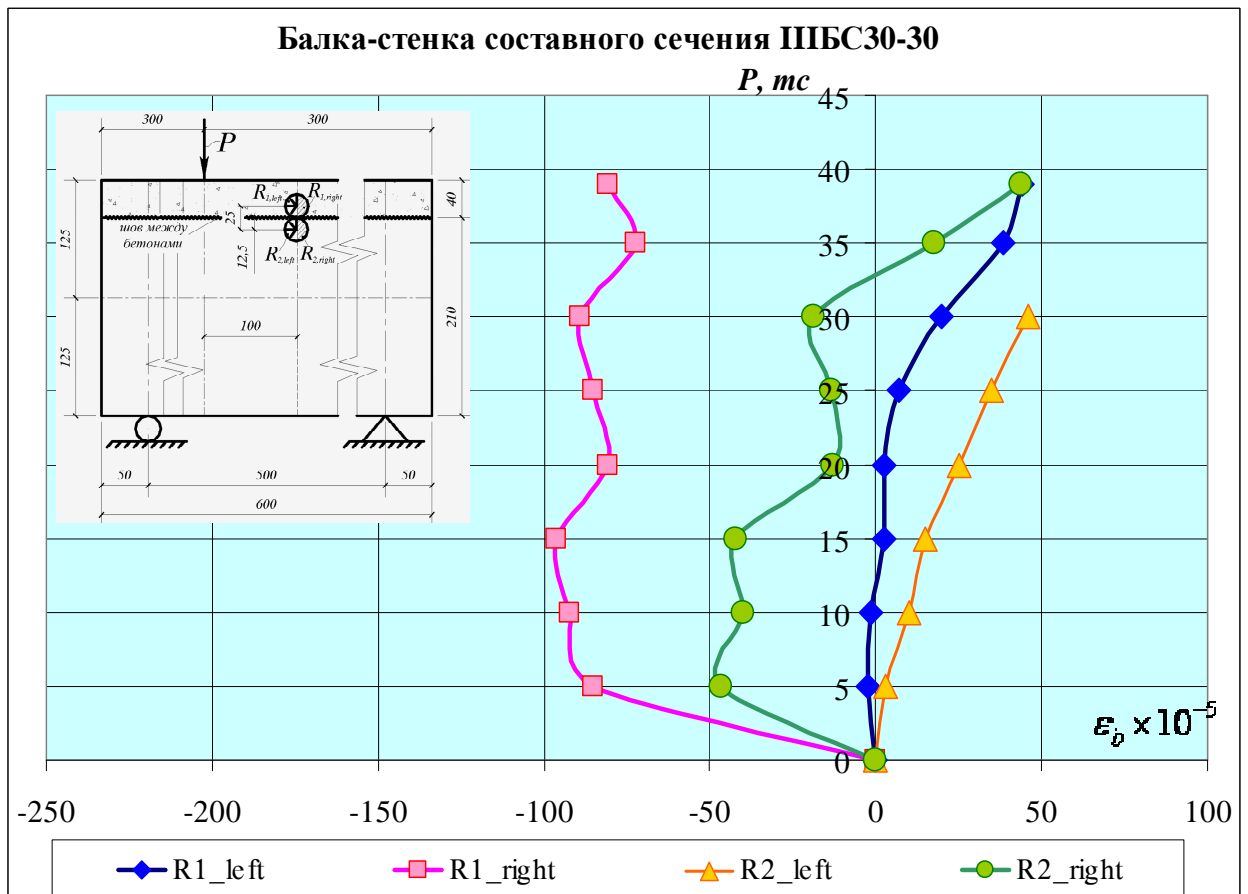


Рис. 2.12. Графики опытных зависимостей «Вертикальная нагрузка – деформации бетона», полученные по электротензометрическим розеткам в железобетонной плосконапряженной составной конструкции балки-стенки ШБС30-30 составного сечения третьей серии



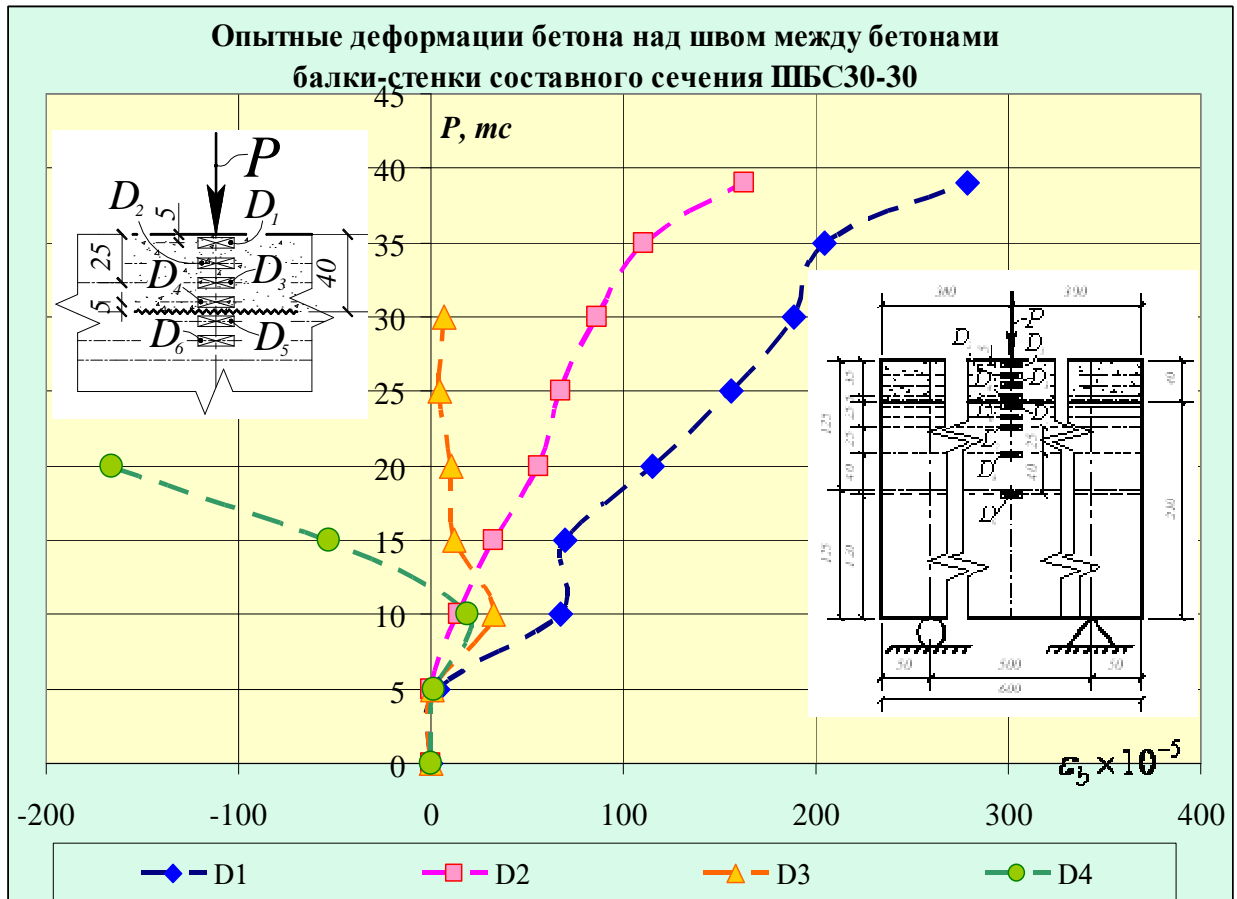


Рис. 2.14. Графики опытных зависимостей «Вертикальная нагрузка – деформации бетона», полученные по электротензорезисторам в плосконапряженной конструкции балки-стенки составного сечения третьей серии ШБС30–30, расположенных над швом (на графике сжатие со знаком «+», растяжение со знаком “-“)

Аналогичные графики (рис. 2.15) по показаниям электротензорезисторов, расположенных под швом между бетонами, были построены для плосконапряженных конструкций балок-стенок составного сечения.

Работа электротензорезисторов дублировалась с помощью механических приборов, установленных на обратной боковой поверхности плосконапряженных конструкций балок-стенок (рис. 2.16, 2.17, 2.18). Здесь введены следующие обозначения: *И1* – прибор, установленный на фибровых волокнах сжатой зоны; *И2* – прибор, установленный над швом в окрестности шва между бетонами; *И3* – то же, под швом; *И4* – прибор, расположенный под геометрическим центром конструкции по горизонтали)

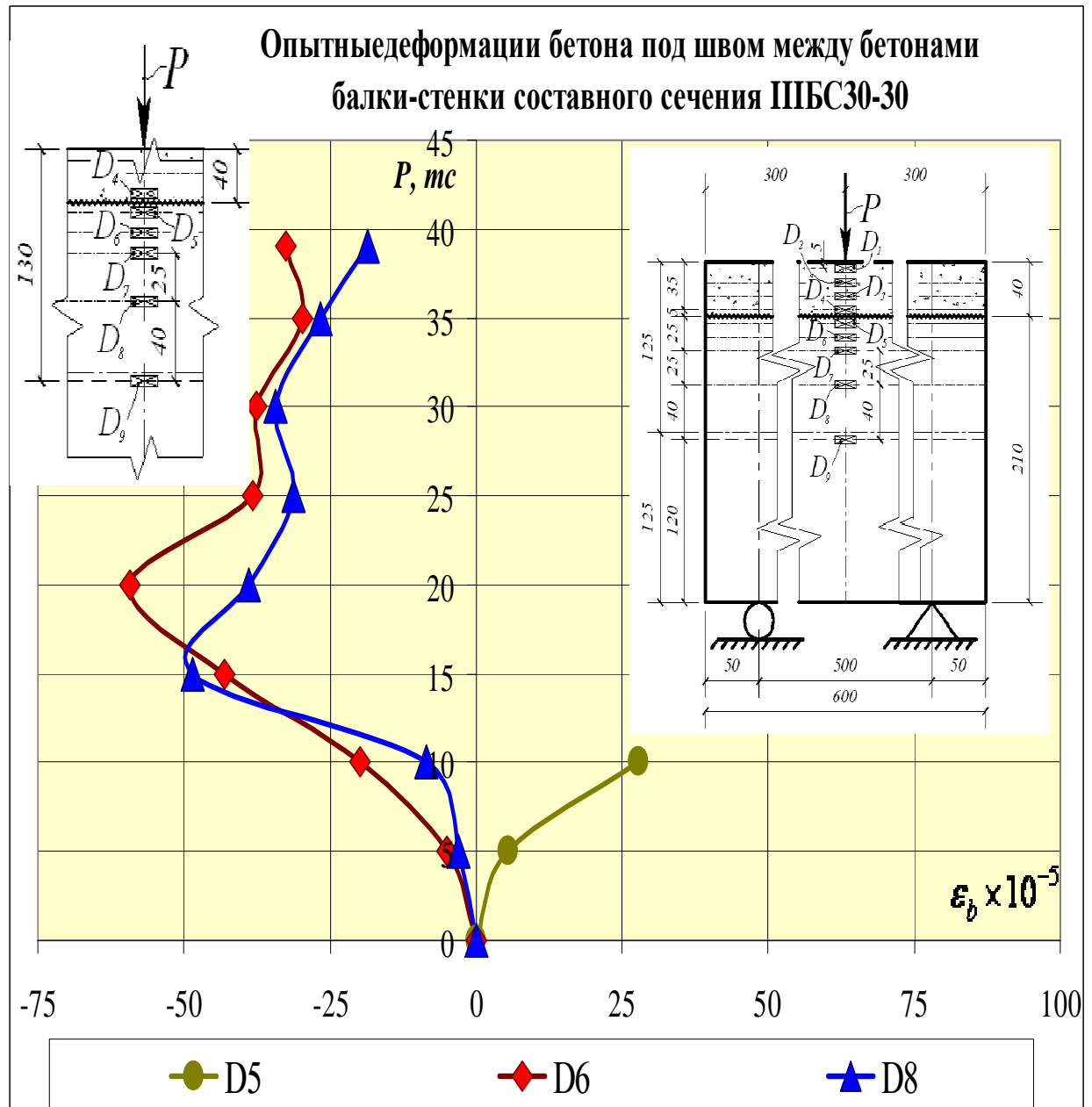


Рис. 2.15. Графики опытных зависимостей «Вертикальная нагрузка – деформации бетона», полученные по электротензорезисторам в плосконапряженной конструкции балки-стенки составного сечения третьей серии ШБС30–30, расположенных под швом (где D5 – электротензорезистор, расположенный в окрестности шва под швом между бетонами; D6 – то же, на удалении 15 мм от шва; D7 – то же, на удалении 25 мм от шва; D8 – то же, на удалении 50 мм от шва; D9 – то же, на удалении 5 мм от геометрического центра сечения) между бетонами

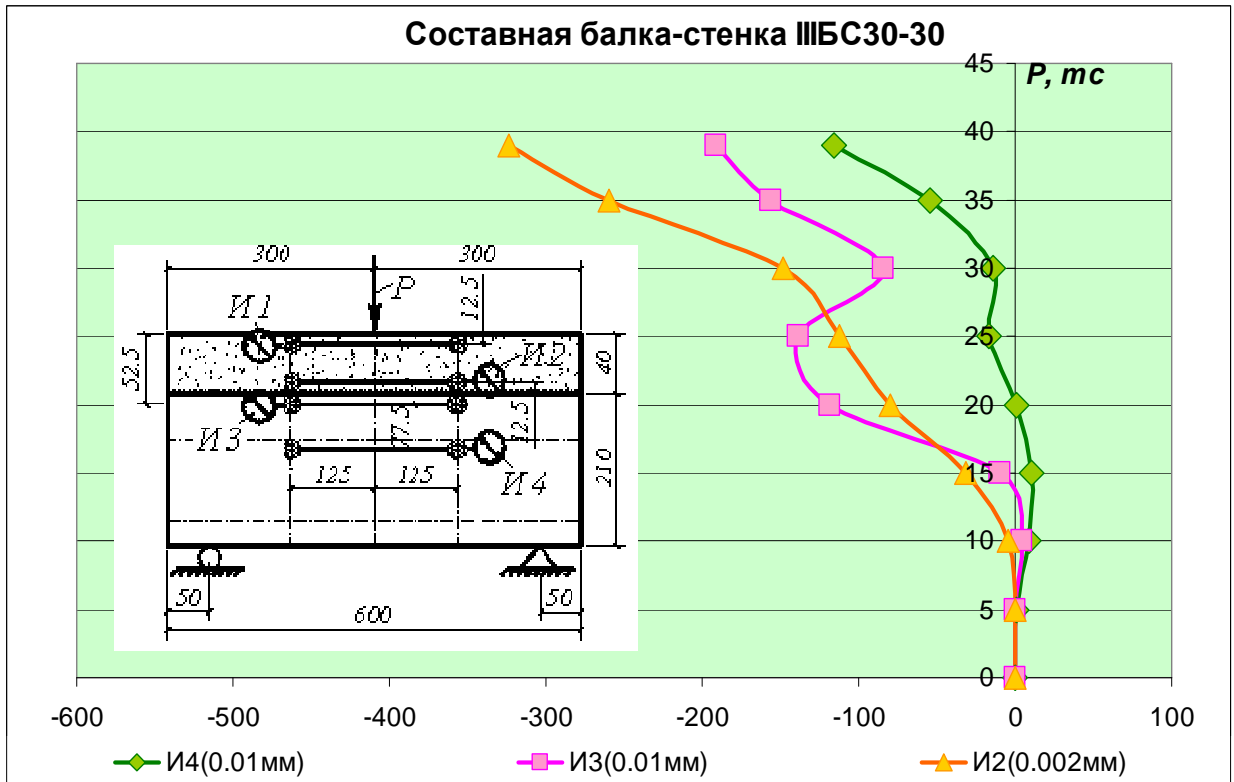


Рис. 2.16. График опытных зависимостей «*Вертикальная нагрузка – деформации бетона*», полученные по механическим приборам в плосконапряженной конструкции балки-стенки ШБС30-30 составного сечения третьей серии

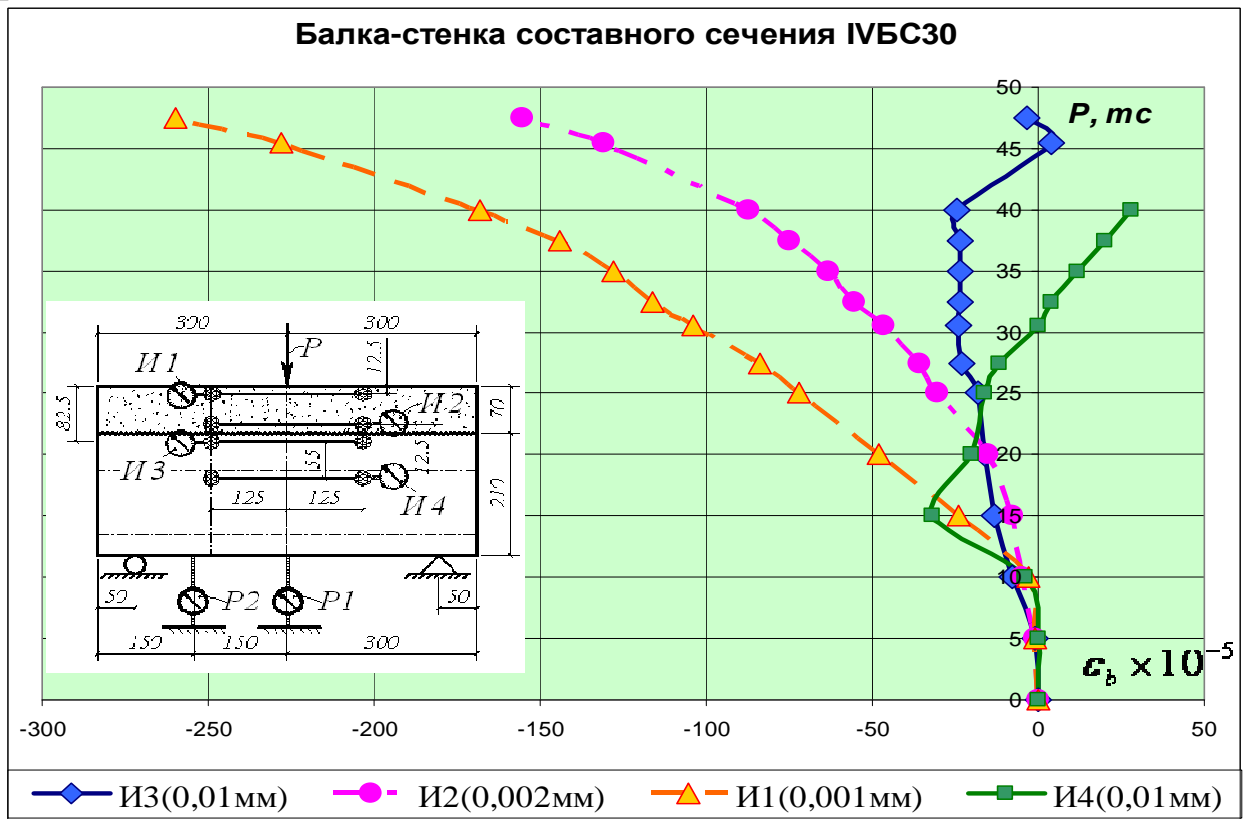


Рис. 2.17. График опытных зависимостей «*Вертикальная нагрузка – деформации бетона*», полученные по механическим приборам в плосконапряженной конструкции балки-стенки IVБС30 составного сечения четвертой серии



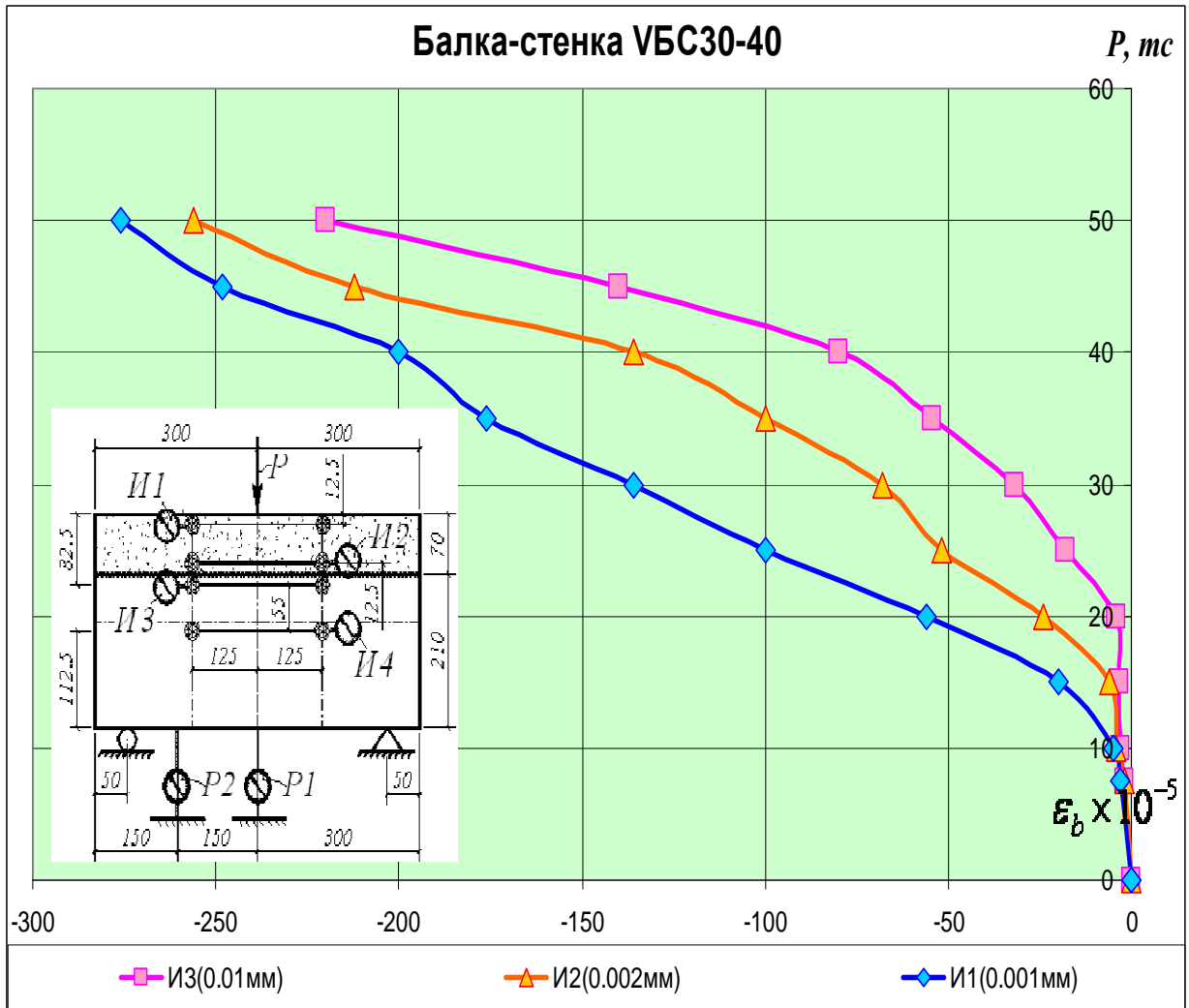


Рис. 2.18. График опытных зависимостей «**Вертикальная нагрузка – деформации бетона**», полученные по механическим приборам в плосконапряженной конструкции балки-стенки ВБС30-40 составного сечения пятой серии

Построены опытные зависимости «**Вертикальная нагрузка – прогиб**», полученные по прогибомерам (0,01 мм) в плосконапряженных конструкциях балок-стенок составных сечений (рис. 2.19–2.22). На этих графиках приняты следующие обозначения: P1 – прогибомер, установленный в середине пролета, P2 – то же, в четверти.

Их анализ (рис. 2.19, 2.20) показывает, что с увеличением высоты усиления бетона с 40 до 70 мм и увеличением процента армирования с 1,113 до 2,16 % величина прогибов увеличивается в 2,4 раза.

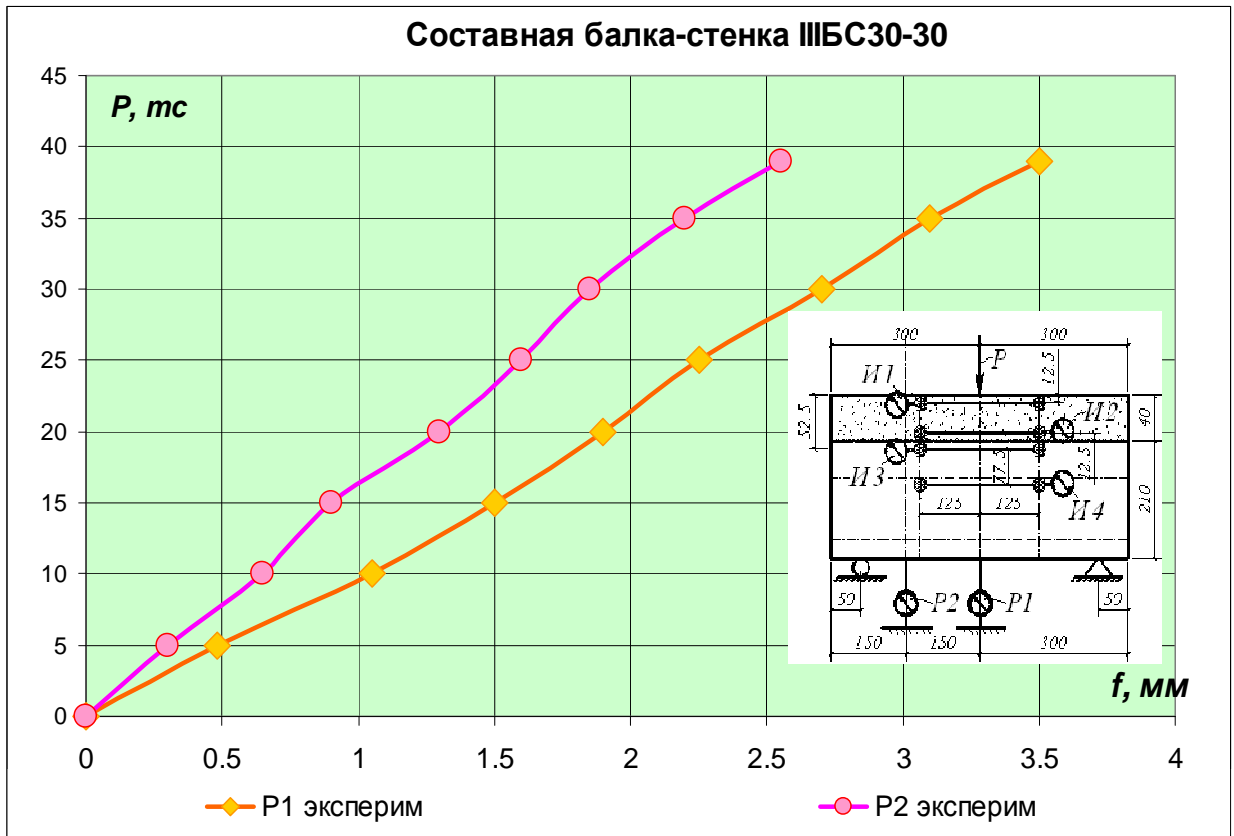


Рис. 2.19. Графики опытных зависимостей «*Вертикальная нагрузка – прогиб*», полученные по прогибомерам (0,01 мм) в плосконапряженной конструкции балки-стенки ШБС30–30 составного сечения третьей серии

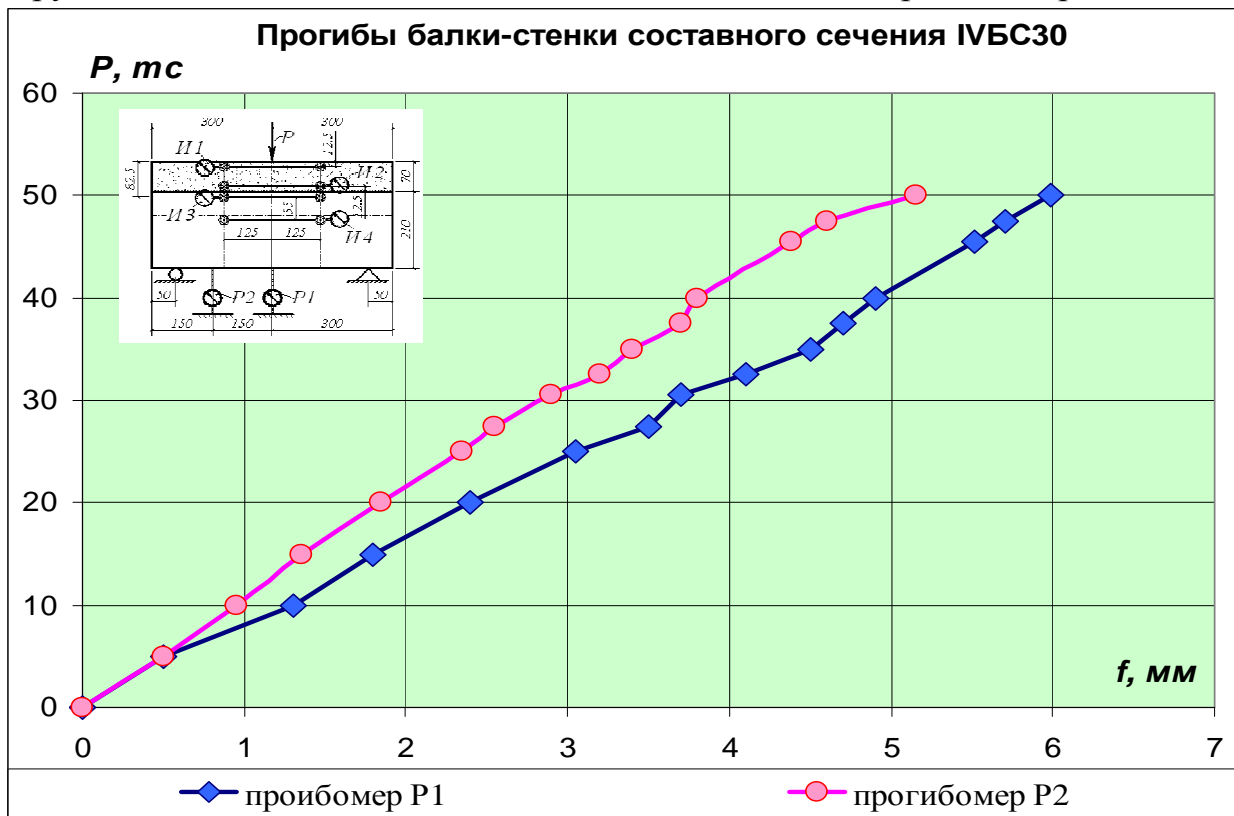


Рис. 2.20. Графики опытных зависимостей «*Вертикальная нагрузка – прогиб*», полученные по прогибомерам (0,01 мм) в плосконапряженной конструкции балки-стенки ШБС30 составного сечения четвертой серии

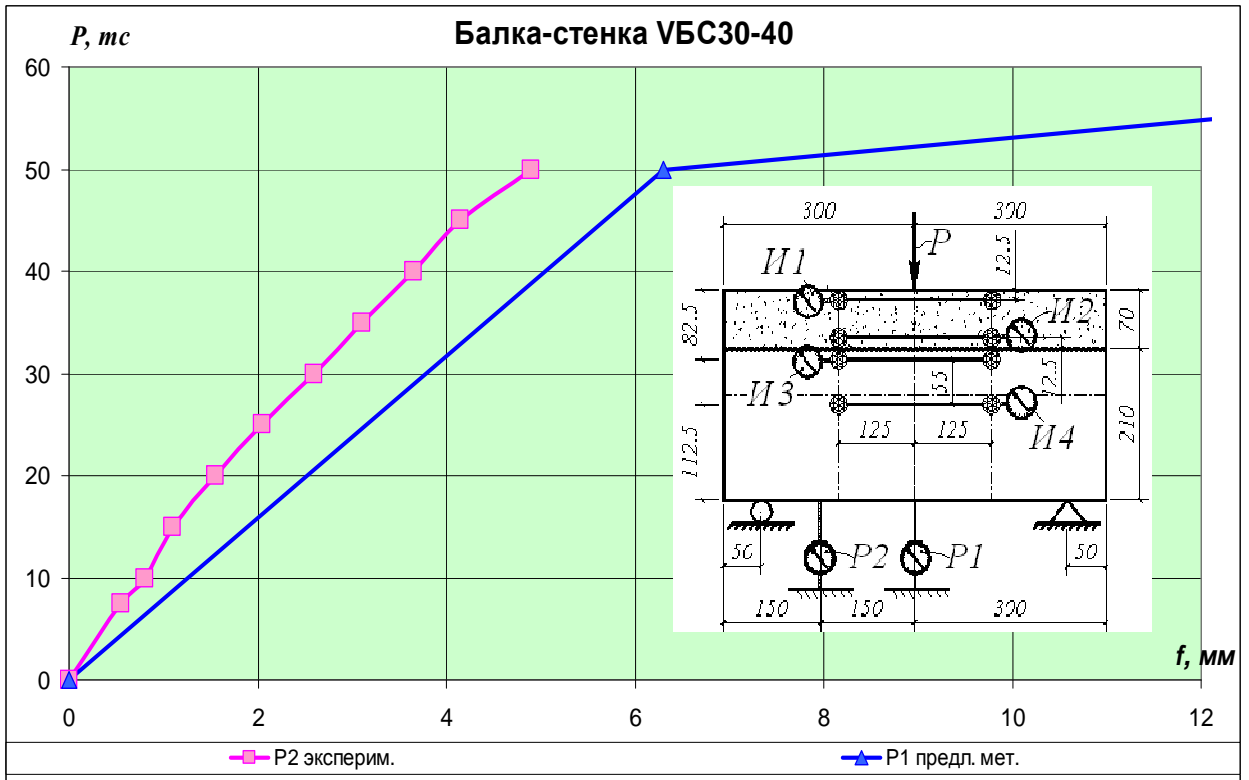


Рис. 2.21. Графики опытных зависимостей «*Вертикальная нагрузка – прогиб*», полученные по прогибомерам (0,01 мм) в плосконапряженной конструкции балки-стенки ВБС30-40 составного сечения пятой серии

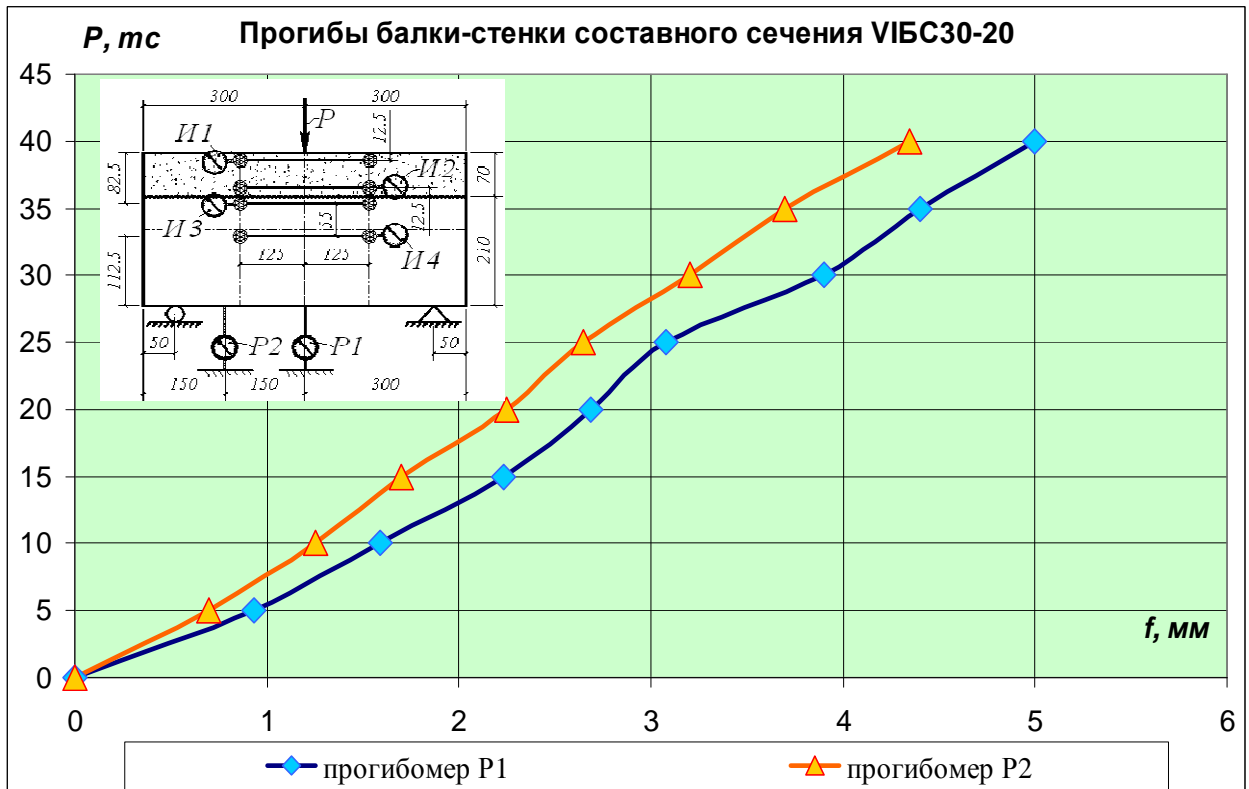


Рис. 2.22. Графики опытных зависимостей «*Вертикальная нагрузка – прогиб*», полученные по прогибомерам (0,01 мм) в плосконапряженной конструкции балки-стенки ВБС30-20 составного сечения шестой серии

С целью получения максимума информации каждый образец исследовался с доведением до разрушения. Экспериментальные исследования показали возможность одновременного исчерпания несущей способности от среза и от раздавливания бетона, рис. 2.23. Безусловно, достижение такого вида разрушения предшествовали теоретические расчеты по предлагаемой методике.

Проведенные экспериментальные исследования дают возможность проверки рабочих гипотез и достоверности расчетной методики жесткости плоско напряженных железобетонных составных конструкций при наличии нормальных и наклонных трещин с учетом их ступенчатого развития, определения расстояний между трещинами и ширины их раскрытия с учетом эффекта нарушения сплошности.

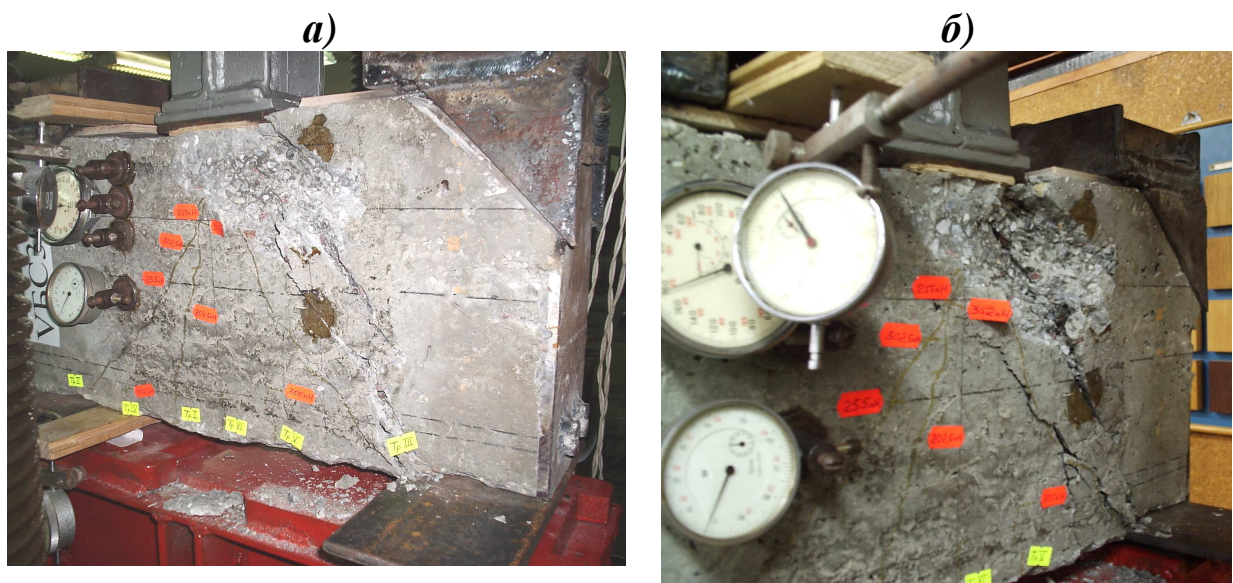


Рис. 2.23. Одновременное разрушение опытной составной конструкции балки-стенки VBC30-40 пятой серии от среза (трещина идет сверху от силы, см. рис. (а)) и раздавливания бетона (б)

Предусмотренные при этом варьирования армирования и классов бетона в заметной степени дополняют имеющийся фактический материал.

Получены экспериментальные данные следующих основных параметров: ширины раскрытия трещин на уровне оси продольной и поперечной рас-

тянутой арматуры и в нескольких уровнях над растянутой арматурой ( $a_{crc}$  вдоль всего профиля трещины); изменения расстояния между трещинами  $l_{crc}$  (функционального и уровневого) и длины трещин  $h_{crc}$  по мере увеличения нагрузки (с выявлением многоуровневого процесса образования трещин), деформаций сжатого бетона над и под швом между бетонами с учетом эффекта нарушения сплошности, несовместных деформаций бетона и арматуры, условного сосредоточенного сдвига в швах, фибровых деформаций сжатого бетона, высоты сжатой зоны бетона, при варьировании разных пролетов «среза», диаметра и шага хомутов.

Таким образом полученные экспериментальные данные в значительной мере дополняют накопленный экспериментальный материал и предоставляют возможность проверки предлагаемого расчетного аппарата по уточненному определению жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций с учетом эффекта нарушения сплошности, несовместных деформаций бетона и арматуры, условного сосредоточенного сдвига в швах и ее анализа на различных стадиях нагружения с проверкой предлагаемых расчетных зависимостей по эффективному проектированию плосконапряженных железобетонных составных конструкций.

## **2.5. Выводы**

1. Разработана методика экспериментальных исследований жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций 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. основной особенностью которой является обеспечение возможности замера опытных деформаций бетона на уровне оси арматуры в непосредственной близости от трещины – зоне, где проявляется эффект нарушения сплошности в железобетоне, а также возможности замера опытных деформаций в зонах,

непосредственно прилегающих (сверху и снизу) к шву между бетонами и по всей высоте сжатой зоны.

2. Получены экспериментальные данные следующих основных параметров: перемещений (прогибов) плосконапряженной железобетонной конструкции для детального изучения жесткости, обусловленной наличием различных трещин; ширины их раскрытия на уровне оси продольной и поперечной арматуры и на некотором удалении (1,5–2 диаметра) от этих осей ( $a_{crc}$  вдоль всего профиля трещины); изменения расстояния между трещинами  $l_{crc}$  и длины трещин  $h_{crc}$  по мере увеличения нагрузки (с проверкой многоуровневого процесса образования трещин), деформаций бетона на берегах трещины вдоль оси рабочей арматуры с учетом эффекта нарушения сплошности; деформаций бетона сжатой зоны и ее высоты.

3. Экспериментально установлено, что ширина раскрытия нормальных и наклонных трещин на уровне оси арматуры в несколько раз меньше, чем на некотором (40мм) удалении от этой оси. Таким образом, арматура сдерживает раскрытие трещины, противодействуя раскрытию ее берегов. Возникающие при этом реакции вызывают местное сжатие в бетоне в окрестности трещины в около арматурной зоне – эффект нарушения сплошности, что и приводит к изменению профиля трещины от треугольного к сложному.

4. Весьма важным является тот факт, что электротензорезисторы, установленные на берегах трещин, в том числе образующихся в шве между бетонами испытывали деформации укорочения не только соизмеримые с деформациями сжатой зоны бетона, но и, в ряде случаев, превышающие эти деформации укорочения.

5. Трещины имеют максимальное раскрытие в окрестности геометрической оси балки-стенки. Движение трещины идет по двум направлениям: к концентратором, вызванными приложенной силы и опорной реакцией. Сжатой грани бетона и в сторону продольной растянутой арматуры.

6. Анализ картин образования и развития трещин показывает наличие не одного, а нескольких уровней появления трещин, вплоть до разрушения

плосконапряженной железобетонной составной конструкции. При этом в месте шва между бетонами происходят возмущения деформаций, которые представляется возможным заменить условным сосредоточенным сдвигом, обобщая деформации каждого слоя в местных зонах, прилегающих к шву.

7. Анализ перемещений показывает их существенное различие по существующим методикам с опытными данными. Так, если в середине опытной конструкции они различаются лишь в пределах 10%, то в зоне наличия различных трещин такое различие может достигать 30% и более.

8. Полученные экспериментальные данные в значительной мере дополняют накопленный экспериментальный материал и предоставляют возможность проверки предлагаемого расчетной методики и основных рабочих гипотез при наличии различных трещин с учетом условных сосредоточенных сдвигов в шве между бетонами, несовместности деформаций бетона и арматуры и эффекта нарушения сплошности бетона для эффективного проектирования плосконапряженных железобетонных составных конструкций, при варьировании разных классов бетона и армирования.

## РАЗДЕЛ 3.

МЕТОДИКА РАСЧЕТА ЖЕСТКОСТИ ПЛОСКОНАПРЯЖЕННЫХ  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СОСТАВНЫХ КОНСТРУКЦИЙ***3.1. Развитие и раскрытие трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях***

Задача построения методики расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций весьма сложная уже потому, что основная гипотеза механики твердого деформируемого тела (гипотеза сплошности), здесь неприменима, – сплошность нарушается наличием макротрещин.

Ширина раскрытия трещин сегодня остается одним из проблемных вопросов железобетона. Это связано с тем, что в экспериментальных исследованиях ее значение измеряется с помощью микроскопа, а расчет ведется с помощью достаточно грубого расчетного аппарата. В этом случае ожидать совпадения опытных и теоретических значений ширины раскрытия трещин не приходится.

Однако, несмотря на полярность мнений, найдены и точки их соприкосновения. Так, общепризнано, что расчетные зависимости должны иметь инженерно-обозримый вид, четкий физический смысл, позволяющий более эффективно и творчески использовать их в инженерной практике, которая требует решения далеко не тривиальных задач прикладного характера. С другой стороны, вряд ли следует прибегать к слишком категоричным формулировкам, например, при полном отрицании использования интегро-дифференциальных уравнений, приводящих, как правило, к инженерно-необозримым результатам. Это происходит лишь в случае формализованных приближенных решений таких уравнений. Здесь важно выйти на уровень их аналитической разрешимости, тогда могут быть получены весьма изящные решения.



Образование трещин в железобетоне приводит к нарушению его сплошности, поэтому использование здесь зависимостей механики твердого деформируемого тела вызывает целый ряд затруднений. Для успешного исследования напряженно-деформированного состояния в окрестностях трещин и анализа его влияния на жесткость плосконапряженных железобетонных составных конструкций, наряду с привлечением исходных положений механики разрушения (активно развивающейся в последние годы применительно к железобетону), необходимо располагать четкой классификацией трещин, а также неискаженными результатами экспериментов.

На сегодняшний день, в работе [37] рассмотрена классификация трещин, касающиеся лишь стержневых железобетонных элементов, в соответствии с которой в железобетонных изгибаемых элементах в зависимости от внешних силовых воздействий образуются трещины трех типов (рис. 3.1):

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

Здесь  $M_{crc}$  и  $Q_{crc}$  — изгибающий момент и поперечная сила, отвечающие исчерпанию сопротивления поперечных сечений, образованию трещин, соответственно нормальных (со стороны растянутой грани) и наклонных (на уровне нейтральной оси);  $M$  и  $Q$  — максимальные значения изгибающего момента и поперечной силы на рассматриваемом участке.

Данная классификация позволяет выявить условия образования трещин, выделить участки (по длине элемента), на которых возможно образование того или иного типа трещин, и вносит уточнения в постановку исследований и определение круга решаемых задач.

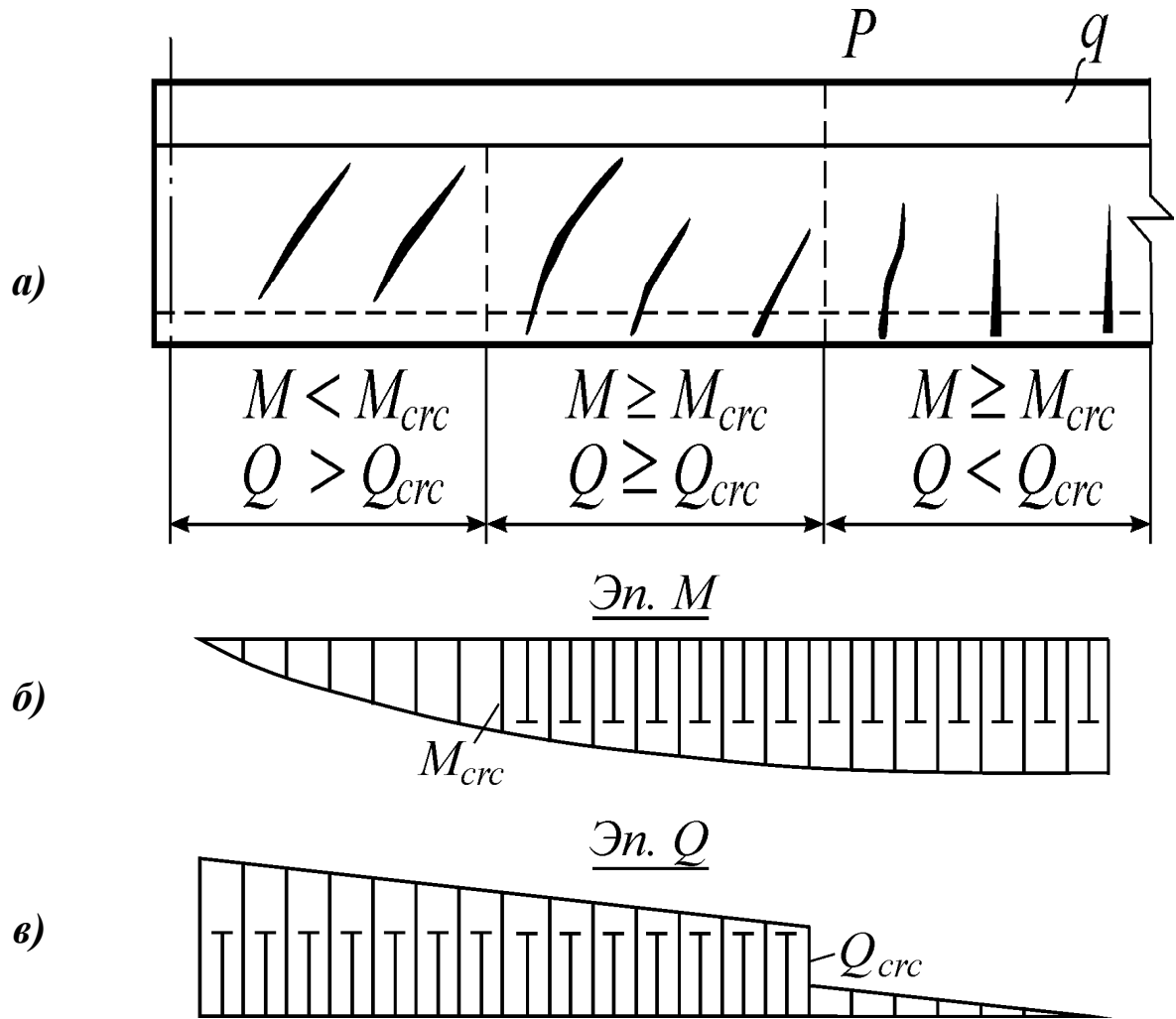


Рис. 3.1. К классификации трещин: а — граничные условия образования трещин; б и в — эпюры изгибающих моментов и поперечных сил, соответственно

Определение момента образования трещин в растянутой зоне, в том числе предварительного напряженных конструкций, выполняется, в основном, по методу ядерных моментов. Этот метод вычисления усилия трещинообразования дает расхождения до 5% по сравнению с точными методами расчета. При этом следует отметить, что применение метода расчета железобетонных конструкций одного вида (например расчет трещиностойкости обычных конструкций) для аналогичных конструкций другого вида (составных) не всегда правомерен.

### 3.1.1. Предлагаемая классификация различных трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях

Принимая во внимание вышерассмотренную классификацию трещин, и сохраняя ее в необходимых случаях, ниже предложена новая классификация базовых трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях, в основу которой положена *геометрическая, силовая* (деформационная) *и межсредовая* концентрация напряженно-деформированного состояния, с соответствующими источниками-концентраторами.

I Развитие базовых трещин к зонам концентрации напряженно-деформированного состояния (рис. 3.2):

1. Наклонные базовые трещины, развивающиеся к зонам или из зон *геометрической концентрации* напряженно-деформированного состояния. Это зоны изменения геометрических размеров поперечных сечений, входные углы концентрации, концентрации от некруглых отверстий (рис. 3.2, б).

2. Наклонные базовые трещины, развивающиеся к зонам или из зон *концентрации силового и деформационного нагружения* рис. 3.2, а, в–е):

- места расположения опорных реакций и сосредоточенных сил;
- места изменения интенсивности нагружения по контуру конструкции;
- места деформационного нагружения от просадок;

Особое значение на картину развития трещин имеет характер нагружения: изгибное, сдвиговое, сжатие (растяжение), рис. 3.2, г–е и рис. 3.3–3.5.

3. Продольные базовые трещины, развивающиеся в зонах *межсредовой концентрации деформаций* (рис. 3.3, а, б):

- в швах между бетонами плосконапряженных железобетонных составных конструкциях;
- вдоль продольной арматуры в зонах заанкеривания.

Возможно также наложение рассмотренных базовых и смежных

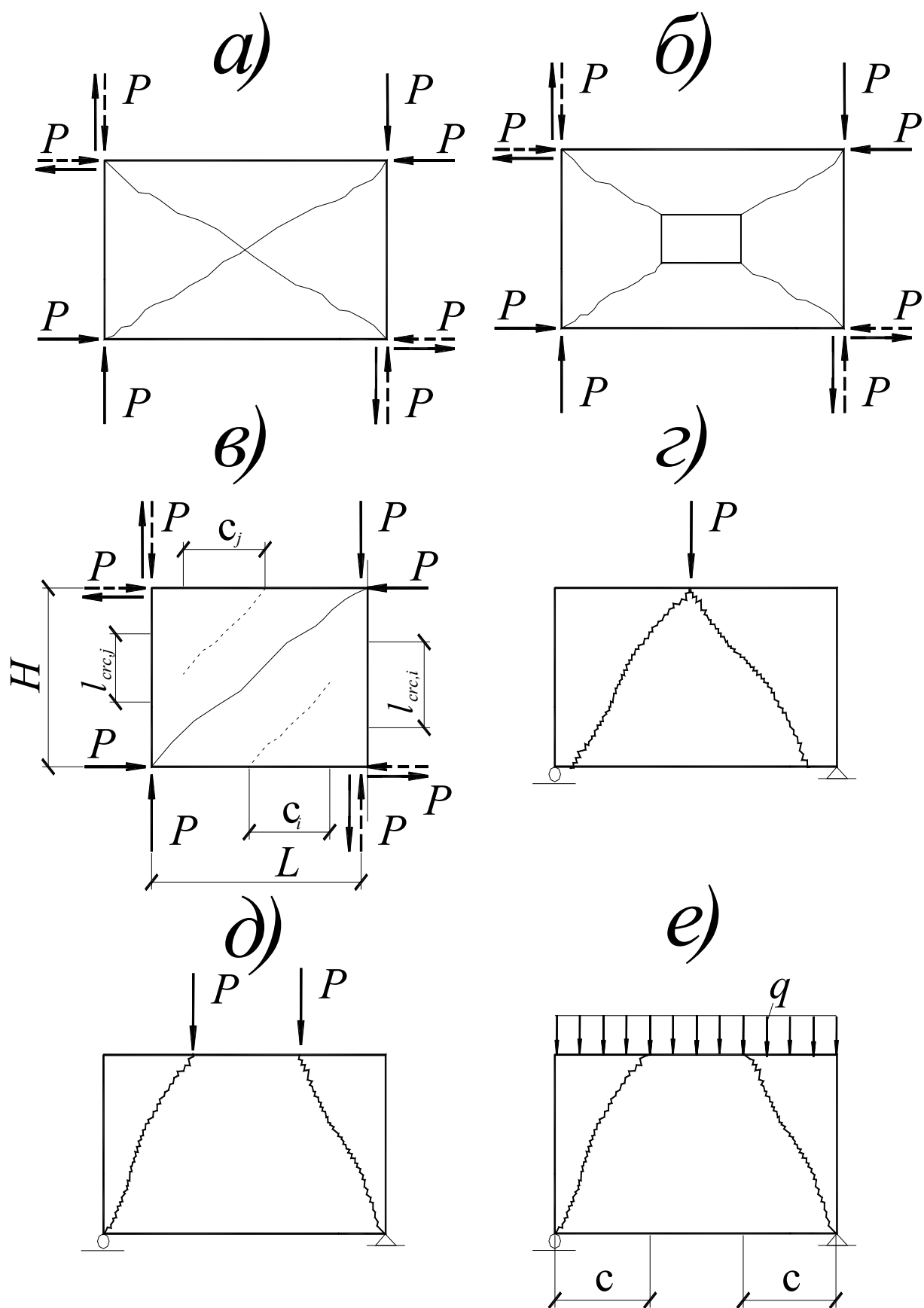


Рис. 3.2. К предлагаемой классификации трещин: *a–e* – примеры геометрической и силовой концентрации базовых трещин

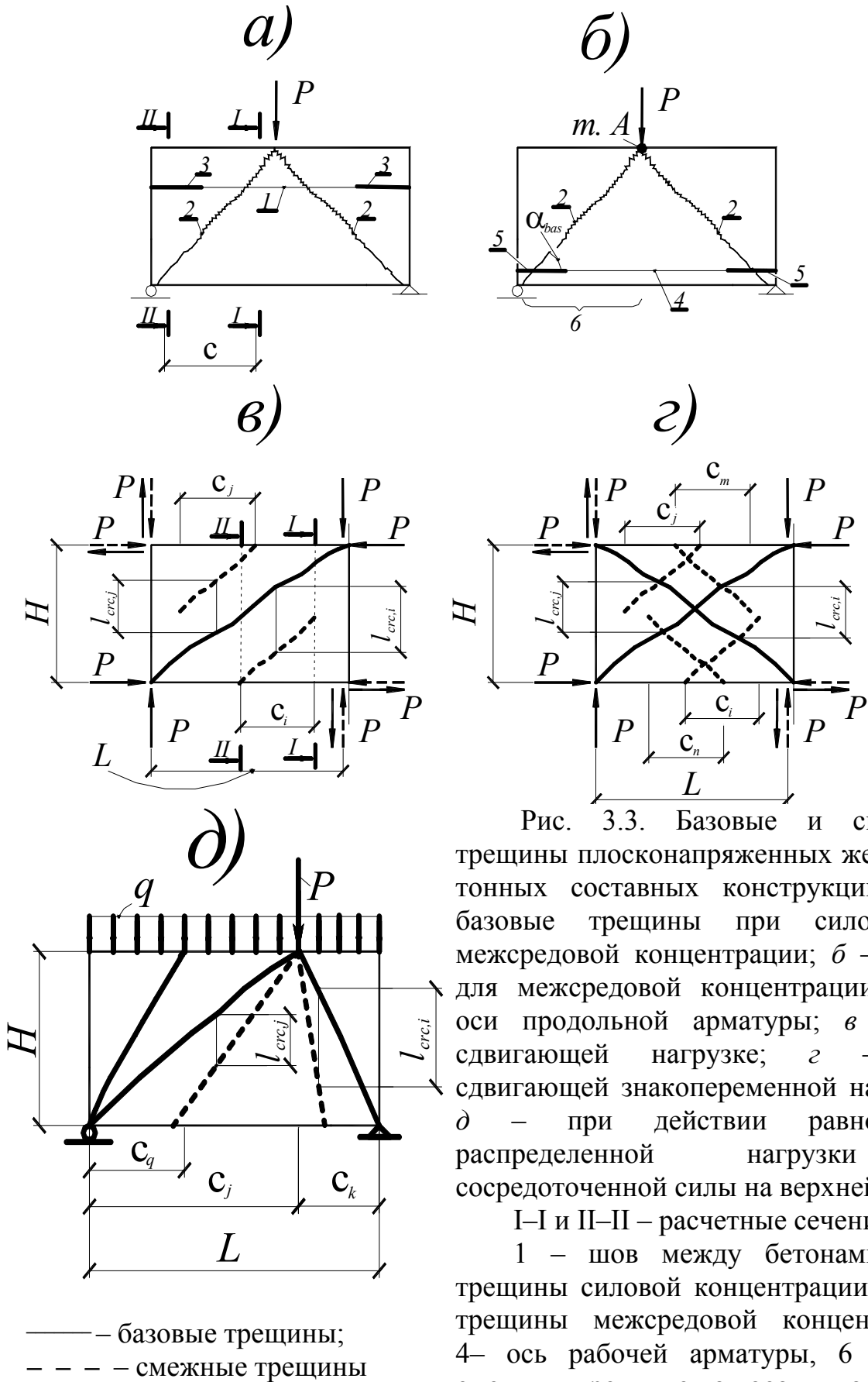


Рис. 3.3. Базовые и смежные трещины плосконапряженных железобетонных составных конструкций: а – базовые трещины при силовой и межсредовой концентрации; б – то же для межсредовой концентрации вдоль оси продольной арматуры; в – при сдвигающей нагрузке; г – при сдвигающей знакопеременной нагрузке; д – при действии равномерно-распределенной нагрузки и сосредоточенной силы на верхней грани; I-I и II-II – расчетные сечения; 1 – шов между бетонами; 2 – трещины силовой концентрации; 3, 5 – трещины межсредовой концентрации; 4 – ось рабочей арматуры, 6 – верш смежных трещин с полюсом в точке А

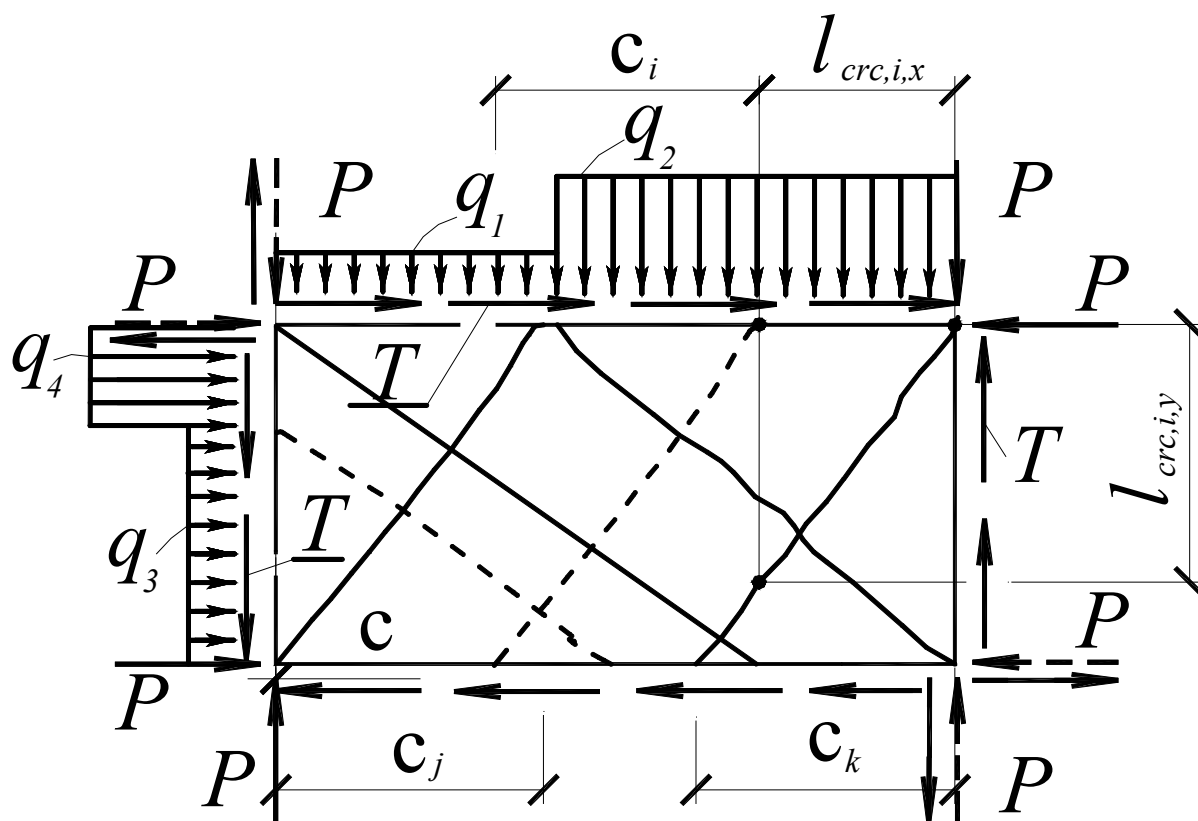


Рис. 3.4. Базовые и смежные трещины плосконапряженных железобетонных составных конструкций при наложении геометрической и силовой концентрации:

— — базовые трещины; - - - - смежные трещины

трещин (рис. 3.3, з, д, рис. 3.4., 3.5). Эти схемы нагружения наиболее часто встречаются в практике строительства в особых условиях.

### 3.2. Рабочие предпосылки расчета

1. Образование последующего уровня трещин происходит после достижения растянутыми волокнами бетона вдоль оси поперечной (продольной) арматуры предельных деформаций. Уровней трещинообразования может быть несколько. Развитие различных трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях происходит по траекториям, приближающимся к прямым линиям.

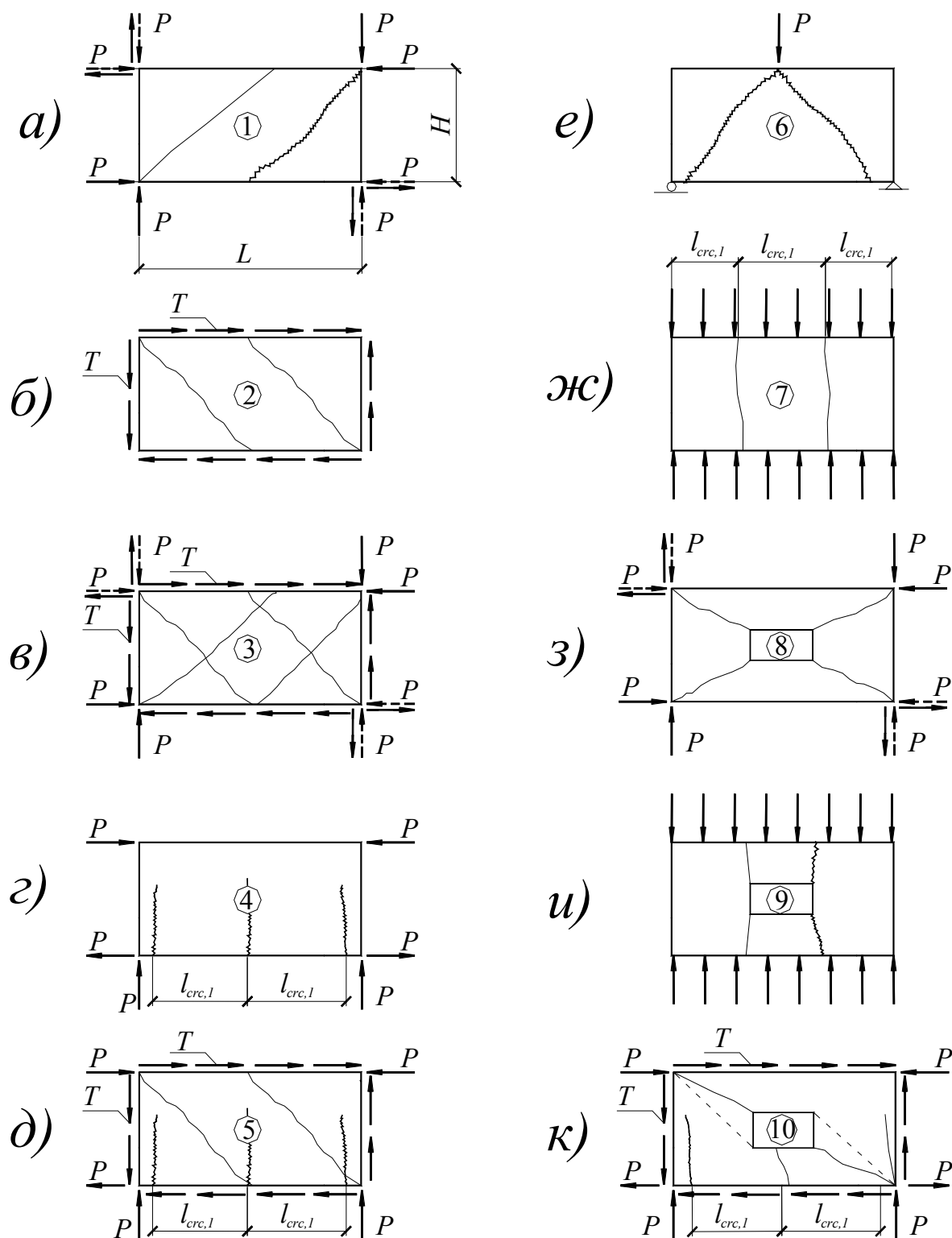


Рис. 3.5. Анализ напряженно-деформированного состояния стеновых панелей по результатам исследований (с наложением различных силовых воздействий): *а* – перекос; *б* – сдвиг; *в* – перекос со сдвигом; *г* – изгиб; *д* – сдвиг с изгибом; *е* – изгиб; *ж* – сжатие; *з* – перекос (с окном); *и* – сжатие (с окном); *к* – сдвиг с изгибом (с окном)

2. Раскрытие трещин рассматривается как накопление относительных взаимных смещений арматуры и бетона на участках, расположенных по обе стороны от трещины; при этом учитывается эффект, связанный с нарушением сплошности бетона.

3. *Вводится классификация базовых трещин.* В плосконапряженных железобетонных составных конструкциях могут иметь место следующие базовые трещины (рис. 3.2–3.5): 1) трещины, развивающиеся к зонам или из зон геометрической концентрации напряженно-деформированного состояния (в местах изменения размеров поперечных сечений, входные углы концентрации, концентрация от некруглых отверстий и т.п.); 2) трещины, развивающиеся к зонам или из зон концентрации силового и деформационного нагружения (места расположения опорных реакций и сосредоточенных сил, места изменения интенсивности нагружения по контуру конструкции, места деформационного нагружения от просадок; особое значение имеет вид нагружения, – изгибное, сдвиговое, сжатие – растяжение); 3) продольные трещины, развивающиеся в зонах межсредовой концентрации деформаций (в швах между бетонами в плсконапряженных железобетонных составных конструкциях, вдоль продольной арматуры в зонах заанкеривания и т.п.).

4. Действительная трещина заменяется предлагаемой моделью (рис. 3.6) с помощью расшивки конечных элементов (КЭ) в ПК «Ли́ра-САПР» и деформационного воздействия  $\Delta = a_{crc,j}$  вдоль профиля трещины (учет эффекта нарушения сплошности выполняется как с помощью введения действительного профиля трещины, так и с помощью формулы для определения ширины раскрытия трещин).

5. К расчету привлекается специальная расчетная двухэлементная консольная модель (рис. 3.6), с помощью которой выполняется последовательный итерационный анализ напряженно-деформированного состояния плоских консольных элементов, расположенных по траектории трещины, реализуемый с помощью «расшивки» и деформационного



воздействия, учитывающего эффект нарушения сплошности бетона.

6. К расчету привлекается специальная расчетная двухэлементная консольная модель, позволяющая определить параметры шва ( $G(\lambda), E(\lambda), \mu(\lambda)$  в двух рядах мелкогабаритных КЭ, прилегающих к шву) между бетонами, опираясь на эксперименты сдвига шва призм с разными бетонами, в том числе, с арматурными стержнями в шве (рис. 3.11). При этом для определения напряженно-деформированного состояния плосконапряженных конечных элементов (в том числе прилегающих к шву) используются возможности вычислительного комплекса «Лира-САПР».

7. Проекция различных трещин на горизонталь (вертикаль) отыскивается на основе блочной модели с расчетными поперечными сечениями I–I и II–II, проходящими через начало и конец трещины, (уточняемых в процессе итераций; одно из этих сечений, как правило, привязывается к наибольшей силе, – опорной реакции  $R_{sup}$  или выходит на одну из граней конструкции (рис. 3.2, в, е, рис. 3.3, 3.4)) с привлечением аналитических зависимостей, базирующихся на экстремуме функции многих переменных и множителей Лагранжа.

8. В плосконапряженных железобетонных составных конструкциях имеет место многоуровневый процесс развития различных трещин, определяемый специальными расчетными моделями (рис. 3.9) их уровневого появления, позволяющих отыскивать расстояния между трещинами и ширину их раскрытия с учетом эффекта нарушения сплошности.

На основании углубленного исследования природы и характера трещинообразования плосконапряженных железобетонных составных конструкций стало возможным дальнейшее развитие расчетной модели  $i$ -го уровня (рис. 3.9) для определения расстояния между трещинами и ширины раскрытия различных трещин, основанной на оценке действительного напряженного и деформированного состояния бетона и арматуры. Из плосконапряженной железобетонной составной конструкции вырезаются представительные объемы бетона (образуемые толщиной конструкции и

размерами, соизмеримыми с шагом поперечной арматуры или с удвоенной

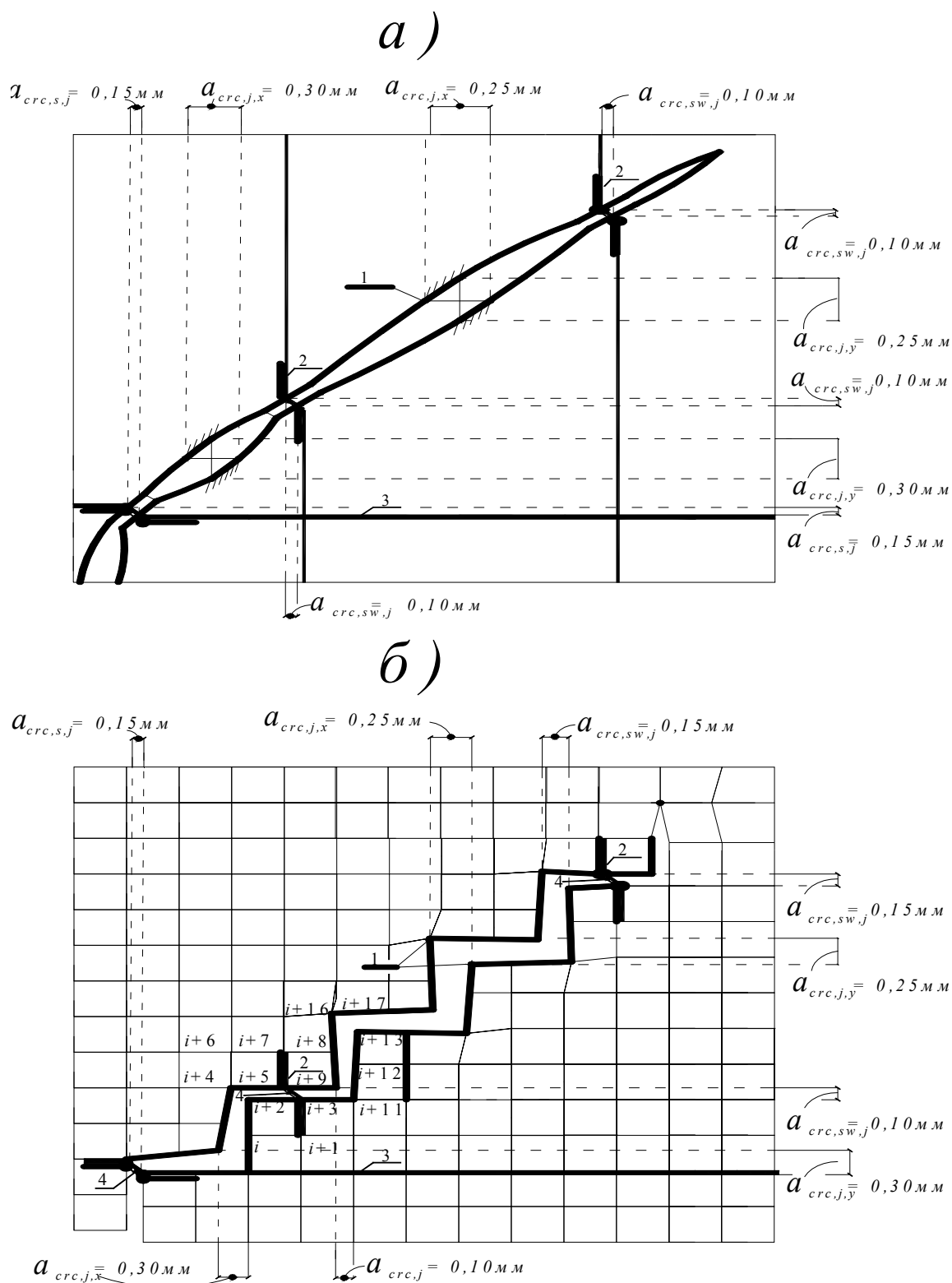


Рис. 3.6. Предлагаемая модель трещины: а) – действительная трещина; б) – моделируемая с помощью расшивки КЭ и деформационного воздействия  $\Delta = a_{crc,j}$

1 – трещина; 2 – поперечная арматура и ее моделирование с помощью 201 КЭ, 3 – продольная арматура и ее моделирование с помощью 201 КЭ; 4 – возможное закрытие трещины и его моделирование с помощью 255 КЭ

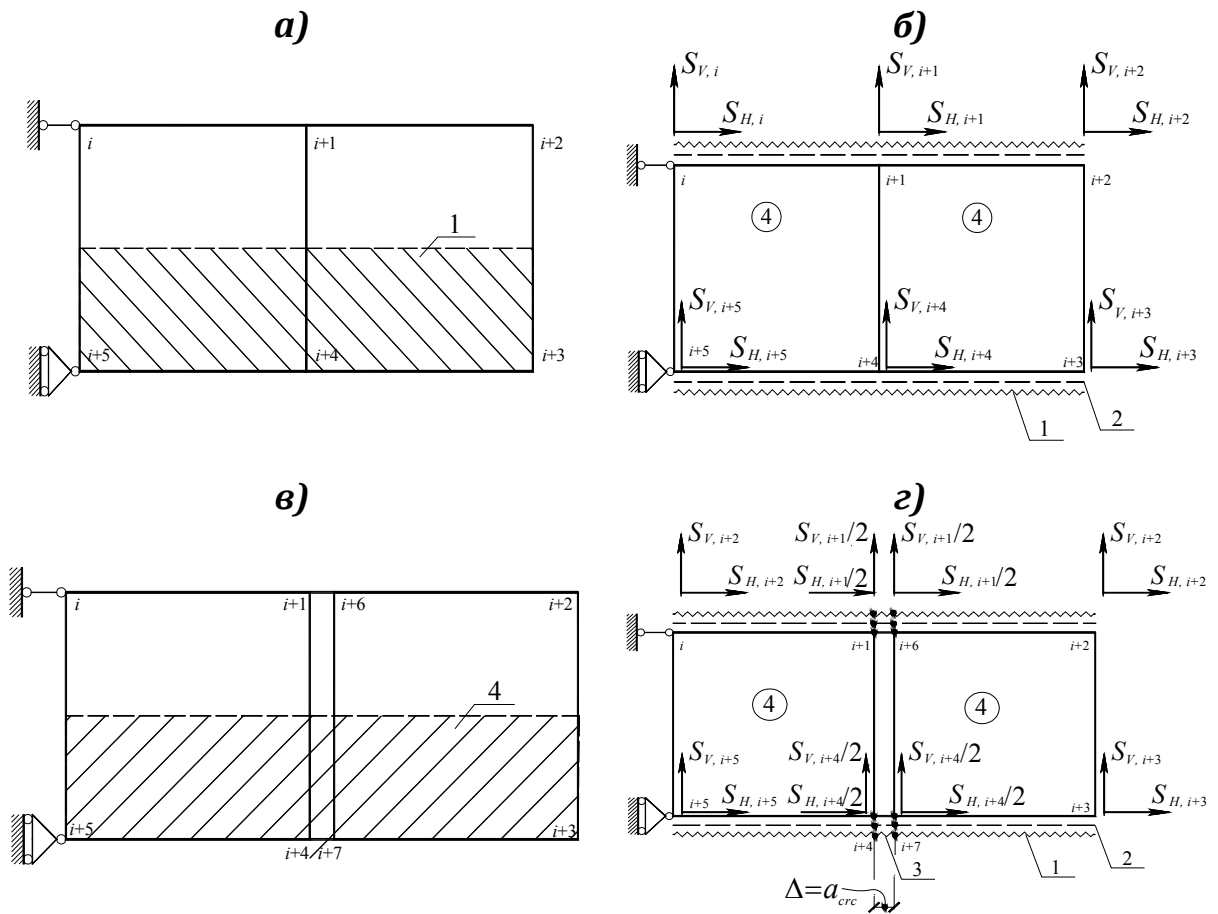


Рис. 3.7. Построение двухэлементной модели: *a* – сбор нагрузки для 255 КЭ; *б* – расчетная схема двухэлементной модели без расшивки; *в* – сбор нагрузки для 255 КЭ, установленного в щели; *г* – расчетная схема двухэлементной модели с расшивкой; 1 – грузовая площадь 255 КЭ; 2 – 255 КЭ ( $A_{b\ 255,1} = A_{b\ 255}/4$ , где  $A_{b\ 255}$  – площадь 255 КЭ в основной модели,  $A_{b\ 255,1}$  – площадь 255 КЭ в двухэлементной модели); 3 – 201 КЭ ( $A_{s\ 201,1} = A_{s\ 201}/2$ , где  $A_{s\ 201}$  – площадь 201 КЭ в основной модели,  $A_{s\ 201,1}$  – площадь 201 КЭ в двухэлементной модели); 4 – грузовая площадь 255 КЭ; 5 – 255 КЭ ( $A_{b\ 255,2} = A_{b\ 255}/2$ , где  $A_{b\ 255}$  – площадь 255 КЭ в основной модели,  $A_{b\ 255,2}$  – площадь 255 КЭ в двухэлементной модели)

толщиной защитного слоя продольной арматуры, соответственно), включающих поперечную или продольную арматуру, которые рассматриваются в виде уровневых моделей.

Они используются для определения деформаций растянутого бетона  $\varepsilon_{bt}(y)$  вдоль оси поперечной арматуры  $i$ -го уровня образования различных

трещин и расстояния между ними в железобетонных составных конструкциях. При этом рассматриваются два случая их возможного расположения по отношению к базовой трещине (рис. 3.9).

Рассматривая равновесие этой расчетной модели  $i$ -го уровня в виде проекций всех сил на вертикальную (а для продольной арматуры, – на горизонтальную) ось, отыскиваются деформации растянутого бетона  $\epsilon_{bt}(y)$  между различными трещинами в плосконапряженной железобетонной составной конструкции.

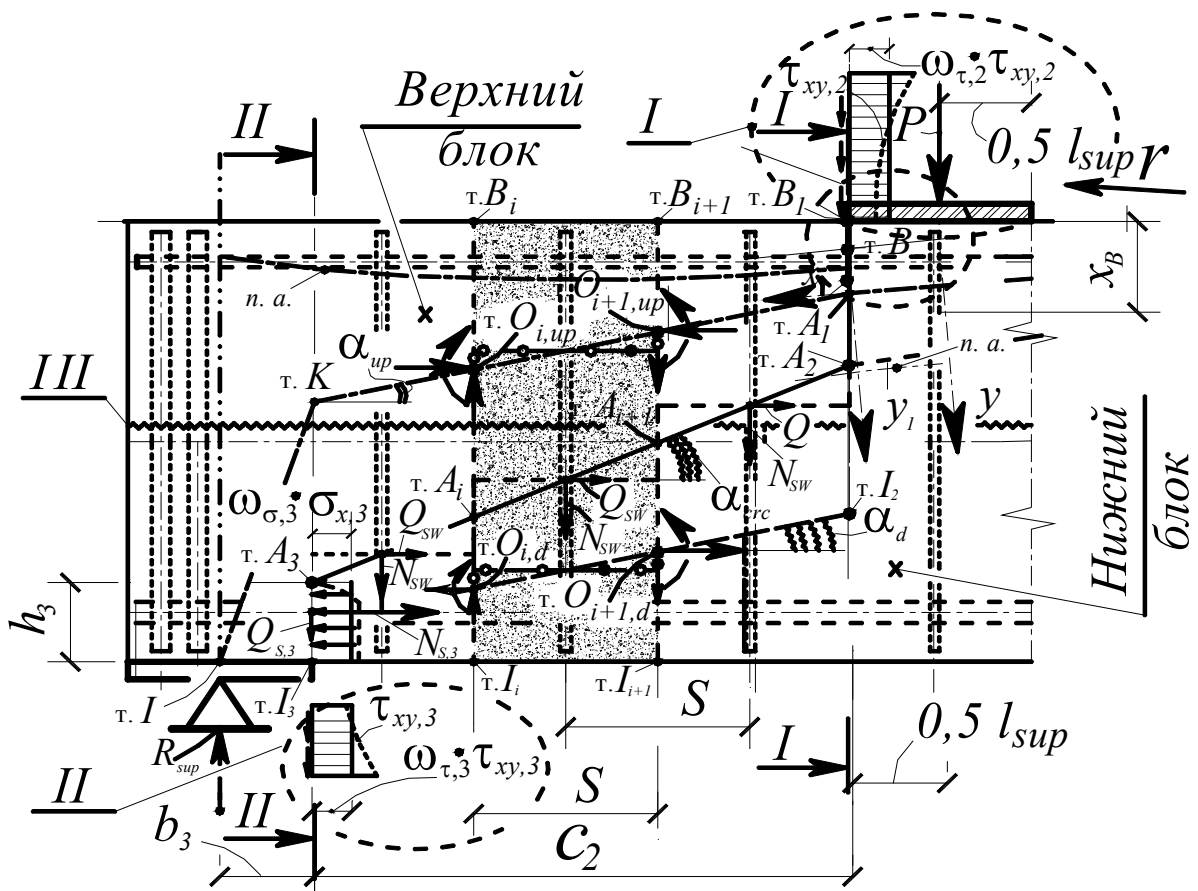


Рис. 3.8. Блочная расчетная схема с расчетными поперечными сечениями I–I и II–II для определения проекции наклонной трещины в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях

I и II – эпюры касательных напряжений в сечениях I–I и II–II, соответственно; III – шов между бетонами

На основании предложенной расчетной модели ширины раскрытия наклонных трещин в составных железобетонных конструкциях стало возможным также уточнение параметров напряженно–деформированного

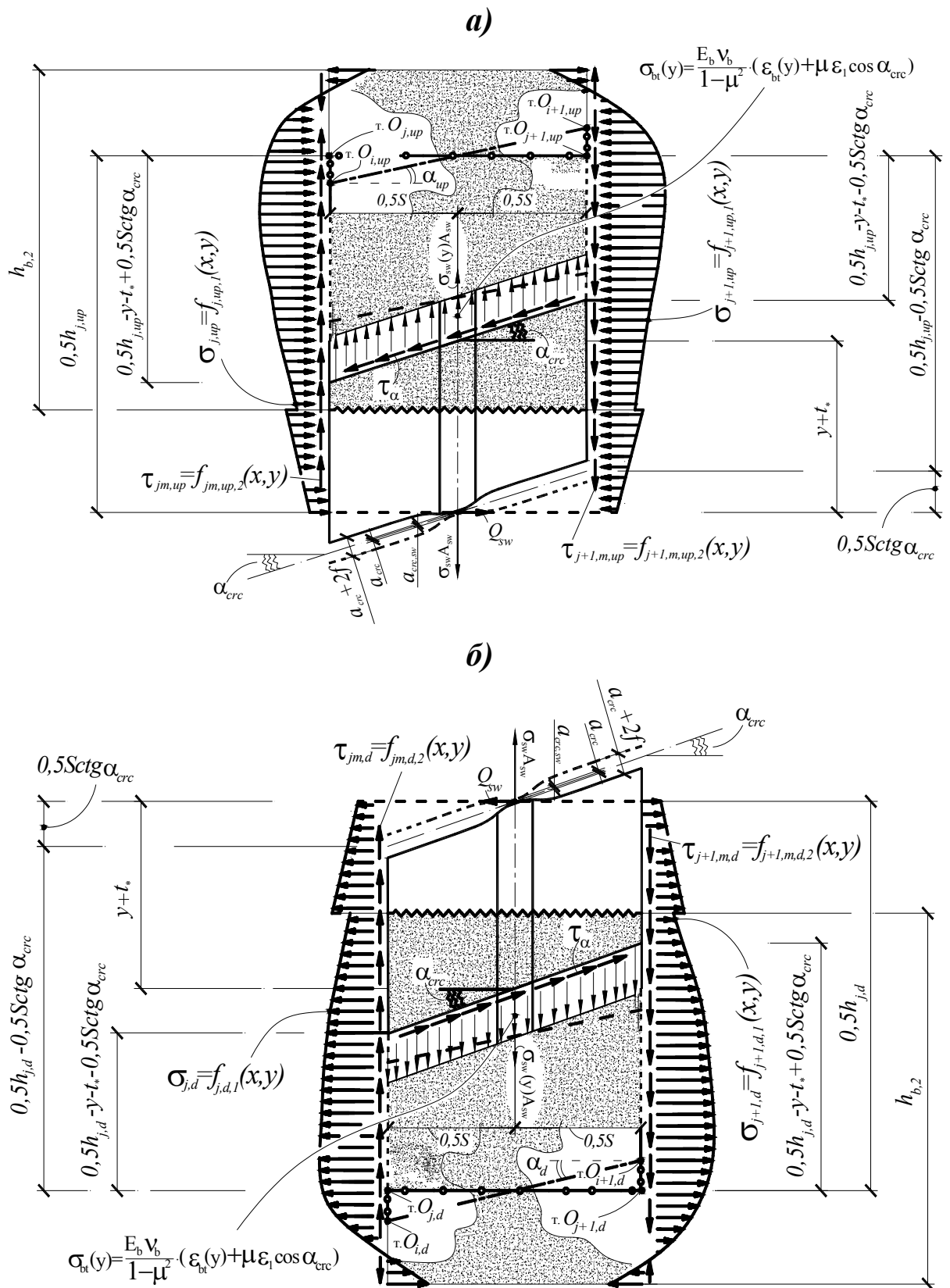


Рис. 3.9. Уровневая модель для определения деформаций растянутого бетона  $\varepsilon_{bt}(y)$  вдоль оси поперечной арматуры  $i$ -го уровня образования различных трещин, расстояния между ними и ширины их раскрытия в железобетонной составной конструкции:  $a$  – случай 1,  $b$  – случай 2

состояния в плосконапряженных железобетонных составных конструкций при наличии различных трещин при учете эффекта нарушения сплошности. Это послужило основанием для разработки методики расчета жесткости в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях.

Подробное изложение этой методики приведено ниже.

В блочной расчетной схеме (рис. 3.8) для определения напряженно-деформированного состояния в сечении II–II также используется схема составного стержня при возникновении трещины вдоль оси продольной арматуры (рис. 3.3, б):

$$\tau_{xy,3} = \frac{\tau_{com} \cdot l_x}{l_{an}}, \quad (3.1)$$

где  $\tau_{com3}$  определяется из расчетной схемы сопротивления составных стержней, рассмотренной применительно к железобетону [22].

$$\tau_{com3} = -\frac{R_{sup} \eta}{\gamma} (e^{\gamma \xi_m \cdot (l-z)} - e^{\gamma \xi_m \cdot l}). \quad (3.2)$$

$$\sigma_{b,3} = \varepsilon_{bt,3} \cdot \nu_b \cdot E_b. \quad (3.3)$$

Разрушение железобетонных конструкций от потери сцепления в зоне заанкеривания по межсредовым трещинам происходит в результате достижения относительными деформациями взаимного смещения арматуры и бетона в сечении, расположенной на расстоянии  $l_{an}$  от торца арматурного стержня, своих предельных значений  $\varepsilon_{q,u}$ :

$$\varepsilon_{q,u} = \frac{\tau_{com,u} \beta}{G_{b,u}} \quad (3.4)$$

где  $\tau_{com,u}$  – предельные напряжения сцепления; параметр диаграммы сцепления  $\beta$  принимается для соответствующего класса бетона аналогично такому же параметру на диаграмме  $\sigma_b - \varepsilon_b$  по рекомендациям [41, 133].

Секущий модуль сдвига  $G_{b,u}$  определяется из пропорции, вытекающей из аналогии отмеченных диаграмм:

$$\frac{G_{b,u}}{G_b} = \frac{E_{b,u}}{E_b} \quad (3.5)$$

Относительными деформациями взаимного смещения арматуры и бетона в сечении II–II под наклонной трещиной третьего типа, в соответствии с рис. 3.10, равны:

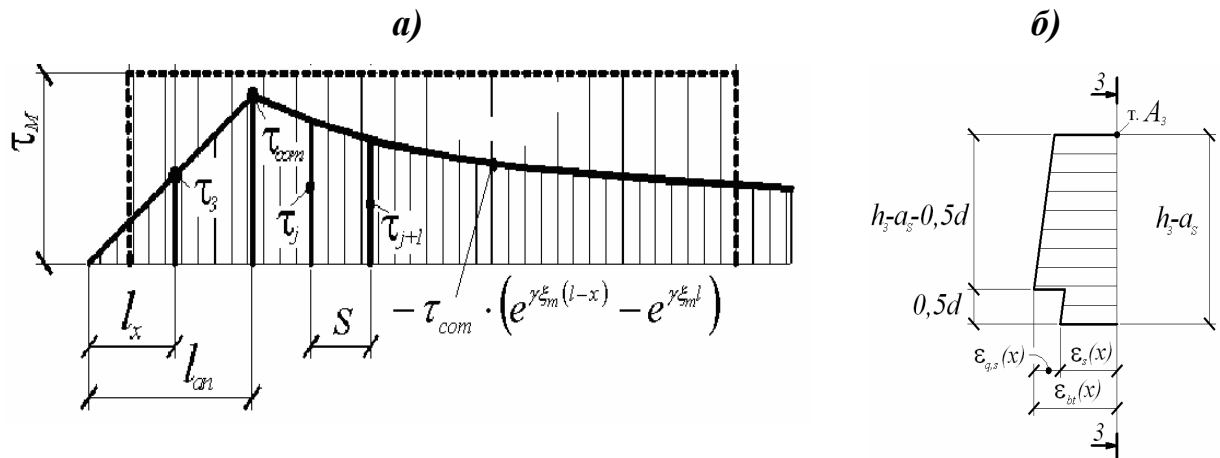


Рис. 3.10. Сдвигающие усилия  $\tau$  в зоне заанкеривания (а) и деформации бетона и арматуры как составного стержня в сечении 3–3 под наклонной трещиной третьего типа (б)

$$\epsilon_{q,3} = \epsilon_{q,u} \cdot \frac{l_x}{l_{xan}}, \quad (3.6)$$

При этом напряжения и деформации в арматуре, в сечении II–II при возникновении межсредовой трещины, отыскиваются аналогично (напряжения в арматуре в сечении, расположенном на расстоянии  $l_{an}$  от торца арматурного стержня, достигают значения  $R_s$ ):

$$\sigma_{s,3} = R_s \cdot \frac{l_x}{l_{xan}}, \quad (3.7)$$

$$\epsilon_{s,3} = \frac{R_s}{E_s} \cdot \frac{l_x}{l_{xan}}, \quad (3.8)$$

Тогда деформации бетона в сечении II–II на уровне межсредовой трещины, определяются по схеме составного стержня, в соответствии с рис. 3.10:

$$\epsilon_{bt,3} = \epsilon_{s,3} + \epsilon_{q,3}, \quad (3.9)$$

Располагая деформациями, несложно найти здесь напряжения

бетона в сечении II–II.

В плосконапряженных железобетонных составных конструкциях возможно также исчерпание сопротивления контактного шва сдвигу между бетонами (рис. 3.3, а).

Предельное сопротивление контактного шва сдвигу определяется из зависимости [41, 133]:

$$R_{sh} = R_{sh,b} + R_{sh,s} + R_{sh,n}, \quad (3.10)$$

где  $R_{sh,b}$  – сопротивление шва сдвигу за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона;  $R_{sh,s}$  – сопротивление шва сдвигу за счет работы продольной арматуры, пересекающей шов;  $R_{sh,n}$  – сопротивление шва сдвигу за счет работы поперечных шпонок.

При учете в расчетах работы поперечных шпонок сопротивление шва сдвигу  $R_{sh,b}$  не учитывается.

При расчете прочности контактного шва с учетом совместной работы шпонок и поперечной арматуры расчетное сопротивление контактного шва сдвигу принимается равным

$$R_{sh} = \gamma_{n1} R_{sh,n} + \gamma_{n2} R_{sh,s}, \quad (3.11)$$

Значения коэффициентов  $\gamma_{n1}$  и  $\gamma_{n2}$  равны: если  $R_{sh,n} \geq R_{sh,s}$  –  $\gamma_{n1} = 1$ ;  $\gamma_{n2} = 0,5$ ; если  $R_{sh,n} < R_{sh,s}$  –  $\gamma_{n1} = 0,5$ ;  $\gamma_{n2} = 1$ .

Сопротивление шва сдвигу за счет сцепления, механического зацепления и обжатия бетона определяется по формуле:

$$R_{sh,b} = \gamma_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot \gamma_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \left( 1 + \gamma_{b4} \frac{\sigma_{bm}}{R_{bt}} \right), \quad (3.12)$$

где  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона усиления растяжению;  $\gamma_{b1}$  – коэффициент, учитывающий влияние многократно повторяющейся нагрузки (приближенный учет для случая, когда указанная нагрузка составляет незначительную часть от общей); его значения для плоского шероховатого, армированного поперечной арматурой контакта принимаются равными: при



коэффициенте асимметрии цикла нагружения  $\rho = 0,3$   $\gamma_{b1} = 0,65$ ; при  $\rho = 0,6$   $\gamma_{b1} = 0,75$ ;  $\gamma_{b2}$  – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки;  $\gamma_{b2} = 0,75$ ;  $\gamma_{b3}$  – коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва на сцепление бетона, принимаемый по табл. 3.1;  $\gamma_{b4}$  – коэффициент, учитывающий влияние состояния поверхности контактного шва при его обжатии, принимаемый по табл. 3.1.;  $\sigma_{bm}$  – среднее значение напряжения обжатия контактного шва.

Среднее значение напряжения обжатия контактного шва определяется по формуле:

$$\sigma_{bm} = \frac{Q_2}{b_{sh} l_{sh}}, \quad (3.13)$$

где  $Q_2$  – опорная реакция;  $b_{sh}, l_{sh}$  – ширина горизонтального участка поверхности контакта и длина поверхности контакта.

При расчете прочности контактных швов у промежуточных опор неразрезных балок или плит значение  $\sigma_{bm}$  принимается равным нулю. Таким образом, в нашем случае  $\sigma_{bm}$  равняется нулю.

Тогда, применительно к рассматриваемому случаю после подстановки числовых значений, будем иметь:

$$R_{sh,b} = 0,75 \cdot 0,75 \cdot 0,6 \cdot 1,5 = 0,388 \text{ МПа} .$$

Сопротивление шва сдвигу  $R_{sh}$  за счет работы поперечной арматуры определяется по формуле:

$$R_{sh,s} = 0,65 \sqrt[3]{R_b^2 E_s \mu_{sw}}, \quad (3.14)$$

где  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона усиления на сжатие;  $\mu_{sw}$  – коэффициент армирования контактного шва поперечной арматурой, определяемый по формуле:

$$\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_{sh} s} = 0,007012 .$$

После подстановки числовых значений, будем иметь:

$$R_{sh,s} = 0,65 \sqrt[3]{R_b^2 E_s \mu_{sw}} = 0,65 \cdot \sqrt[3]{12,2^2 \cdot 1700000 \cdot 0,007012} = 7,869063 \text{ МПа},$$

но принимается не более  $0,7 \mu_{sw} R_{sw}$ , где  $R_{sw}$  – меньшее из значений  $R_{sw1}$  и  $R_{sw2}$ .

Таблица 3.1

Состояние поверхности контакта усиливаемой конструкции	Коэффициент $\gamma_{b3}$ и $\gamma_{b4}$ при прочности $R_{b1}$ , МПа				
	5,0	10,0	15,0	20,0	40,0
Поверхность гладкая, контакт осуществляется по нескольким плоскостям	$\frac{0,4}{1,6}$	$\frac{0,6}{1,1}$	$\frac{0,9}{0,7}$	$\frac{1,2}{0,5}$	$\frac{1,0}{0,65}$
	$\frac{0,3}{2,2}$	$\frac{0,5}{1,3}$	$\frac{0,6}{1,1}$	$\frac{0,6}{1,1}$	$\frac{0,5}{1,3}$
То же, контакт плоский	$\frac{0,5}{1,3}$	$\frac{0,8}{0,8}$	$\frac{1,2}{0,55}$	$\frac{1,6}{0,4}$	$\frac{1,3}{0,5}$
	$\frac{0,4}{1,6}$	$\frac{0,7}{0,9}$	$\frac{0,8}{0,8}$	$\frac{0,8}{0,8}$	$\frac{0,6}{1,1}$

*Примечания.*

1. Над чертой приведены значения  $\gamma_{b3}$  под чертой –  $\gamma_{b4}$ .
2. Под гладкой подразумевается поверхность с отпечатком деревянной опалубки или заглаженная вручную по свежему бетону; под шероховатой – поверхность имеющая искусственные или естественные выступы высотой (или впадины глубиной) до 10 мм.
3. Выступы высотой (или впадины глубиной) 10 мм и более рассматриваются как шпонки.
4. Промежуточные значения коэффициентов  $\gamma_{b3}$  и  $\gamma_{b4}$  определяются по интерполяции.

После подстановки числовых значений, будем иметь:

$$0,7 \mu_{sw} R_{sw} = 0,7 \cdot 0,007012 \cdot 440,5 = 2,16224 \text{ МПа}.$$

В итоге, предельное сопротивление контактного шва сдвигу будет равно:

$$R_{sh} = R_{sh,b} + R_{sh,s} + R_{sh,n} = 0,388 + 2,16224 + 0 = 2,55024 \text{ МПа}.$$

### 3.3. Специальная расчетная двухэлементная консольная модель для определения параметров шва между бетонами

Используя вышеприведенные предпосылки, в том числе применительно к исчерпанию сопротивления контактного шва сдвигу между бетонами (рис. 3.3, б), перейдем к моделированию шва между бетонами плосконапряженных железобетонных составных конструкций.

В окрестности шва вводятся как минимум два ряда плоских прямоугольных конечных элементов, с каждой стороны шва с размерами не превышающими двойной толщины крупного заполнителя (рис. 3.11, а). Жесткостные параметры конечных элементов, расположенных в этих двух рядах ( $G(\lambda)$ ,  $\mu(\lambda)$ ,  $E(\lambda)$ ), отыскиваются с помощью специальной расчетной двухэлементной консольной модели, аналогичной той, что приведена на рис. 3.7, б. Такая модель позволяет определить параметры  $G(\lambda)$ ,  $\mu(\lambda)$ ,  $E(\lambda)$ , опираясь на эксперименты сдвига шва призм с разными бетонами, в том числе, с арматурными стержнями в шве (рис. 3.11, б–г).

Располагая перемещениями на консоли двухэлементной модели (рис. 3.7, б), наносим эти перемещения на экспериментальный график (рис. 3.11, б). На этом графике имеются три участка I, II, III. Для первого участка  $\mu_I = 0,2$ , а модули  $G$  и  $E$  принимаются равными начальным модулем бетона. Для второго и третьего участков  $\mu(\lambda)$  принимаются равными:  $\mu(\lambda)_{II} = 0,35$  и  $\mu(\lambda)_{III} = 0,5$ , соответственно. При этом пластические модули сдвига определяются как секущие модули на диаграмме (рис. 3.11, б) для полученного перемещения двухэлементной консоли. Затем определяются соответствующие секущие модули  $E(\lambda)$  по формуле:

$$E(\lambda) = 2G(\lambda)(1 + \mu(\lambda)). \quad (3.15)$$

Таким образом, отыскиваются параметры  $E(\lambda)$ ,  $\mu(\lambda)$ ,  $G(\lambda)$ , задаваемые мелкогабаритными конечными элементами, прилегающим к шву.

При этом для определения напряженно – деформированного состояния

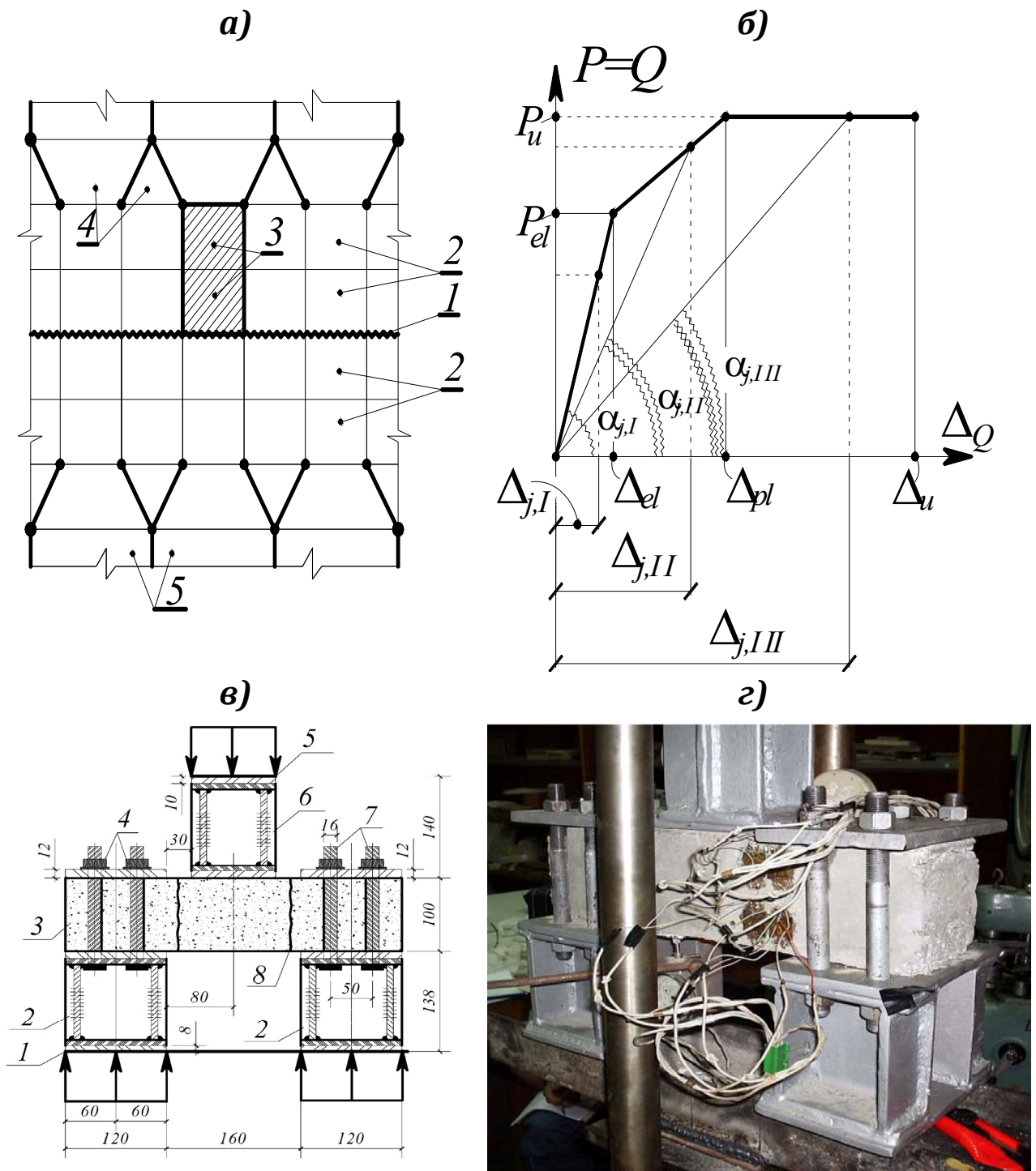


Рис. 3.11. Моделирование шва между бетонами: *а* – организация двух рядов мелкогазмерных конечных элементов, прилегающих к шву и выделение двухэлементной модели; *б* – диаграмма  $Q - \Delta_Q$ , полученная на основании экспериментальных исследований составных призм ( $\mu_l = 0,2$ ;  $\mu(\lambda)_{II} = 0,35$ ,  $\mu(\lambda)_{III} = 0,5$ ); *в* – экспериментальные исследования податливости шва с использованием составных призм; *г* – общий вид составных призм с установленными мембранными розетками

плосконапряженных конечных элементов, прилегающих к шву, привлекается возможности вычислительного комплекса «Лира-САПР».

### ***3.4. Определение проекции наклонных трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях***

Необходимо отметить, что трещина, смежная с базовой, как правило может не доходить до концентратора, 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 смежных наклонных трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях, необходимо в начале вручную отыскать проекцию опасной наклонной трещины  $c$  и только потом перейти к ее компьютерному моделированию. При этом для отыскания проекции опасной (по максимальной ширине раскрытия) наклонной трещины используются следующие соображения. Применительно к наклонным трещинам, используется блочная расчетная модель, рис. 3.8.

Применительно к различным трещинам с использованием блочной модели и условий равновесия определяются погонные усилия в хомутах  $q_{sw}$ , пересекаемых наклонной трещиной ( $\sum 0Y = 0$ ); высота сжатого бетона  $x_{B,2}$  над наклонной трещиной в сечении II-II ( $\sum 0X = 0$ ); напряжения в растянутой арматуре  $\sigma_s$  ( $\sum M_B = 0$ , точка  $B$  расположена в центре тяжести эпюры нормальных напряжений сжатого бетона в сечении II-II); высота сжатого бетона  $x$  в сечении II-II ( $\sum 0X = 0$ ); напряжения в сжатом бетоне  $\sigma_b$  над опасной наклонной трещиной ( $\sum M_O = 0$ , точка  $O$  расположена на уровне оси рабочей арматуры в сечении II-II); напряжения в растянутой арматуре  $\sigma_{s,m,I}$  и в сжатом бетоне  $\sigma_{b,1}$  под наклонной трещиной отыскиваются путем оценки сопротивления конечно-элементной модели плоско-напряженной



$q_{sw}, x_B, \sigma_s, x, \sigma_b, \sigma_{s,1}, \sigma_{b,1}, C_2$  и приравняем их нулю:

После алгебраических преобразований, получим уравнение для определения проекции наклонной трещины, ширина раскрытия которой имеет максимальное значение:

$$(k'_1 k'_2 k'_{21} + k'_1 k'_{21} + k'_1 k'_{23}) C_2^2 + C_2 + k'_1 k'_{22} - k'_1 k'_2 k'_{21} = 0. \quad (3.17)$$

где

$$k'_1 = \frac{-2SB'_{a,2}B'_{a,1}A_{sw}E_{sw}}{A_{sw}E_{sw}B'} \cdot \frac{B'_{a,1}A_{sw}E_{sw}}{(q_{sw}S + B'_{a,1}A_{sw}E_{sw})^2} +$$

$$+ \frac{2B'_2}{B'} \cdot \frac{q_{sw}S + B'_{a,1}A_{sw}E_{sw}}{q_{sw}S + B'_{a,1}A_{sw}E_{sw} + B'_{a,2}A_{sw}E_{sw}} \cdot \frac{B'_{a,2}A_{sw}E_{sw}S}{(q_{sw}S + B'_{a,1}A_{sw}E_{sw})^2} \quad k'_2 = \frac{0,5}{0,5x_B - A_s h_o};$$

$$k'_{21} = R_{sup} - \tau_b x_B b - \sigma_s; \quad k'_{22} = \frac{\sigma_s}{A_s (h_o - 0,5x_B)}; \quad k'_{23} = \frac{q_{sw}}{A_s (h_o - 0,5x_B)}.$$

Здесь, параметры  $k'_1, k'_2, k'_{21} - k'_{23}$  – зависят от геометрических характеристик железобетонных плосконапряженных составных конструкций, геометрических и механических характеристик бетона и арматуры, параметров сцепления, параметров напряженно-деформированного состояния блочной расчетной схемы –  $S, B', B'_{a,1}, B'_{a,2}, A_{sw}, E_{sw}, q_{sw}, q_{sw,hor}, Q_{s,3}, h_o, \tau_b, x, x_{B,2}, \sigma_b, \sigma_s, \sigma_{s,1}, \tau_{xy,2}, a, b, R_{sup}, A_{S,i}, \alpha, \psi_s, \nu_b$ .

Основываясь на исследованиях [35, 42 и др.] и записав функцию  $F(q_{sw}, x_{B,2}, \sigma_{s,3}, c_2, \lambda_1, \lambda_2, \lambda_3)$  и отыскивая ее частные производные по соответствующим переменным, после алгебраических преобразований, получим уравнение для определения проекции опасной наклонной трещины с максимальной шириной раскрытия трещин, веерообразно прилегающих к сосредоточенным силам:

$$H'_1 c_2^2 + H'_2 c_2 + H'_3 = 0. \quad (3.18)$$

Здесь, параметры  $H'_1, H'_2, H'_3$  зависят от геометрических характеристик плосконапряженных железобетонных составных конструкций,

геометрических и механических характеристик бетона и арматуры, параметров сцепления, параметров напряженно-деформированного состояния блочной расчетной схемы –  $S, B'_{a,1}, B'_{a,2}, A_{sw}, E_{sw}, q_{sw}, q_{sw,hor}, Q_{s,3}, h_0, x_{B,2}, \omega_{\sigma,2}, \omega_{\tau,2}, \omega_{\tau,3}, \sigma_{x,2}, \sigma_{s,3}, \tau_{xy,2}, b, b_3, R_{sup}, b, b_3, A_{s,i}, l_{an}, l_x, \alpha_s, \nu_b$ .

Решение его записывается в виде:

$$c_2 = -\frac{H'_2}{2H'_1} \pm \sqrt{\left(\frac{H'_2}{2H'_1}\right)^2 - \frac{H'_3}{H'_1}}. \quad (3.19)$$

$$\text{Здесь, } \frac{2SB'_{a,1}B'_{a,2}}{B'} = E'_1; \quad A_{sw}E_{sw}S(2B'_{a,1} + B'_{a,2}) = E'_2; \quad (3.20)$$

$$A_{sw}^2E_{sw}^2B'_{a,1}(B'_{a,1} + B'_{a,2}) = E'_3; \quad -\frac{E_1 \cdot B'_{a,1}A_{sw}E_{sw}}{(q_{sw}S + B'_{a,1}A_{sw}E_{sw})^2} = E'_4; \quad (3.21)$$

$$\frac{2B'_2B'_{a,2}A_{sw}E_{sw}S}{B'(q_{sw}^2S^2 + q_{sw}E'_2 + E'_3)} = E'_5; \quad \frac{0,5q_{sw}}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} = E'_6; \quad \frac{\omega_{\tau,2} \cdot \tau_{xy,2} \cdot b}{0,8} = E'_7;$$

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

$$+ \frac{0,5A_{s,3}(R_{sup} - Q_{s,3}A_{s,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - q_{sw,hor} \cdot (h - h_3))}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} = E'_8;$$

$$\frac{0,5A_{s,3} \cdot R_{sup} b_3}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} = E'_9; \quad \frac{-0,25A_{s,3}q_{sw}}{A_{s,3}^2 \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})^2} = E'_{10}, \quad \left( \frac{A_{s,3} + \frac{l_{an}}{l_x} \cdot \frac{\nu_b}{\alpha_s} \cdot b \cdot h_3}{\omega_{\sigma,2} \cdot \sigma_{x,2} \cdot b} \right) = E'_{11};$$

$$\frac{R_{sup} - Q_{s,3}A_{s,3} - \omega_{\tau,3} \cdot \tau_{xy,3} \cdot b \cdot h_3 - \omega_{\tau,2} \cdot \tau_{xy,2} \cdot b \cdot x_{B,2}}{0,8} = E'_{12}; \quad (3.22)$$

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

$$\frac{q_{sw}}{A_{s,3} \cdot (h_0 - 0,5x_{B,2})} = E'_{15}; \quad E'_{11}E'_{10} + \frac{E'_7}{E'_{12}} \cdot E'_{11} \cdot E'_{15} = H'_1;$$

$$E'_{11}E'_8 - \frac{E'_7}{E'_{12}} \cdot E'_{13} - \frac{E'_7}{E'_{12}} \cdot E'_{11}E'_{14} = H'_2; \quad E'_{11}E'_9 - 1 = H'_3.$$



Из блочной расчетной модели (рис. 3.7) следует, что располагая усилиями в продольной и поперечной арматуре в опасной наклонной трещине, несложно получить такие усилия и в соседней (смежной) наклонной трещине. Для смежной арки составляются уравнения равновесия моментов относительно точки  $B_*$  ( $\sum M_{B_*} = 0$ ) и уравнения равновесия проекций всех сил на ось  $OY$  ( $\sum OY = 0$ ):

$$N_{S,i}(h_0 - x_B) - N_S(h_0 - x_B) + Q_{S,i}(l_{*,i} + c_{i,1}) - Q_S c_{i,1} + q_{sw,i} \cdot 0,5(l_{*,i} + c_{i,1})^2 - q_{sw} \cdot 0,5c_{i,1}^2 + q_{sw,i,hor} \cdot 0,5(l_{*,i} + c_{i,1})^2 - q_{sw,hor} \cdot 0,5c_{i,1}^2 = 0; \quad (3.23)$$

$$Q_{S,i} - Q_S + q_{sw,i}(l_{*,i} + c_{i,1}) - q_{sw} \cdot c_{i,1} = 0. \quad (3.24)$$

В этих уравнениях неизвестными являются  $N_{S,i}$  и  $q_{sw,i}$ . При этом  $Q_{S,i}$  равняется  $0,2N_{S,i}$ , а  $q_{sw,i,hor}$  равняется  $0,2q_{sw,i}$ .

В рассматриваемой расчетной модели в точке  $B_*$  безусловно созданы идеализированные условия (предположив, что площадь бетона в этой точке стремиться к нулю). Однако, если даже положить, что эта площадь имеет место и в точке  $B_*$  появится шарнирно-неподвижная опора с соответствующими реакциями  $N_{B,*}$  и  $Q_{B,*}$ , то на моментное уравнение (3.23) это никак не отразится, а в уравнение проекций (3.24) войдет лишь  $Q_{B,*}$ .

При этом учитывая, что поперечная сила в сечении II–II распределяется большей своей частью над наклонной трещиной и под наклонной трещиной, то ее часть, прилегающая к окрестности точки  $B_*$  будет весьма незначительной, что вполне оправдывает принятую расчетную модель (рис. 3.8).

После отыскания наиболее опасных наклонных трещин проверяется наличие смежных трещин и трещин последующих уровней. Последовательно перемещаясь от одной трещины к другой, используемая расчетная модель (рис. 3.8) позволяет определить усилия в продольной и поперечной арматуре в любой трещине из уравнений, аналогичных (3.23) и (3.24).

### ***3.5. Определение расстояния между трещинами и ширины раскрытия трещин в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях***

После отыскания наиболее опасных и смежных трещин и определения напряжений в поперечной арматуре, можно переходить к расчету ширины раскрытия этих трещин. Здесь под шириной раскрытия трещин понимается накопление относительных условных сосредоточенных взаимных смещений арматуры и бетона на участках, расположенных по обе стороны от трещины [42].

Для определения действительного напряженно-деформированного состояния плосконапряженных железобетонных конструкций возникает необходимость в определении полной картины трещинообразования в процессе нагружения. При этом важно располагать не только различными уровнями трещинообразования нормальных трещин, но и иметь полную картину наклонных трещин.

Трещинообразование, развитие и раскрытие трещин зависит от характера напряженно-деформированного состояния, соотношения внешних нагрузок, а также от геометрии сечения, прочностных и деформативных характеристик бетона, характера армирования и ряда других факторов.

Разрабатываемая методика расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций при наличии различных трещин, предполагает наличие таких параметров, как расстояния между наклонными трещинами и ширины их раскрытия.

При наличии расстояний между трещинами (базовыми) первого уровня вдоль поперечной или продольной арматуры в плосконапряженных железобетонных составных конструкциях и усилий в продольной или поперечной арматуре в местах пересечения трещинами, 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  $x$  [58] на последующих уровнях трещинообразования.

Для поперечной арматуры из уравнения проекций всех сил на ось  $y$  ( $\Sigma Y = 0$ ) в соответствии с расчетными схемами второго уровня (рис. 3.9), будем иметь:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{bt}(y) &= \sigma_{sw} A_{sw} \cdot \frac{1}{D'_{13}} - \sigma_{sw}(y) A_{sw} \cdot \frac{1}{D'_{13}} + \frac{D'_{14}}{D'_{13}} \cdot y + \frac{D'_{15}}{D'_{13}} = \\ &= \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D'_{13}} - \varepsilon_{sw}(y) \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D'_{13}} + \frac{D'_{14}}{D'_{13}} \cdot y + \frac{D'_{15}}{D'_{13}}. \end{aligned} \quad (3.25)$$

где

$$D'_1 = \frac{Q'_{j+1,up}}{h_{j+1,up}} - \frac{Q'_{j,up}}{h_{j,up}}, \quad (3.26)$$

$$D'_2 = \left( \frac{Q'_{j+1,up}}{h_{j+1,up}} - \frac{Q'_{j,up}}{h_{j,up}} \right) \cdot t_* + \left( \frac{Q'_{j+1,up}}{h_{j+1,up}} + \frac{Q'_{j,up}}{h_{j,up}} \right) \cdot 0,5 Stg \alpha_{crc}. \quad (3.27)$$

$$D'_3 = \frac{M'_{j,up} + M'_{j+1,up}}{2I_{m,up}}, \quad (3.28)$$

$$D'_4 = \frac{M'_{j,up} + M'_{j+1,up}}{2I_{m,up}} \cdot (0,5h_{m,up} - t_*) + \frac{N'_{j,up} + N'_{j+1,up}}{2 \cdot b \cdot h_{m,up}}. \quad (3.29)$$

$$D'_5 = \tau_{xy,m,up} = \frac{Q'_{j,up} + Q'_{j+1,up}}{2b \cdot h_{m,up}}. \quad (3.30)$$

$$D'_6 = \frac{\operatorname{tg}^2 \alpha_{crc} - \mu_b}{\cos \alpha_{crc} \cdot E_b \cdot \nu_b}, \quad (3.31)$$

$$D'_7 = \frac{(\cos^2 \alpha_{crc} - \sin^2 \alpha_{crc} \cdot \operatorname{tg}^2 \alpha_{crc})}{E_b \cdot \nu_b}, \quad (3.32)$$

$$D'_8 = \frac{(\sin 2\alpha_{crc} \operatorname{tg}^2 \alpha_{crc} + \sin 2\alpha_{crc})}{E_b \cdot \nu_b}. \quad (3.33)$$

$$D'_9 = 1 - \frac{\mu_b}{1 - \mu_b^2} \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot \cos \alpha_{crc} \cdot D'_6, \quad (3.34)$$

$$D'_{10} = \frac{E_b \cdot \nu_b}{1 - \mu_b^2} \cdot \frac{D'_6}{D'_9}, \quad (3.35)$$

$$D'_{11} = D'_3 \cdot D'_7 \cdot \frac{1}{D'_9}, \quad (3.36)$$

$$D'_{12} = (D'_4 \cdot D'_7 + D'_5 \cdot D'_8) \cdot \frac{1}{D'_9}. \quad (3.37)$$

$$D'_{13} = \frac{E_b \cdot \nu_b}{(1 - \mu_b^2)} \cdot \frac{S \cdot b}{\cos \alpha_{crc}} - \frac{\mu_b}{(1 - \mu_b^2)} \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot S \cdot b \cdot D'_{10}, \quad (3.38)$$

$$D'_{14} = D'_1 - \frac{\mu_b}{(1 - \mu_b^2)} \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot S \cdot b \cdot D'_{11}, \quad (3.39)$$

$$D'_{15} = \frac{\mu_b}{(1 - \mu_b^2)} \cdot E_b \cdot \nu_b \cdot S \cdot b \cdot D'_{12} + D'_2, \quad (3.40)$$

Для продольной арматуры, пересекаемой наклонными трещинами, расчетная схема второго уровня может быть несколько упрощена (рис. 3.12).

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 определить функциональное расстояние между различными трещинами  $l_{crc}$  вдоль оси продольной арматуры, а также, располагая напряжениями в поперечной арматуре в сечении с опасной наклонной трещиной (по критерию максимальной ширины раскрытия на уровне оси поперечной арматуры), вдоль осей поперечной арматуры. Как правило используются расчетные схемы второго уровня (рис. 3.9 и 3.12).

Тогда

$$l_{crc} = \frac{2(\ln B'_4 - B'_t t_*)}{-B'}, \quad (3.41)$$

где

$$B'_4 = 1 + \frac{\sigma_{bt,c}}{(K' - 1)B'_{3,*} \nu_b E_b} + \frac{\varepsilon_{bt,u}}{B'_{3,*}(K' - 1)}. \quad (3.42)$$

$$B'_3 = \varepsilon_s + \frac{\Delta T}{E_s A_s} - \frac{\sigma_{bt,s}}{\nu_b E_b} - B'_2; \quad B'_2 = \frac{\delta Q}{t B}, \quad (3.43)$$

$B'$  – параметр сцепления арматуры с бетоном, принимаемый равным

$$B' = \frac{S_s \cdot G}{K' \cdot A_s \cdot E_s}. \quad (3.44)$$

$$\frac{1}{K'} = 1 + 2\mu\alpha, \quad (3.45)$$

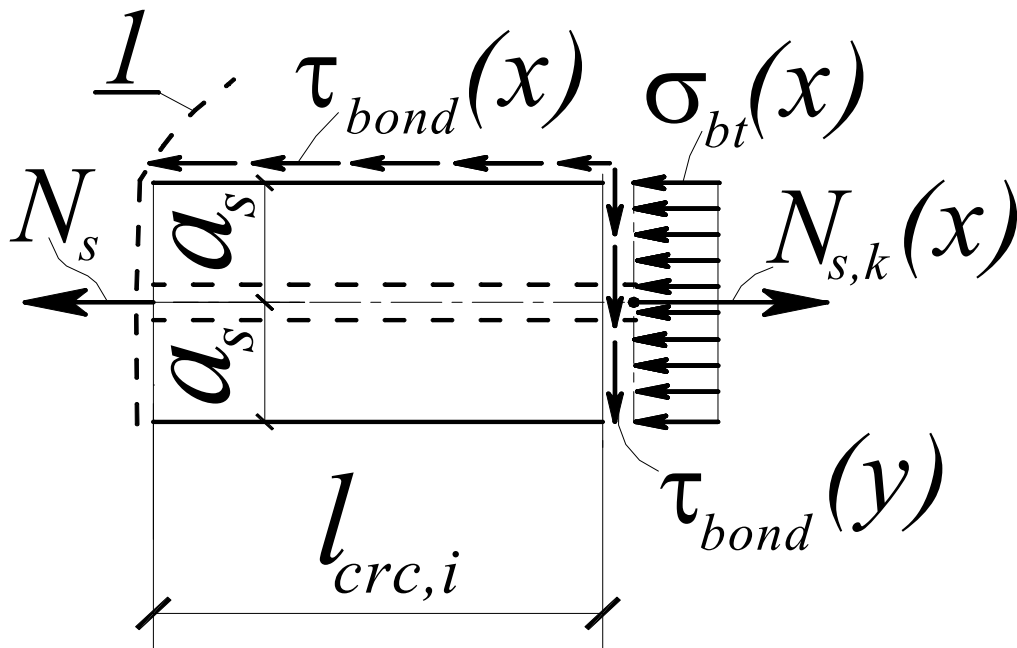


Рис. 3.12. Расчетная схема к определению деформаций растянутого бетона  $\varepsilon_{bt}(x)$  вдоль оси продольной арматуры для  $i$ -го уровня образования наклонных трещин первого, второго или третьего видов в железобетонной составной конструкции

:

В выражении (3.45) принято:

$$t = \frac{A_s E_b}{2\mu}, \quad (3.46)$$

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 следующие ограничения.

$$0 < B'_4 < e^{B' \cdot t_b} \quad (3.47)$$

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

Анализ формулы (3.44) показывает, что увеличение деформаций в арматуре при росте нагрузки вызывает уменьшение расстояния между трещинами. При этом появление нового уровня трещинообразования соответствует уровню нагрузки, при котором соблюдается следующее неравенство

$$l_{crc,i} \leq \eta' \cdot l_{crc,i-1}, \quad (3.48)$$

где  $\eta'$  справа от опасной наклонной трещины определяется из следующих соотношений (рис. 3.13):

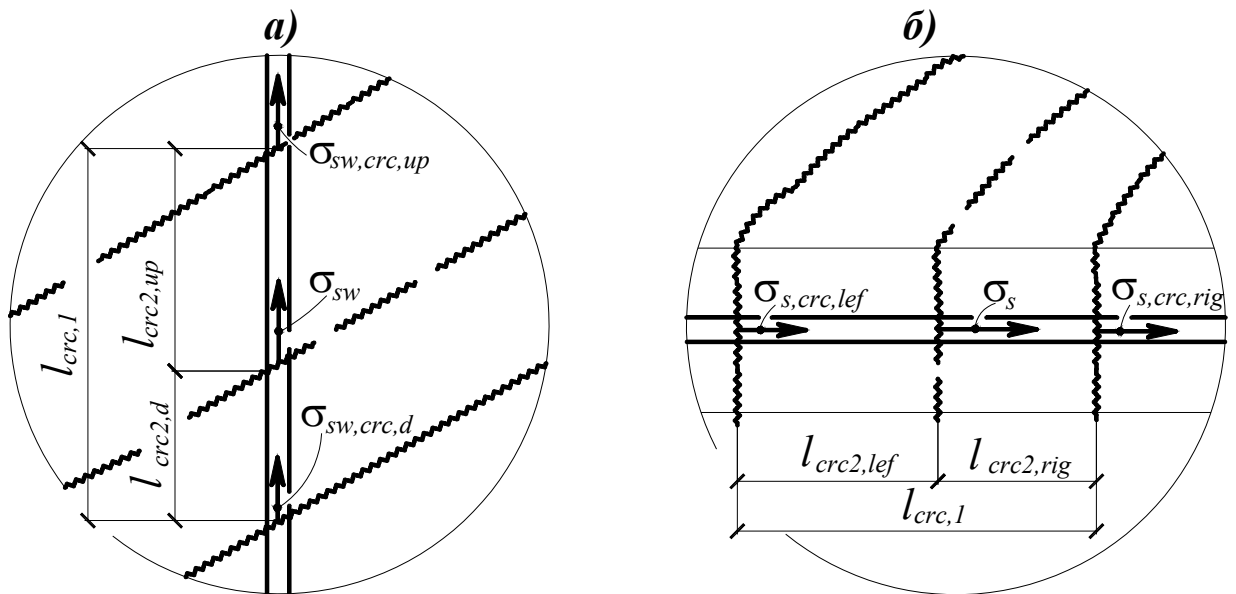


Рис. 3.13. Расположение смежной трещины последующего уровня между двумя трещинами предыдущего уровня: *а* – вдоль оси поперечной арматуры; *б* – вдоль оси продольной арматуры

$$\frac{\sigma_{Sw,crc,d}}{\sigma_{Sw,crc,up}} = \frac{l_{crc,2,up}}{l_{crc,2,d}} = \eta'; \quad (3.49)$$

$$l_{crc,2,up} + l_{crc,2,d} = l_{crc,1}. \quad (3.50)$$



определения ширины раскрытия трещин логично использовать уровневое (дискретное) значение  $l_{crc}$  в соответствии с неравенствами (3.48) и (3.53).

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

$$\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw}(y) - \varepsilon_{bt}(y), \quad (3.54)$$

где на основании работы [42]

$$\varepsilon_{sw}(y) = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{S}{A_{sw} E_{sw}} \int_0^y \tau(y) dy. \quad (3.55)$$

Здесь  $S_s$  – периметр поперечного сечения арматуры;  $\varepsilon_s$  – деформации арматуры в трещине;  $\Delta T$  – результирующая условных касательных напряжений в местной зоне, прилегающей к трещине [35, 42];  $\tau(x)$  – условные касательные напряжения.

Характер эпюры  $\varepsilon_{sw}(y)$ , выполненный с привлечением опытов других авторов показывает, что при определенной величине нагрузки деформации на участках, примыкающих к трещинам, начинают уменьшаться и даже меняют знак, деформации же в середине участка между трещинами продолжают увеличиваться до тех пор, пока в этом месте не появляется новая трещина. Анализ характера эпюры  $\varepsilon_{bt}(x)$  показывает необходимость (рис. 3.14) учета деформационного воздействия в трещине [42].

Подставляя (3.54)  $\varepsilon_{bt}(y)$ , определяемые в соответствии с формулой (3.25), получим:

$$\begin{aligned} \varepsilon_g(y) &= \varepsilon_{sw}(y) - \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D'_{13}} + \varepsilon_{sw}(y) \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D'_{13}} - \frac{D'_{14}}{D'_{13}} \cdot y - \frac{D'_{15}}{D'_{13}} = \\ &= \varepsilon_{sw}(y) \left( 1 + \frac{E_{sw}(y) \cdot A_{sw}}{D'_{13}} \right) - \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D'_{13}} - \frac{D'_{14}}{D'_{13}} \cdot y - \frac{D'_{15}}{D'_{13}}. \end{aligned} \quad (3.56)$$

С учетом зависимости (3.55), уравнение (3.56) примет вид:



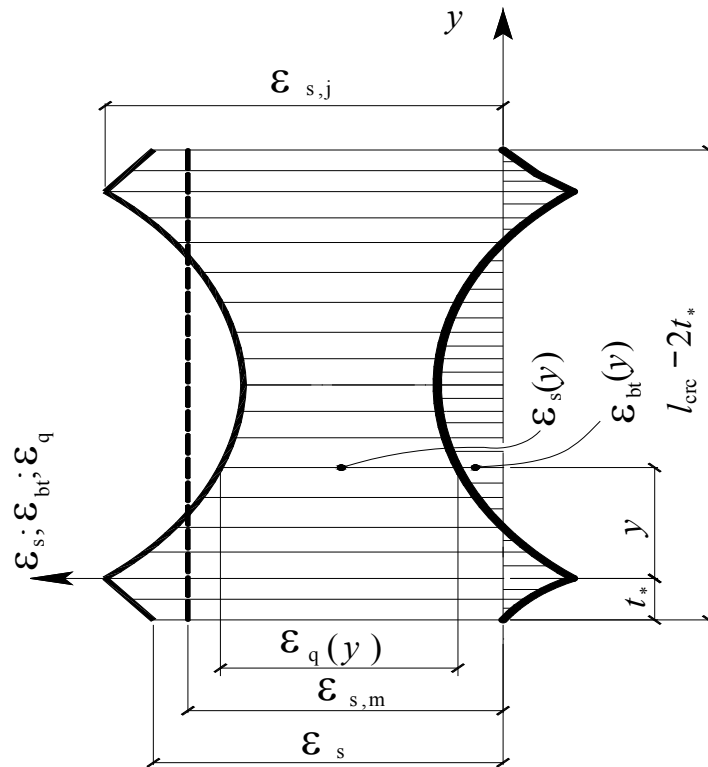


Рис. 3.14. Эпюры деформаций бетона  $\varepsilon_{bt}(y)$ , арматуры  $\varepsilon_{sw}(y)$  и их относительных взаимных смещений  $\varepsilon_g(y)$  на участке между наклонными трещинами в железобетонных конструкциях

$$\begin{aligned} \varepsilon_g(y) &= \left( \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{S}{A_{sw} E_{sw}} \int_0^y \tau(y) dy \right) \cdot \left( 1 + \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{D'_{13}} \right) - \\ &\quad - \varepsilon_{sw} \cdot E_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \frac{1}{D'_{13}} - \frac{D'_{14}}{D'_{13}} \cdot y - \frac{D'_{15}}{D'_{13}} = \\ &= \varepsilon_{sw} + \left( \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{S}{A_{sw} E_{sw}} \int_0^y \tau(y) dy \right) \cdot \left( 1 + \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{D'_{13}} \right) - \frac{D'_{14}}{D'_{13}} \cdot y - \frac{D'_{15}}{D'_{13}}. \end{aligned} \quad (3.57)$$

Обозначим,

$$\frac{1}{K'} = 1 + \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{D'_{13}}. \quad (3.58)$$

После подстановки (3.58) в (3.57) и принимая во внимание третью предпосылку получим:

$$\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw} K'} - \frac{S \cdot G}{A_{sw} E_{sw} K'} \int_0^y \varepsilon_g(y) dy - \frac{D'_{14}}{D'_{13}} \cdot y - \frac{D'_{15}}{D'_{13}}. \quad (3.59)$$

Обозначим  $B'$  – параметр сцепления арматуры с бетоном, определяемый в

соответствии с (3.44).

После дифференцирования (3.59), получим:

$$\frac{d\varepsilon_g(y)}{dy} + B'\varepsilon_g(y) = \frac{D'_{14}}{D'_{13}}. \quad (3.60)$$

Решение неоднородного дифференциального уравнения первого порядка (3.60) имеет вид:

$$\varepsilon_g(y) = C \cdot e^{-By} + \frac{D'_{14}}{D'_{13} \cdot B'}. \quad (3.61)$$

Постоянную интегрирования  $C$  находят из граничного условия, в соответствии с которым, при  $y = 0$ ,  $\varepsilon_g(y) = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{A_{sw} E_{sw}} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b}$ :

$$C = \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{A_{sw} E_{sw}} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b} - \frac{D'_{14}}{D'_{13} \cdot B'}. \quad (3.62)$$

Здесь  $\frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b}$  соответствует деформациям бетона  $\varepsilon_{bt}(y)$  в сечении,

расположенном на расстоянии  $t_*$  от сечения с трещиной (рис. 3.14). При этом значения  $\sigma_{bt,c}$  принимаются со знаком минус здесь и во всех ниже приведенных формулах.

Тогда,

$$\varepsilon_g(y) = \left( \varepsilon_{sw} + \frac{\Delta T}{E_{sw} A_{sw}} - \frac{\sigma_{bt,c}}{\nu_b E_b} - \frac{D'_{14}}{D'_{13} \cdot B'} \right) e^{-By} - \frac{D'_{14}}{D'_{13} \cdot B'}. \quad (3.63)$$

Теперь можно переходить к определению ширины раскрытия трещин.

В соответствии с шестой предпосылкой задача по определению  $a_{crc}$  сводится к нахождению относительных взаимных смещений  $\varepsilon_g(y)$  арматуры и бетона на различных участках между трещинами:

$$a_{crc} = 2 \int_0^{t_*} \varepsilon_g(y_1) dy_1 + \int_0^{\eta' \cdot l_{crc}} \varepsilon_g(y) dy + \int_{\eta' \cdot l_{crc}}^{l_{crc}} \varepsilon_g(y) dy. \quad (3.64)$$

После интегрирования и некоторых упрощений, получим:

$$a_{crc} = -\frac{2\Delta T}{G} + \frac{2B_3}{B'} (1 - e^{-B'(0,5l_{crc} - t_*)}) + 2B'_2 (0,5l_{crc} - t_*), \quad (3.65)$$

где  $B'_3$ , и  $B'_2$ , определяются в соответствии с (3.43).

Подставляя их в (3.65), получим:

$$a_{crc} = -\frac{2\Delta T}{G} - \frac{2B'_{a,2}}{B'} - \frac{2B'_2}{B'} \ln \left( 1 + \frac{B'_{a,2} \cdot A_{sw} E_{sw}}{q_{sw} S + B'_{a,1} A_{sw} E_{sw}} \right). \quad (3.66)$$

### **3.6. Алгоритм расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций**

Жесткости плосконапряженных стеновых и стержневых железобетонных конструкций, с учетом трещин, или, в том числе применительно к оценке сейсмостойкости зданий и сооружений (где трещины принимаются по схеме «конверта»), проектируемых и эксплуатируемых с учетом их фактического технического состояния, допускается определять по двум вариантам.

Первый вариант выполняется без изменения заданного вначале порядка и номеров плоских конечных элементов (КЭ), на которые разбивается плосконапряженная конструкция для расчета по МКЭ. При этом в конечных элементах, прилегающих к неявным трещинам (схема трещин проектируется неявно), уменьшается их толщина, которая для практических расчетов определяется с использованием разности работ только двух КЭ, прилегающих к горизонтальным и вертикальным отрезкам моделируемой неявной трещины.

Работа каждой пары КЭ вычисляется дважды с использованием двухэлементной консольной модели (рис. 3.7): монолитное соединение двух КЭ ( $W_1$ ) и после их расшивки ( $W_2$ ) (при этом полевое армирование заменяется двумя стержневыми КЭ, расположенными по краям плоских КЭ).

Усредненные усилия в узлах в горизонтальном и вертикальном направлениях двухэлементной консольной модели определяются из нелинейного расчета всей плосконапряженной конструкции. Для этого используются напряжения в конечных элементах бетона и арматуры.

Перемещения узлов определяются из расчета двухэлементной

консольной модели с приложенными в узлах нагрузками (рис. 3.7). При этом опорное закрепление двух узлов консоли (шарнирно подвижное и шарнирно неподвижное), в целях усреднения, необходимо задавать как слева, так и справа.

В местах перехода горизонтального участка моделируемых трещин к вертикальному, работы угловых плоских КЭ определяются путем усреднения. В результате новая толщина КЭ, прилегающих к трещине, определяется по формуле:

$$b_i = \frac{W_1}{W_i} \cdot b_1. \quad (3.67)$$

При расчете и определении ширины элементов принадлежащих мнимой щели, получаем  $v_2$ , которое изменяется по интерполяции от т.А к т.В.

Аналогичный прием используется и для стержневых конструкций при определении жесткости в угловых зонах и в зонах наклонных трещин – с использованием модели эквивалентной плосконапряженной конструкции (рис. 3.15).

Алгоритм расчета предполагает наличие итерационного процесса, регулируемого достигнутой точностью толщины указанных КЭ, прилегающей к неявным трещинам, и динамических характеристик здания и сооружения (например, см. рис.3.15, б).

По второму варианту жесткость зданий и сооружений с плоско напряженными и стержневыми конструкциями определяется с использованием специального приема моделирования явных трещин – щелей с учетом эффекта нарушения сплошности и несовместности деформаций бетона и арматуры, которые располагаются, как правило, по диагоналям конструкции, рис. 3.7, рис. 3.15. При этом арматурные стержни плосконапряженных конструкций моделируются дополнительными КЭ, а также учитывается раскрытие и закрытие трещин с учетом имеющихся возможностей вычислительных комплексов на основе МКЭ (с использованием 255 конечного элемента).

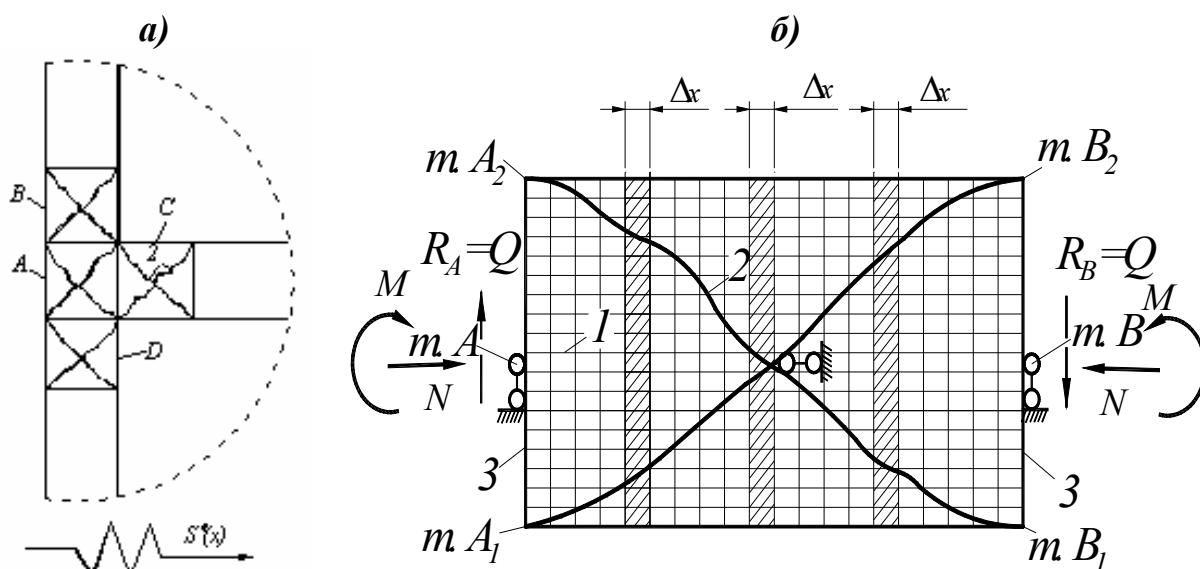


Рис. 3.15. К расчету стержневых железобетонных конструкций в узловых зонах и на участках с наклонными трещинами на статические и сейсмические воздействия: *a* – выделение характерных зон и схем трещин; *б* – расчетная модель для уточнения жесткости выделенных зон; 1 – горизонтальные границы конечных элементов; 2 – трещины; 3 – абсолютно жесткие торцевые вставки

При реализации рассмотренных вариантов, в алгоритме расчета предусматриваются построение полной картины развития и раскрытия трещин в соответствии с предложенной выше классификацией разных трещин плосконапряженных железобетонных составных конструкций (в соответствии п. 3.1.1). Расстояния между трещинами определяются по формулам (3.41), (3.48), (3.53), а ширина их раскрытия, – по формуле (3.66). Проекция на горизонталь базовых трещин с максимальной шириной раскрытия определяются по формуле (3.17), а проекции смежных трещин на горизонталь, – по формуле (3.18). При этом также вычисляются промежуточные параметры, входящие в отмеченные формулы, см. п. 3.4.

Реализация рассмотренного алгоритма выполнена на примере расчета плосконапряженных железобетонных стеновых конструкций рассмотрена при выполнении численных исследований в п. 4.1.

### **3.7. Выводы**

1. Впервые предложена классификация базовых трещин плосконапряженных железобетонных составных конструкций.

2. Разработана методика определения жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций с трещинами, основными элементами которой являются:

- классификация базовых трещин;
- многоуровневый процесс развития трещин и расчетная модель их уровневого появления, позволяющая отыскивать расстояния между трещинами и ширину их раскрытия;

- аналитические зависимости, позволяющие отыскивать проекции наклонных трещин по горизонтали как функцию многих переменных параметров;

- блочная расчетная модель, уровневое напряженно-деформированное состояние бетона и арматуры в расчетных сечениях которой определяется с привлечением вычислительного комплекса «Лира-САПР»;

- специальная расчетная двухэлементная консольная модель, с помощью которой выполняется последовательный итерационный анализ напряженно-деформированного состояния плоских консольных элементов, расположенных по траектории трещины, реализуемый с помощью «расшивки» и деформационного воздействия.

- специальная расчетная двухэлементная консольная модель, позволяющая определить параметры шва между бетонами, опираясь на эксперименты сдвига шва призм с разными бетонами, в том числе, с арматурными стержнями в шве; при этом для определения напряженно – деформированного состояния плосконапряженных конечных элементов, прилегающих к шву, привлекается возможности вычислительного комплекса «Лира-САПР».

3. Предложена расчетная модель жесткости (деформативности) плосконапряженных железобетонных составных конструкций, которая

учитывает влияние наклонных трещин и ширину их раскрытия; наличие возмущений в шве между бетонами, несовместность деформаций бетона и арматуры и эффект нарушения сплошности бетона.

4. Разработан алгоритм расчета, в котором предусматриваются построение полной картины развития и раскрытия трещин в соответствии с предложенной выше классификацией разных трещин плосконапряженных железобетонных составных конструкций; определение расстояния между трещинами и ширина их раскрытия, а также проекции на горизонталь базовых трещин с максимальной шириной раскрытия.

## РАЗДЕЛ 4.

## ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ И СОПОСТАВИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ

*4.1. Реализация предлагаемой методики расчета жесткости (алгоритм) на примере сопротивления плосконапряженных стен с привлечением программного комплекса «Лира-САПР»*

Предложена расчетная модель деформативности (жесткости) плосконапряженных железобетонных составных конструкций с учетом влияния наклонных трещин и ширины их раскрытия при наличии условных сосредоточенных сдвигов в шве между бетонами, несовместности деформаций бетона и арматуры и эффекта нарушения сплошности бетона. Выполнена сопоставительная оценка расчета жесткости плосконапряженных стен перекоосу при наличии диагональной трещины. Рассмотрены варианты реализации предложенной методики с привлечением программного комплекса «Лира-САПР», что способствует ее скорейшему внедрению в практику проектирования.

Анализ расчетных моделей плосконапряженных конструкций, используемых в практике проектирования, показывает, что эти модели не отражают результатов исследований в области железобетона последних лет. Одной из причин этого является отсутствие методик и алгоритмов расчета, позволяющих обеспечить их реализацию в современных программных комплексах.

В работах [85, 86] приведена методика для оценки деформативности стержневых железобетонных составных конструкций зданий и сооружений, проектируемых и эксплуатируемых с учетом их фактического технического состояния, с учетом наклонных трещин (в том числе пересекающихся, характерных для сейсмических воздействий).

В настоящей работе приведена специальная методика моделирования трещин в плосконапряженных конструкциях, позволяющая эффективно



использовать программный комплекс «Лира-САПР» для расчета ее жесткости (деформативности).

По результатам расчетов пространственной модели здания был выполнен анализ напряженного состояния стен и простенков трехэтажного жилого дома. В качестве объектов анализа были рассмотрены простенки 1-го и 3-го надземных этажей, для которых определены расчетные вертикальные статические и горизонтальные сейсмические нагрузки.

Для определения характера работы плосконапряженных стен при двухосном напряженном состоянии (оценка прогрессирующего трещинообразования, перекоса, несущей способности при монотонном и циклическом нагружении) были собраны по литературным источникам [51, 138] экспериментальные исследования на перекося трех одинаковых фрагментов с размерами 1800×1600×400 мм (рис. 4.1).

Один фрагмент стены ФГ-1м испытан на перекося с помощью прессы (рис. 4.1, а) при монотонном ступенчатом нагружении (по 10 кН) вертикальными нагрузками, соответствующими 3-му этажу дома (40 кН), затем 1-му этажу – 80 кН и далее до разрушающей нагрузки –  $P_{разр}$ .

При первом полуцикле нагрузка на каждой ступени принималась  $0,1P_{разр}$  и доводилась до  $0,5P_{разр}$ . Затем осуществлялась полная разгрузка также ступенями  $0,1P_{разр}$ . При втором полуцикле нагрузка на каждой ступени принималась  $0,1P_{разр}$  и доводилась до  $0,8P_{разр}$ . Затем осуществлялась полная разгрузка также ступенями  $0,1P_{разр}$ . При третьем полуцикле нагрузка на каждой ступени принималась  $0,1P_{разр}$  и доводилась до  $P_{разр}$ .

По результатам циклических испытаний построены для фрагментов ФГ-2ц и ФГ-3ц гистерезисные петли «нагрузка – деформация» и «нагрузка – угол перекося».

Испытания простенков проводились при максимальном отношении горизонтальной и вертикальной нагрузки  $S/P$ , соответствующем расположению простенка на 3-м и 1-м этаже – соответственно 0,07 и 0,26 при 7 баллах. При 8-ми баллах приведенные отношения увеличиваются в 2 раза.

Испытание простенков выполнялось при одновременном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок до истощения несущей способности.

Железобетонные конструкции эксплуатируются, как правило, при наличии трещин. Как показывают экспериментальные исследования, до момента разрушения возникают несколько уровней образования трещин. Трещины первого уровня возникают в местах концентрации напряжений и деформаций (в углах конструкции, в местах скачкообразного изменения геометрических размеров, в углах окон и дверных проемов и т.п.), рис. 4.1.

При сейсмических воздействиях, как правило образуются диагональные трещины по схеме «конверта» [90], рис. 4.1.

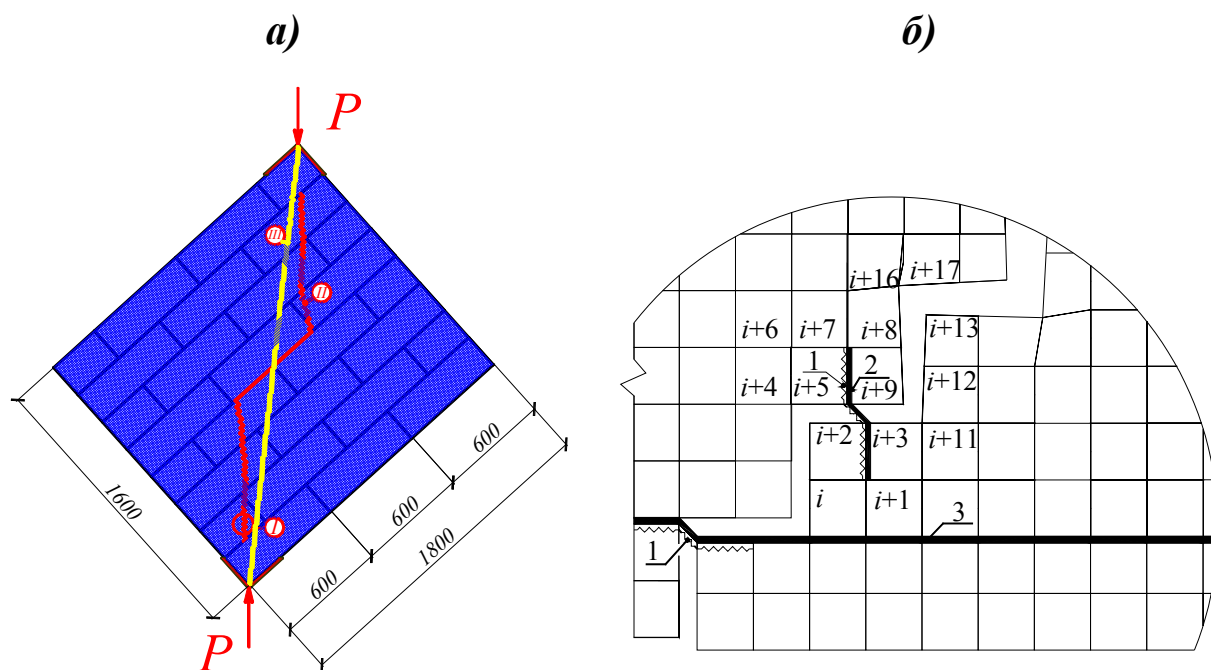


Рис. 4.1. Моделирование балки-стенки 1800 мм × 1600мм (основная модель): I – узел расшивки схемы; II – экспериментальная трещина; III – трещина, принятая при расчете; 1 - 255 КЭ, работающий на сжатие (моделирующий дополнительный бетонный стержень); 2 – 201 КЭ, моделирующий арматурный стержень; 3 – 201 КЭ, моделирующий продольную арматуру

Применительно к оценке сейсмостойкости зданий и сооружений, проектируемых и эксплуатируемых с учетом их фактического технического

состояния, жесткости плосконапряженных стеновых и стержневых железобетонных конструкций, с учетом трещин, или тех, которые принимаются по схеме «конверта», допускается определять по двум вариантам.

Первый вариант выполняется без изменения заданного вначале порядка и номеров плоских конечных элементов (КЭ), на которые разбивается плосконапряженная конструкция для расчета по МКЭ. При этом в конечных элементах, прилегающих к неявным трещинам (схема трещин проектируется неявно), уменьшается их толщина, которая для практических расчетов определяется с использованием разности работ только двух КЭ, прилегающих к горизонтальным и вертикальным отрезкам моделируемой неявной трещины.

Работа каждой пары КЭ вычисляется дважды с использованием двухэлементной консольной модели (рис. 4.2): монолитное соединение двух КЭ ( $W_1$ ) и после их расшивки от раскрытия трещин с учетом эффекта нарушения сплошности ( $W_2$ ) (при этом полевое армирование заменяется двумя стержневыми КЭ, расположенными по краям плоских КЭ).

Усредненные усилия в узлах в горизонтальном и вертикальном направлениях двухэлементной консольной модели определяются из нелинейного расчета всей плосконапряженной конструкции. Для этого используются напряжения в конечных элементах бетона и арматуры.

Перемещения узлов определяются из расчета двухэлементной консольной модели с приложенными в узлах усилиями (рис. 4.2). При этом опорное закрепление двух узлов консоли (шарнирно подвижное и шарнирно неподвижное), в целях усреднения, необходимо задавать как слева, так и справа.

В местах перехода горизонтального участка моделируемых трещин к вертикальному, работы угловых плоских КЭ определяются путем усреднения. В результате новая толщина КЭ, прилегающих к трещине, определяется по формуле:

$$b_i = \frac{W_1}{W_i} \cdot b_1. \quad (4.1)$$

При расчете и определении толщины элементов принадлежащих мнимой щели, получаем  $b_2$ , которое изменяется по интерполяции от т.А к т.В (от 8см до 10см).

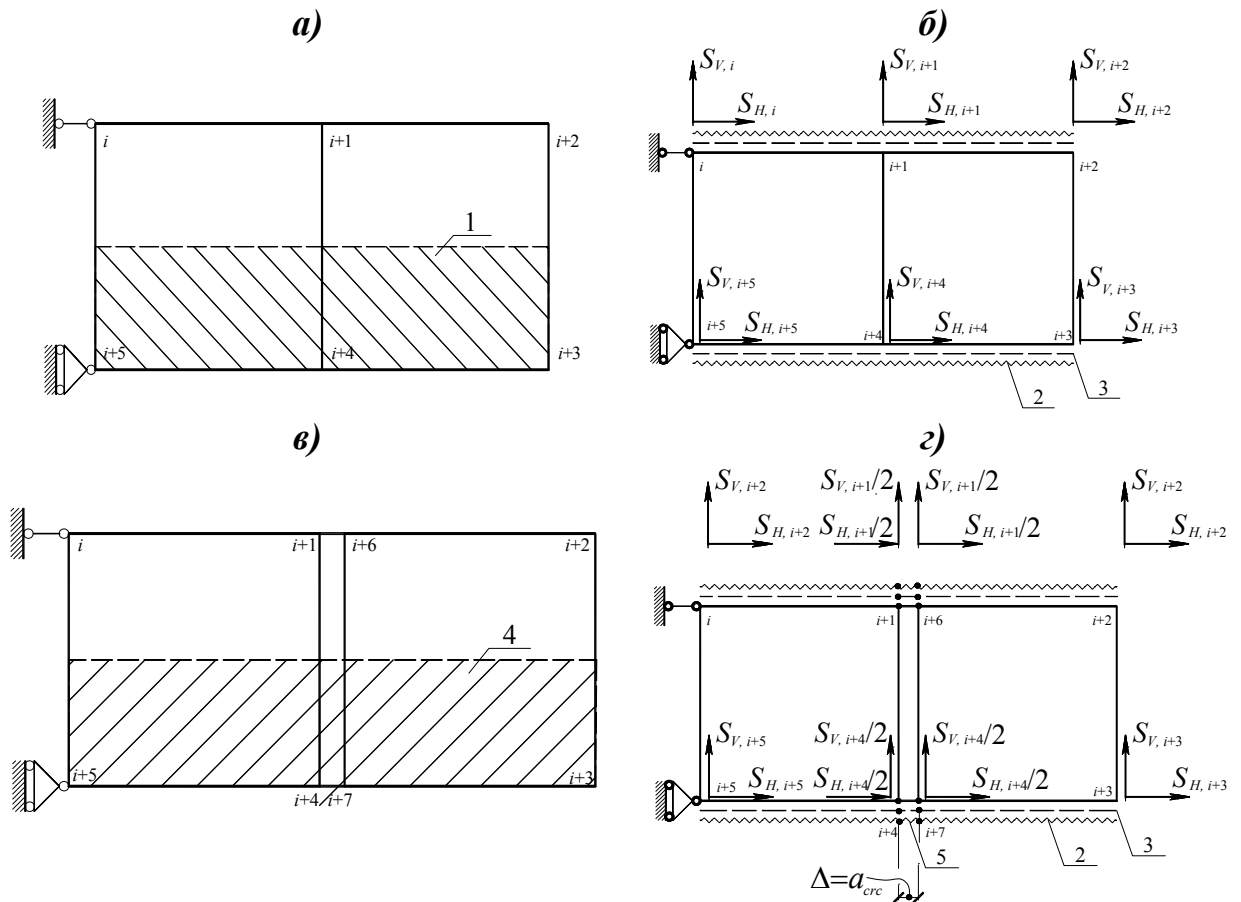


Рис. 4.2. Реализация двухэлементной модели: *a* – сбор нагрузки для 255 КЭ; *б* – расчетная схема двухэлементной модели без расшивки; *в* – сбор нагрузки для 255 КЭ, установленного в щели; *г* – расчетная схема двухэлементной модели с расшивкой; 1 – грузовая площадь 255 КЭ; 2 – 255 КЭ ( $A_{b\ 255,1} = A_{b\ 255}/4$ , где  $A_{b\ 255}$  – площадь 255 КЭ в основной модели,  $A_{b\ 255,1}$  – площадь 255 КЭ в двухэлементной модели); 3 – 201 КЭ ( $A_{s\ 201,1} = A_{s\ 201}/2$ , где  $A_{s\ 201}$  – площадь 201 КЭ в основной модели,  $A_{s\ 201,1}$  – площадь 201 КЭ в двухэлементной модели); 4 – грузовая площадь 255 КЭ; 5 – 255 КЭ ( $A_{b\ 255,2} = A_{b\ 255}/2$ , где  $A_{b\ 255}$  – площадь 255 КЭ в основной модели,  $A_{b\ 255,2}$  – площадь 255 КЭ в двухэлементной модели)

Аналогичный прием используется и для стержневых конструкций при определении жесткости в угловых зонах и в зонах наклонных трещин – с использованием модели эквивалентной плосконапряженной конструкции (рис. 4.3).

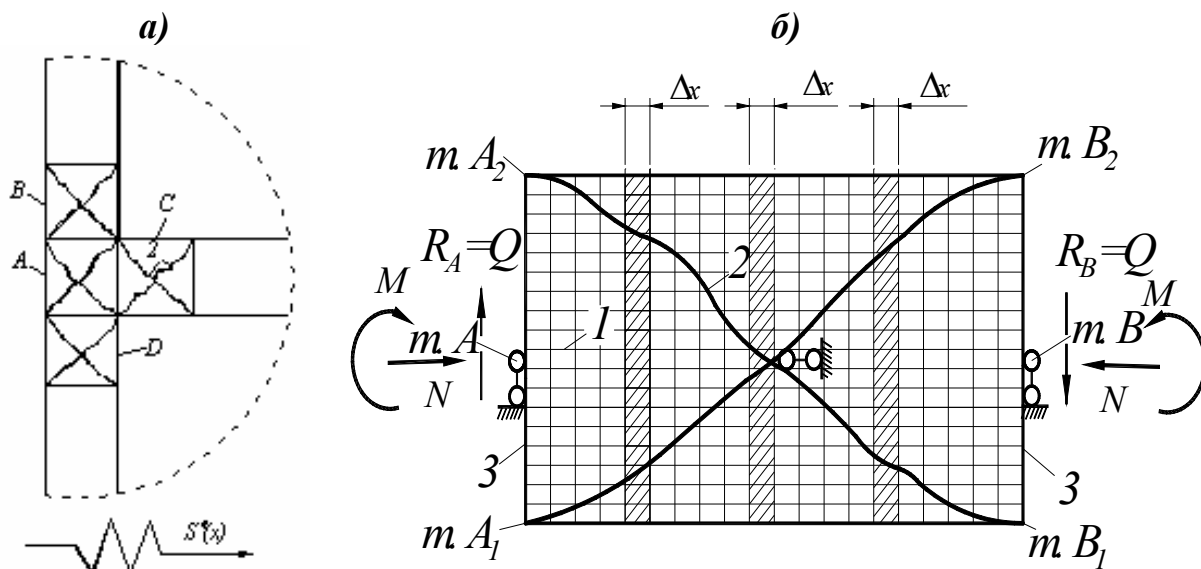


Рис. 4.3. Реализация модели трещин железобетонных конструкций в узловых зонах и на участках с наклонными трещинами на статические и сейсмические воздействия: *а* – выделение характерных зон и схем трещин; *б* – расчетная модель для уточнения жесткости выделенных зон; 1 – горизонтальные границы конечных элементов; 2 – трещины; 3 – абсолютно жесткие торцевые вставки

Алгоритм расчета предполагает наличие итерационного процесса, регулируемого достигнутой точностью толщины указанных КЭ, прилегающей к неявным трещинам, и динамических характеристик здания и сооружения (например, см. рис. 4.5, *б*).

По второму варианту жесткость зданий и сооружений с плоско напряженными и стержневыми конструкциями определяется с использованием специального приема моделирования явных трещин – щелей, которые располагаются по диагоналям конструкции, рис. 4.4, рис. 4.5. При этом арматурные стержни плосконапряженных конструкций моделируются дополнительными КЭ, а также учитывается раскрытие и

закрытие трещин с учетом эффекта нарушения сплошности и имеющихся возможностей вычислительных комплексов на основе МКЭ (с использованием 255 конечного элемента).

Компьютерная реализация предлагаемых расчетных моделей применительно к расчету балки-стенки  $1800 \text{ мм} \times 1600 \text{ мм}$  (рис. 4.1) и применительно к плосконапряженной стене (рис. 4.5) размером  $3900 \text{ мм} \times 3200 \text{ мм}$  с железобетонным сердечником, рассмотрен ниже и осуществляется следующим образом.

Для того чтобы создать новую задачу, необходимо в главном меню Лиры 9.6 выполнить пункт меню **Файл→Новый**. При этом загружается диалоговое окно, в котором указывается имя создаваемой задачи (шифр задачи по умолчанию совпадает с именем задачи), и путем указания на радио-кнопку устанавливаем признак схемы. Применительно, например, к нелинейному расчету балки-стенки размером  $1600 \times 1800 \text{ мм}$  выбирается признак схемы **1 – Две степени свободы в узле (два перемещения)**.

#### ***Задание геометрии схемы:***

Для задания геометрии схемы балки-стенки, в начале вызывается пункт меню **«Схема→Создание→Регулярные фрагменты и сети»**.

В появившемся окне выбирается закладка **«Балка-стенка»**. После ее нажатия открывается диалоговая панель **«Генерация балки-стенки»**. Затем в соответствующих полях списков указываются следующие параметры: шаг вдоль 1-й (горизонтальной) оси значением  $0,01 \text{ м}$ , количеством  $180$ ; шаг вдоль 2-й (вертикальной) оси значением  $0,01 \text{ м}$ , количеством  $120$ .

В результате работы с диалоговым окном **«Создание плоских фрагментов и сетей»** на экране получим геометрическую схему балки-стенки. После соответствующего поворота, расчетная схема ромба принимает вид (рис. 4.4).

Для назначения закреплений выделяются узлы, которые необходимо закрепить и выполняется следующая цепочка действий: **Главное меню→Схема→Связи** и в диалоговом окне назначаются связи при помощи

флажков в узлах по направлениям X, Z, что соответствует 1-му признаку схемы.

Назначение конечных элементов пластин представленной балки-стенки осуществляется с помощью следующей цепочки действий: **Главное меню** → **Выбор** → **Отметка элементов** (выделяются (изменением цвета) конечные элементы пластин балки-стенки). После этого вызывается главное меню **Схема** → **Корректировка схемы** → **Смена типа Конечного элемента**. При этом выбирается **закладка 4** (четыреугольный конечный элемент) и устанавливается 230 физически нелинейный четырехугольный КЭ плоской задачи (балка-стенка) конечный элемент пластин.

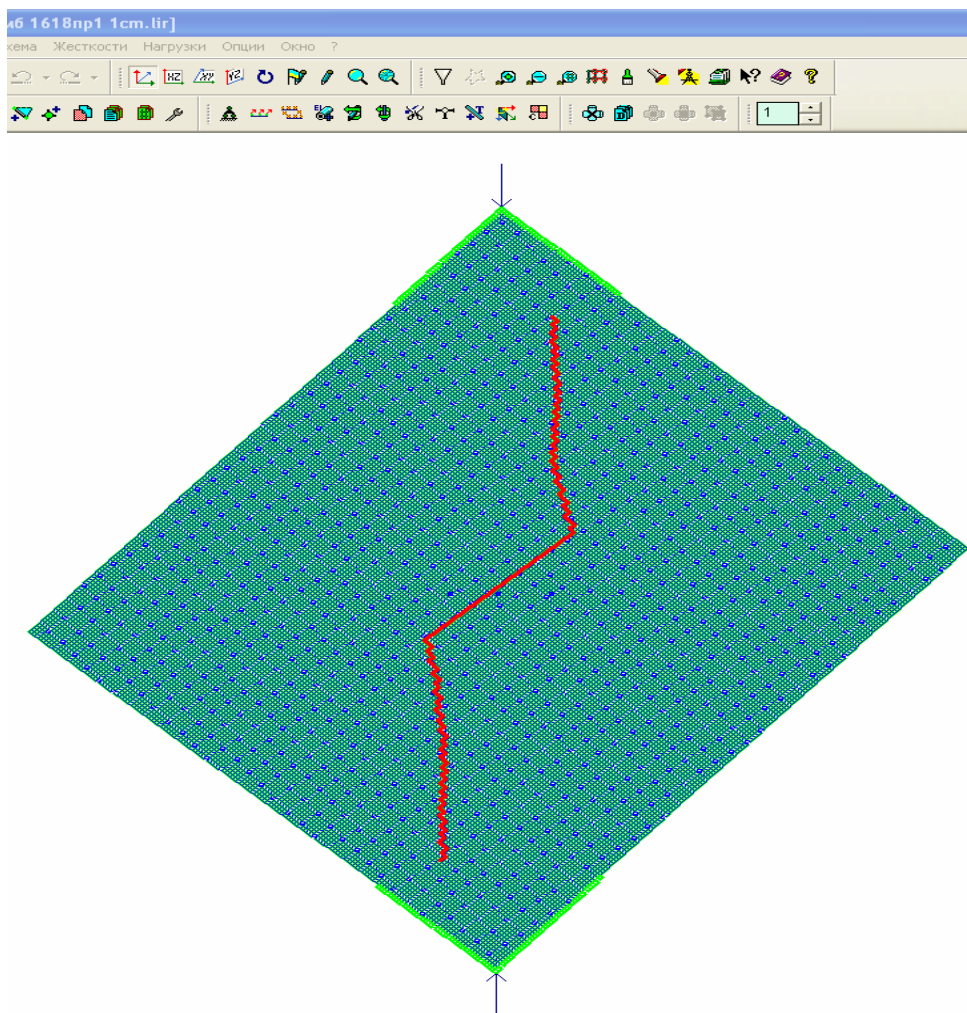


Рис. 4.4. Геометрическая схема балки-стенки после поворота)

Назначается тип жесткости 230 конечным элементам. Указывается курсором на кнопку *Добавить* и выбирается закладка EI, и тип элементов **пластина**.

Для этого выполняем следующую цепочку действий (рис. 4.4): Главное меню → Жесткости → Жесткости элементов → Задание жесткости для пластин → радио-кнопка Тип КЭ → Балка-стенка → выбирается флажок Учет

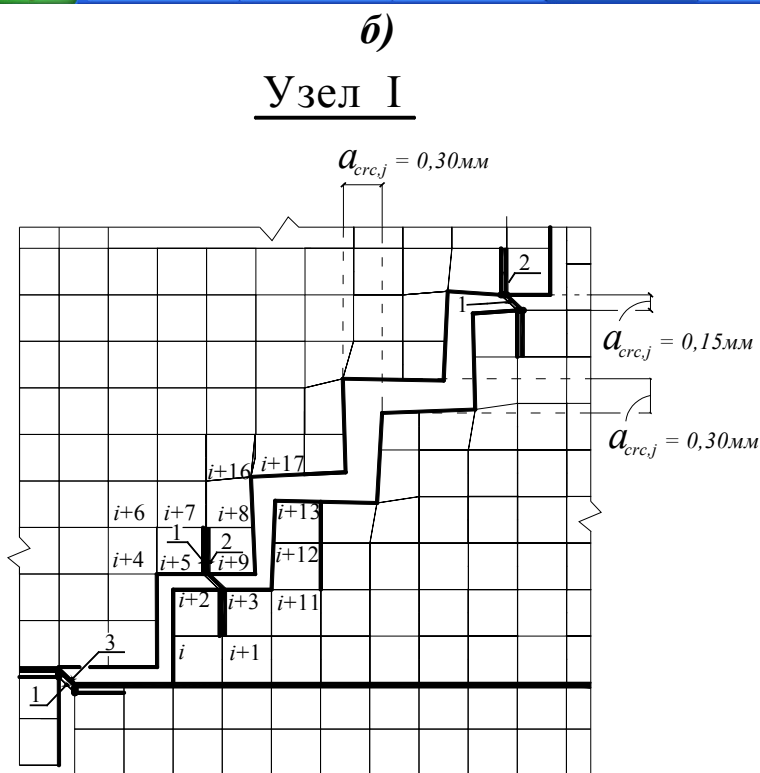
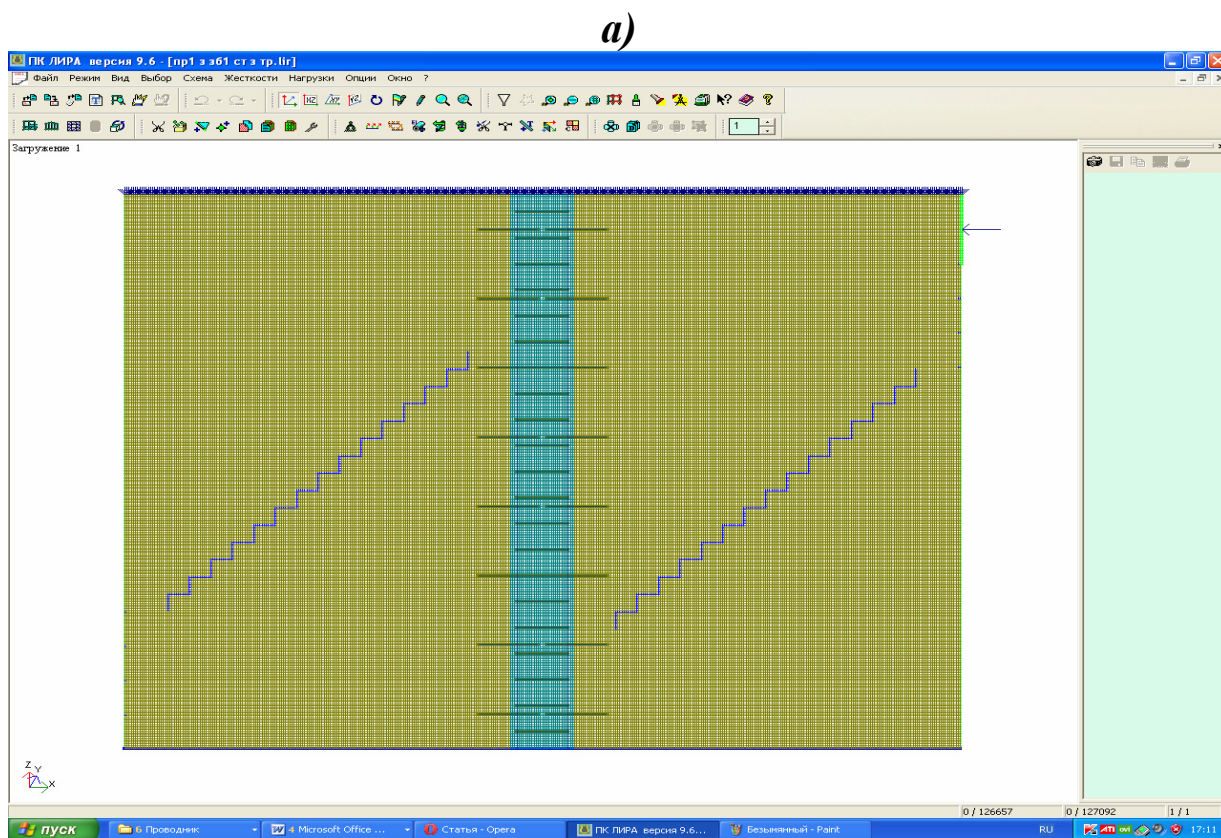


Рис. 4. 5. Моделирование плосконапряженной стены с железобетонным сердечником: а – основная модель; б – фрагмент узла I с элементами расшивки схемы;

1 – 255 КЭ, работающий на сжатие; 2 – 201 КЭ, моделирующий арматурный стержень; 3 – 201 КЭ, моделирующий продольную арматуру;



нелинейности→ Характеристики физической нелинейности основного и армирующего материала. В появившемся окне выбираем закладку закон нелинейного деформирования и устанавливаем 31 закон – экспотенциальный (расчетная прочность) и в случае использования расчетных характеристик выбираем 31 закон, а в случае использования фактических характеристик выбираем 15 – экспотенциальная зависимость для железобетона. Назначаем **Класс бетона** – В20 и **Тип бетона** – ТА., рис. 4.7, а. В этом окне для ячеистого бетона назначается **Класс бетона** – В2,5 и **Тип бетона** – Я600. При этом устанавливается кусочно-линейный закон деформирования материала и указываются деформации и соответствующие им напряжения (рис. 4.7, в).

Для моделирования процесса возможного закрытия трещин используется 255 конечный элемент. При этом грузовая площадь, приходящаяся на 255 КЭ выполняется в соответствии с рис. 4.2, в.

Для задания жесткостных характеристик элементам номер 255 жесткость, необходимо воспользоваться главным меню в следующей последовательности: 1) сначала выделить этот элемент; 2) после этого необходимо сменить тип конечного элемента на 255 (**Схема→Корректировка→Смена типа конечного элемента**); 3) выбрать пункт меню **Жесткости→Жесткости элементов** и назначить жесткость КЭ номер 255 (с помощью этих элементов моделируется в рассматриваемых моделях моделируется возможность закрытия трещин-щелей). При этом задаются следующие параметры (рис. 4.6):

- погонная жесткость по направлению  $X$ :  $R_x = \frac{EA}{l}$ ;
- погонная жесткость по направлению  $Z$ :  $R_z = \frac{12EI}{l^3}$ ;
- предельного усилия  $N$  по  $X$ :  $N_x = R_b \cdot A_b$ ;
- предельного усилия  $N$  по  $Z$ :  $N_z = 2,2 \cdot R_{bt} \cdot A$ .

Для назначения щели в железобетонной балке-стенке, выделяются элементы и узлы, которые находятся ниже (или под) самой щелью. После вызывается

Главное меню→Схема→Корректировка→Расшить схему (рис. 4.7, б).

Далее изменяются координаты узлов таким образом, чтобы между ними было расстояние 2мм (так как щель имеет зигзагообразное направление слева-снизу направо-вверх, то изменяются координаты узлов как по направлениям  $x$  и  $y$  одновременно, так и по направлению  $x$  или  $y$  по отдельности – в зависимости от их геометрического расположения).

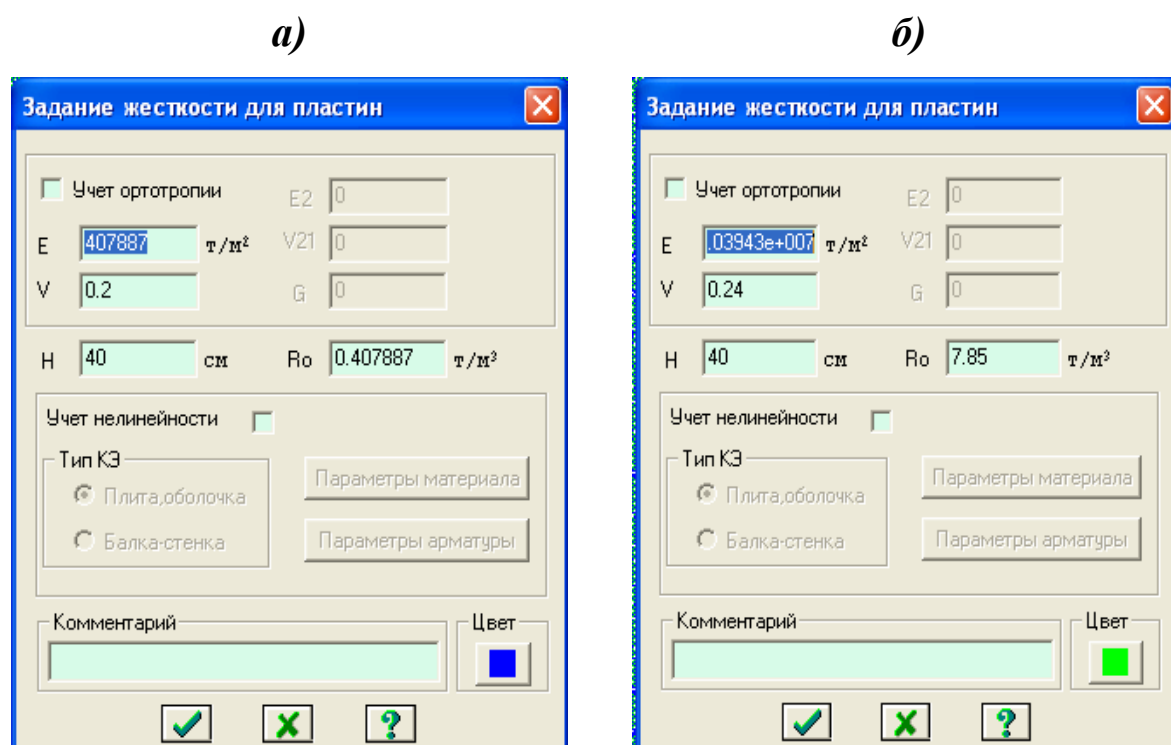


Рис. 4.6. Задание параметров жесткости 230 КЭ балки-стенки (а) и металлическим пластинам, на которые передается нагрузка на балки-стенки (б)

По предусмотренным в программном комплексе Лира-9.6 параметрам можно задать размеры щели не менее 2 мм.

Для уменьшения размера щели, например до 0,1 мм, моделирующей трещину, пронизанную арматурными стержнями необходимо после задания щели 2 мм уменьшить размеры стержневых конечных элементов, с помощью которых моделируются арматурные стержни и изменить координаты узлов щели по соответствующим направлениям (в главном меню **Выбор→Информация об узле или элементе** устанавливаются координаты по соответствующим направлениям  $x$  и  $y$  смещением в 0,1мм).

Такой прием позволяет обойти отмеченное ограничение их минимального размера. При этом в образованном стержневом конечном элементе, попадающим в щель, будет присутствовать информация об перемещениях его узлов, а реакции в узлах отыскиваются как среднее

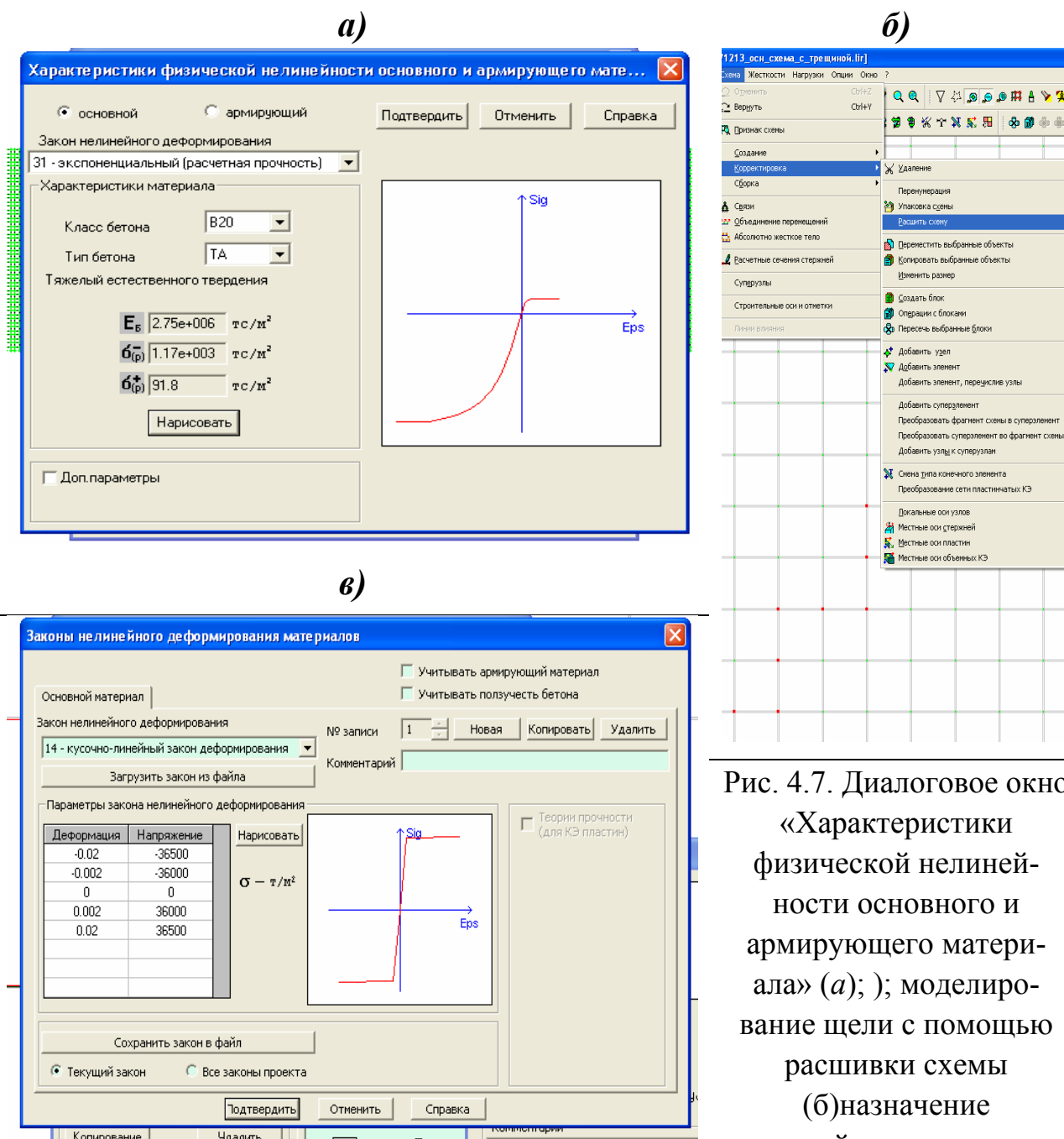


Рис. 4.7. Диалоговое окно «Характеристики физической нелинейности основного и армирующего материала» (а); моделирование щели с помощью расшивки схемы (б) назначение нелинейности параметров стержневой рабочей арматуры (в)

значение между реакциями стержней, прилегающих к этому конечному элементу (чтобы посмотреть результаты, сохраняем результаты расчета и закрываем файл расчета; окно ПК Лира должно остаться открытым. В этом

окне выбираем: **главное меню**→**Расчет**→**Расчетный процессор**; в появившемся окне выполняем следующую цепочку действий: **Параметры расчетного процессора**→**Таблицы результатов**→**Открыть**→**Тип файлов** (перемещения, усилия, состояние материалов, главные и эквивалентные напряжения и т.п.).

Далее моделируются хомуты железобетонного сердечника, расположенные на границе двух или трех конечных элементов (рис. 4.5, *a*), вдоль горизонтальной проекции щели. Для этого посередине горизонтальной проекции щели выделяются узлы, находящиеся на удалении одного конечного элемента по вертикали от горизонтальной щели. После этого с помощью 201-го КЭ моделируется арматурный стержень.

После назначения параметров жесткости хомутам, также необходимо выполнить объединение перемещений с узлами балки-стенки. Для этого выделяются все узлы вдоль расположения хомутов и выполняется следующая цепочка действий: **Главное меню** →**Схема**→**Объединение перемещений**.

Задается вид загрузки на балку-стенку. Для этого в главном меню **Нагрузка**→**Нагрузка на узлы и элементы**→**Нагрузка в узлах**. Для этого выбирается вторая закладка, соответствующая заданию сосредоточенной силы на узел по направлению вертикальной оси  $Z$  (рис. 4.8, *a*).

Указывается сосредоточенный тип нагрузки (верхняя левая радио-кнопка) и в появившемся окне **Задание нагрузок** задается значение сосредоточенной нагрузки (рис. 4.8).

После проделанной операции, моделируется нелинейное нагружение железобетонной балки-стенки с имеющимися наклонными трещинами. Для этого в главном меню **Нагрузка** выбираем пункт **Моделирование нелинейных нагружений конструкции**. В закладке **Параметры**, появившегося окна устанавливается метод расчета простой шаговой с количеством минимальных итераций – 300 и количеством шагов –10.

Следует отметить, что в заголовке **Печать** выбирается последняя закладка **Перемещения и усилия после каждого шага** для проведения детального анализа всех усилий и перемещений после каждого шага итераций.

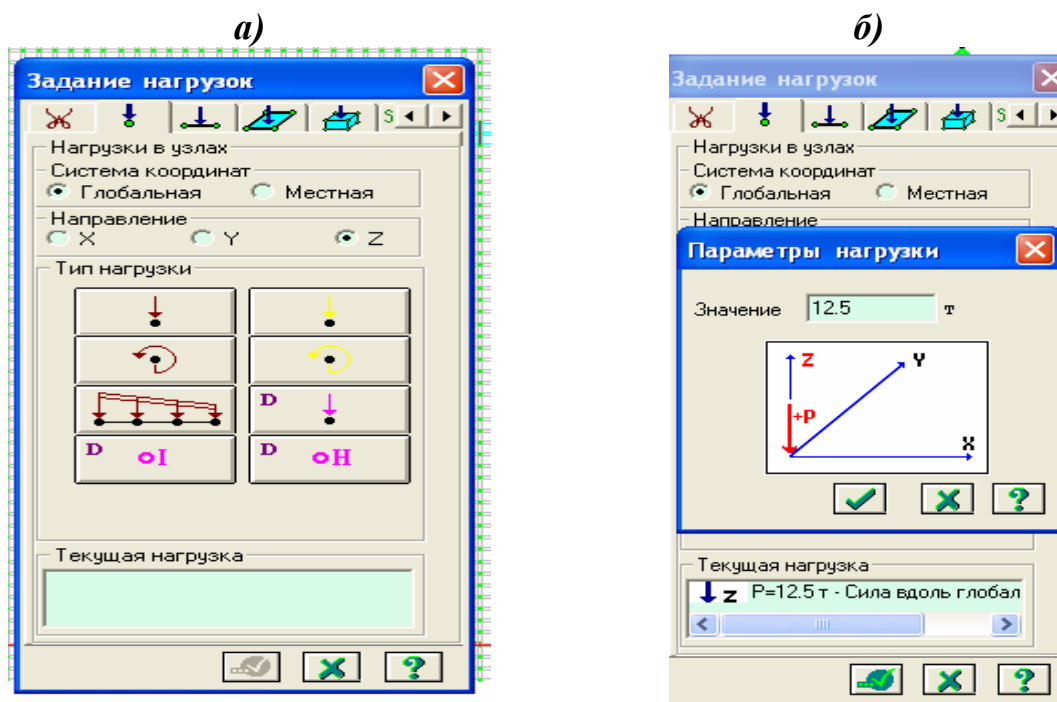


Рис. 4.8. Диалоговые окна *Задание нагрузок* (а) и *Параметры нагрузок* (б)

После проделанных операций запускаем задачу на расчет. Для этого в главном меню **Режим** выбирается пункт **Выполнить расчет**. Компьютерная реализация предлагаемых расчетных моделей применительно к расчету выше рассмотренной балки-стенки  $1800 \text{ мм} \times 1600 \text{ мм}$  (рис. 4.1) также была выполнена по первому варианту моделирования жесткости плосконапряженных составных железобетонных конструкций с мнимой щелью. При этом прогибы в сечении под силой в основной модели с мнимой щелью и прогибы в основной модели с реальной щелью практически одинаковые, что говорит о достаточной эффективности не только предложенного второго варианта, но и первого варианта, – с мнимой щелью-трещиной. При этом не требуется дополнительная перенумерация узлов, и расшивка конечно-элементной расчетной схемы, что весьма существенно, особенно если количество конечных элементов исчисляется сотнями тысяч.

По второму варианту жесткость стержневых конструкций на участках с наклонными трещинами, в том числе с пересекающимися трещинами,

(характерными при сейсмических воздействиях для опорных участков и узлов соединений), определяется с помощью специальной расчетной модели плосконапряженных конструкций (см. рис. 4.4, 4.5), где трещина уже рассматривается как явная. В дальнейшем, работа конечных элементов специальной расчетной модели заменяется на эквивалентный стержень с одинаковой работой.

#### **4.2. Численный анализ лабораторных экспериментальных исследований железобетонных составных балок-стенок**

В численном анализе на построенные опытные зависимости **«Вертикальная нагрузка – прогиб»** (см. раздел 2), в плосконапряженных железобетонных составных балках-стенках построены дополнительные графики, характеризующие как предлагаемую методику, так и существующую методику метода конечных элементов, реализуемую в программном комплексе «Лира-САПР» (см. рис. 2.19–2.22).

На этих графиках приняты следующие обозначения: в точке P1 оранжевым обозначена экспериментальная кривая; в точке P2 розовым обозначена экспериментальная кривая; в точке P1 синим цветом обозначена кривая, полученная по предлагаемой методике; в точке P2 зеленым обозначена кривая, полученная по предлагаемой методике; в точке P1 серым пунктиром обозначена кривая, полученная по МКЭ, используемой в программном комплексе ПК «Лира-САПР»; в точке P2 фиолетовым пунктиром обозначена кривая, полученная по МКЭ, используемой в программном комплексе ПК «Лира-САПР».

Анализ графиков (рис. 4.9, 4.10) показывает, что с увеличением высоты усиления бетона с 40 до 70 мм и увеличением процента армирования с 1,13 до 2,16 % величина прогибов увеличивается в 2,4 раза в середине (в точке P1) железобетонной составной балки-стенки.

При этом следует отметить, что в середине пролета плосконапряженной железобетонной составной балки-стенки, как расчеты по предлагаемой

методике так и по МКЭ, используемой в программном комплексе ПК «Лира-САПР», достаточно близко приближаются к экспериментальным данным.

Анализ графиков (рис. 4.9, 4.10) показывает, что с увеличением высоты усиления бетона с 40 до 70 мм и увеличением процента армирования с 1,113 до 2,16 % величина прогибов увеличивается в 1,6 раза в четвертях (в точке P2) железобетонной составной балки-стенки.

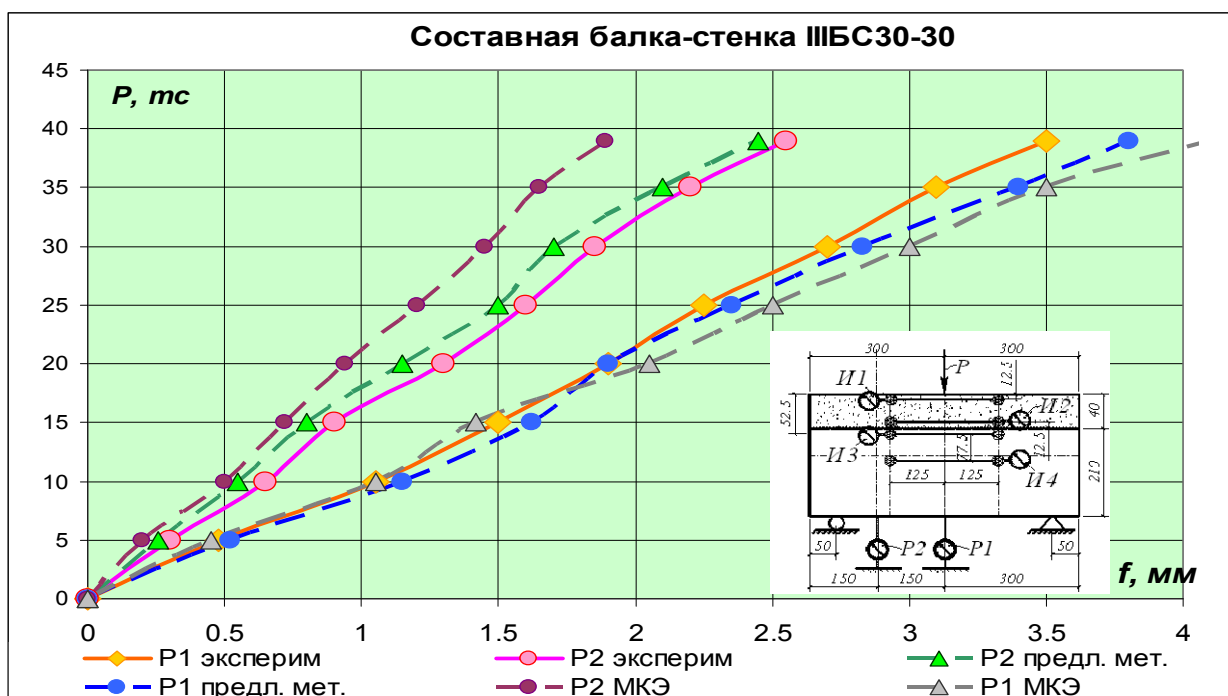


Рис. 4.9. Графики зависимостей «*Вертикальная нагрузка – прогиб*», полученные по прогибомерам (0,01 мм) в плосконапряженной конструкции балки-стенки ШБС30–30 составного сечения третьей серии

При этом следует отметить, что в четвертях пролета плосконапряженной железобетонной составной балки-стенки, расчеты по предлагаемой методике достаточно близко приближаются к экспериментальным данным. В то же время, расчеты по МКЭ имеют существенное отличие (до 45 %, см. рис. 4.9, 4.10, – розовая экспериментальная кривая в точке P2 и фиолетовым пунктиром кривая, полученная по МКЭ в точке P2) от опытных данных. Полученный результат показывает, что предлагаемая методика существенно ближе приближается к действительности при оценке жесткости плосконапряженных

железобетонных составных конструкций по сравнению с методикой МКЭ, используемой в программном комплексе ПК «Лири-САПР».

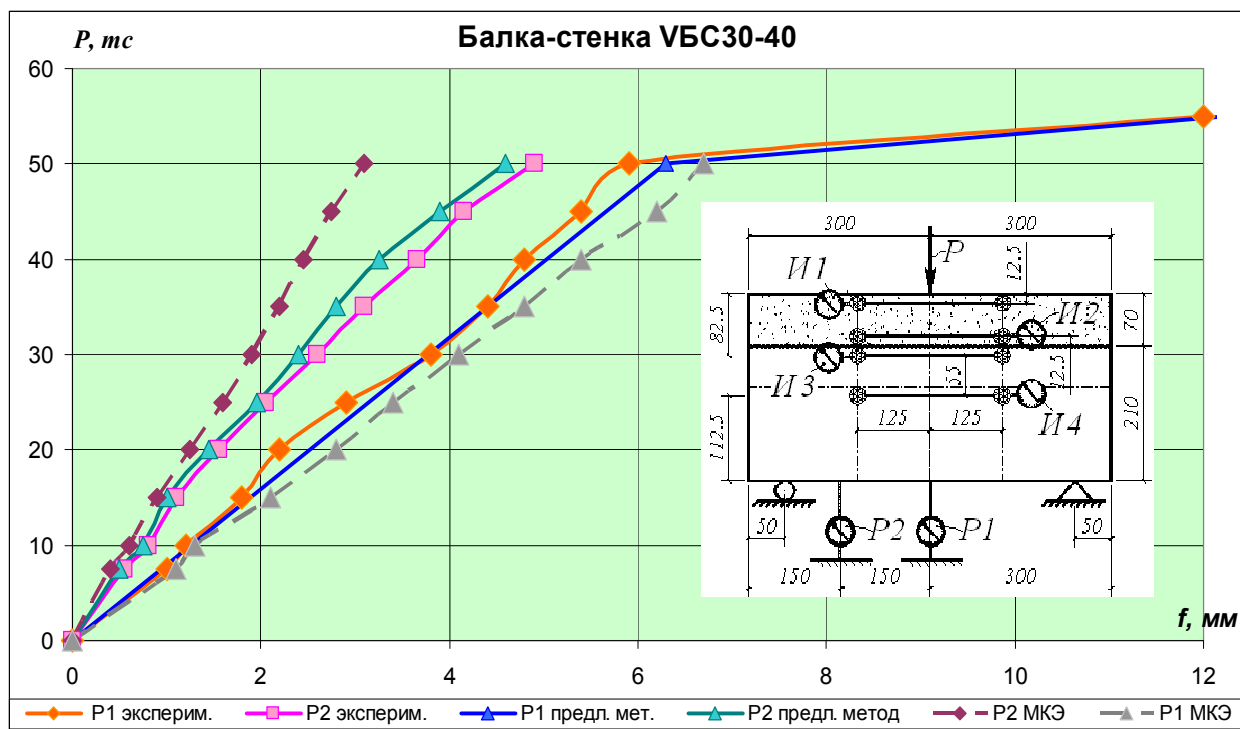


Рис. 4.10. Графики зависимостей «*Вертикальная нагрузка – прогиб*», полученные по прогибомерам (0,01 мм) в плосконапряженной конструкции балки-стенки ВБС30-40 составного сечения пятой серии

Таким образом, предлагаемая модель трещин наиболее близка к действительной картине развития и раскрытия трещин, которая оказывают непосредственное влияние на перемещения плосконапряженной железобетонной составной конструкции в точках, расположенных на участках проекций этих трещин на соответствующее направление (горизонталь, вертикаль и т. п.).

#### 4.3. Численный анализ экспериментальных исследований железобетонной балки-стенки, оконтуренной железобетонной рамой при знакопеременных нагрузках

Описание объекта исследования. Эксперимент был проведен в 2006 году в Женеве [185]. Одноэтажный однопролетный образец был испытан при воздействии постоянной вертикальной нагрузки на колонны и



поперечной циклической нагрузки. Эксперимент проводился на одной раме, усиленной стеновым заполнением из бетона и одной рамой без заполнения. Стены соединялись с рамами с помощью поперечных штифтов по 4 точкам для создания прочной связи между стеной и элементами рамы.

В качестве стенового заполнения использовались панели диафрагмы на основе торкретбетона. Выбрана рама типа «слабые колонны - прочные ригели». Образцы были запроектированы в несейсмическом варианте (большой шаг хомутов, отсутствие хомутов в месте стыка ригеля и колонн). Панели вплотную примыкали к раме, посредством напуска арматурных анкеров.

Однопролетные рамы, с элементами плиты и фундаментом были установлены на силовом полу в лаборатории. Размеры сечений колонн и ригелей  $20 \times 25$  см и  $20 \times 32,5$  см, соответственно. Высота и ширина рам – 152,5 см и 220 см. Детали армирования элементов рам показаны на рис. 4.11. Основное армирование рам состоит из стержней  $\varnothing 16$  мм, армирование диафрагм – стержни диаметром  $\varnothing 6$  мм с шагом 106 мм. Коэффициент армирования колонн и диафрагм 2% и 0,2% соответственно. Бетон класса В25.

При испытаниях колонны были загружены постоянной вертикальной нагрузкой 112,5 кН. Горизонтальная знакопеременная нагрузка сообщалась посредством двух 250 кН гидравлических домкратов, расположенных в уровне ригеля.

В табл. 4.1 приведены максимальные значения нагрузок и соответствующие им перемещения, а также предельные нагрузки и перемещения. Схема трещинообразования образца в предельной стадии показано на рис. 4.12.

Максимальная нагрузка в положительном (справа налево) цикле составила 290 кН, противоположном – 285 кН. Первое разделение диафрагмы и рамы и первая диагональная трещина наблюдалась в цикле, соответствующем перемещению верха рамы «+» 1,4 мм. Соответственно нагрузка составляла 118 кН. Другие диагональные трещины проявились в

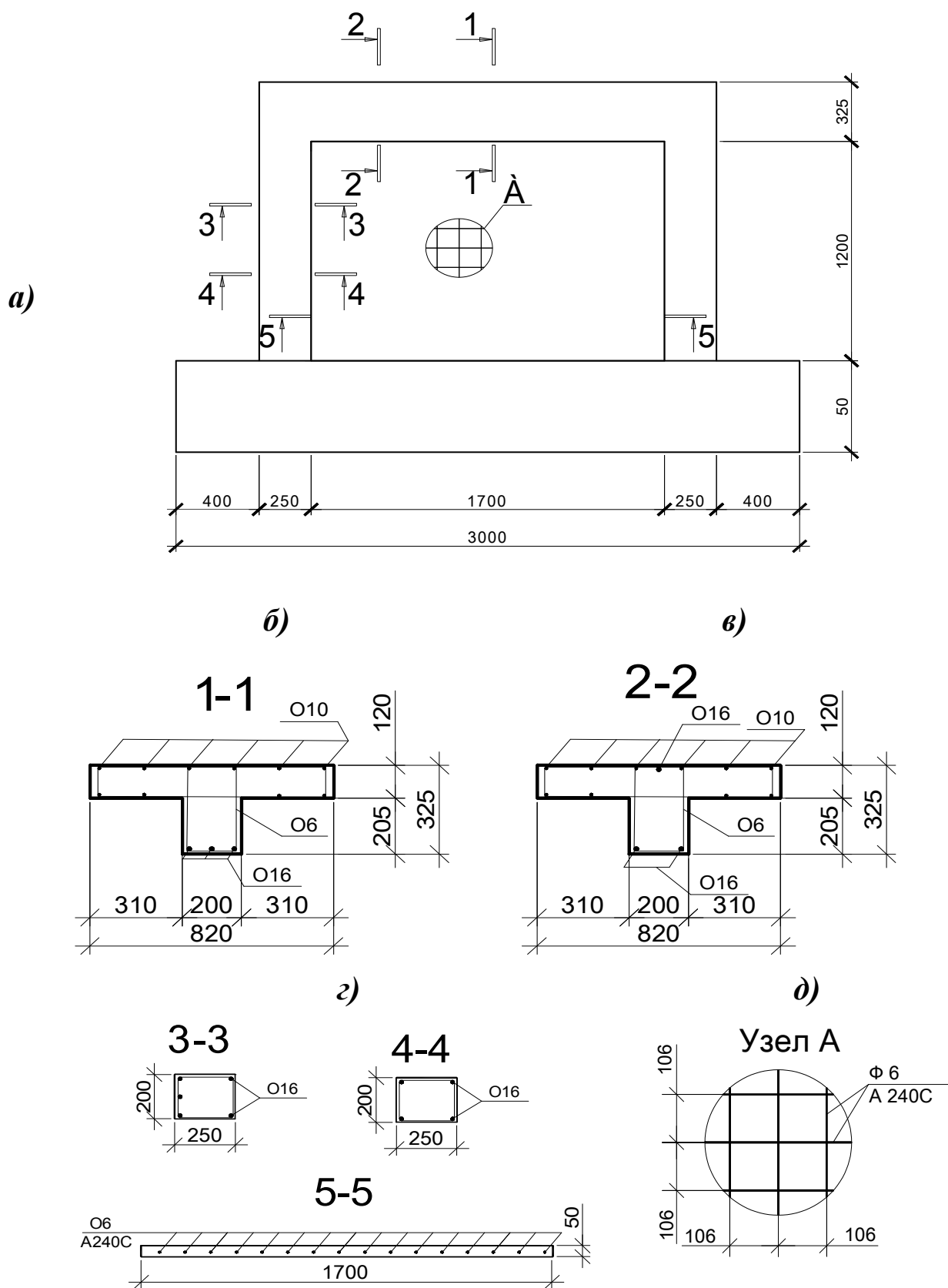


Рис 4.11. Конструкции опытных образцов: а) схема рамы со стенами; б) разрез 1-1; в) разрез 2-2; г) разрез 3-3; д) разрез 4-4; е) узел А; ж) разрез 5-5

### Значения нагрузок и перемещений при испытаниях двух образцов

№ образца	Характеристика испытуемого образца	Жесткость в горизонтальном направлении, кН/мм	$P_{max}$ , кН	$\Delta_{max}$ , мм	$P_{lim}$ , кН	$\Delta_{lim}$ , мм
1	Рама с диафрагмой	110	240	7.0	190	14
2	Рама без диафрагмы	23	120	28.0	110	42

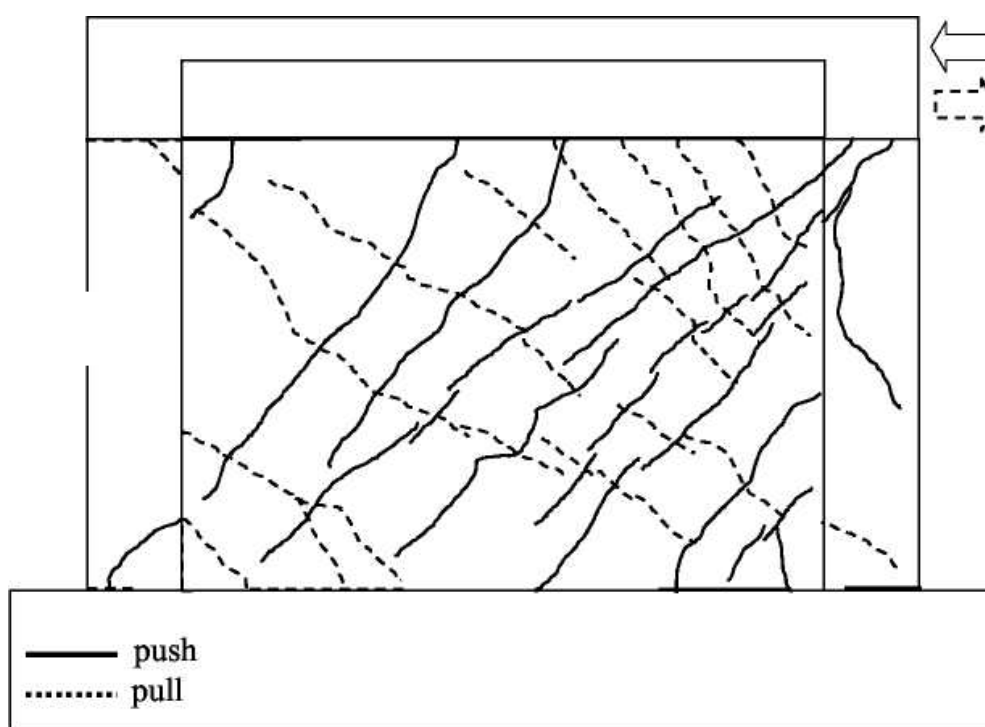


Рис 4.12. Экспериментальная схема трещинообразования образца с диафрагмой

цикле «-»1,4мм в направлении перпендикулярном первым трещинам. С ростом числа циклов нагружения число диагональных трещин росло. В циклах «+»14мм и «-»14мм в нижней части обеих колонн появились поперечные трещины. Максимальные перемещения диафрагмы зафиксированы «+»6мм, «-»5,5мм.

На основе полученных данных экспериментальных исследований опытных образцов были проведены численные исследования с помощью

программного комплекса ПК Лира-САПР. В качестве расчётной модели рамы (с диафрагмой и без неё), рассматривалась плосконапряжённая схема.

Для составления расчётной схемы, задания всех основных характеристик и выполнения расчёта были приняты такие исходные данные: размеры сечений колонн и ригелей  $20 \times 25$  см и  $20 \times 32,5$  см, соответственно. Высота и ширина рам -  $152,5$  см и  $220$  см. Детали армирования элементов рам показаны на рис. 4.11. Основное армирование рам состоит из стержней  $\phi 16$  мм, армирование диафрагм – стержни диаметром  $\phi 6$  мм. Коэффициент армирования колонн и диафрагм 2% и 0,2% соответственно. Бетон класса В25.

Приведены результаты нелинейного расчёта одноэтажных однопролетных образцов. Расчетная схема принята в виде 1D и 2D объектов (рис. 4.13). Используются следующие типы конечных элементов – балка стенка и стержневой элемент. Опорное закрепление низа колонн и диафрагмы

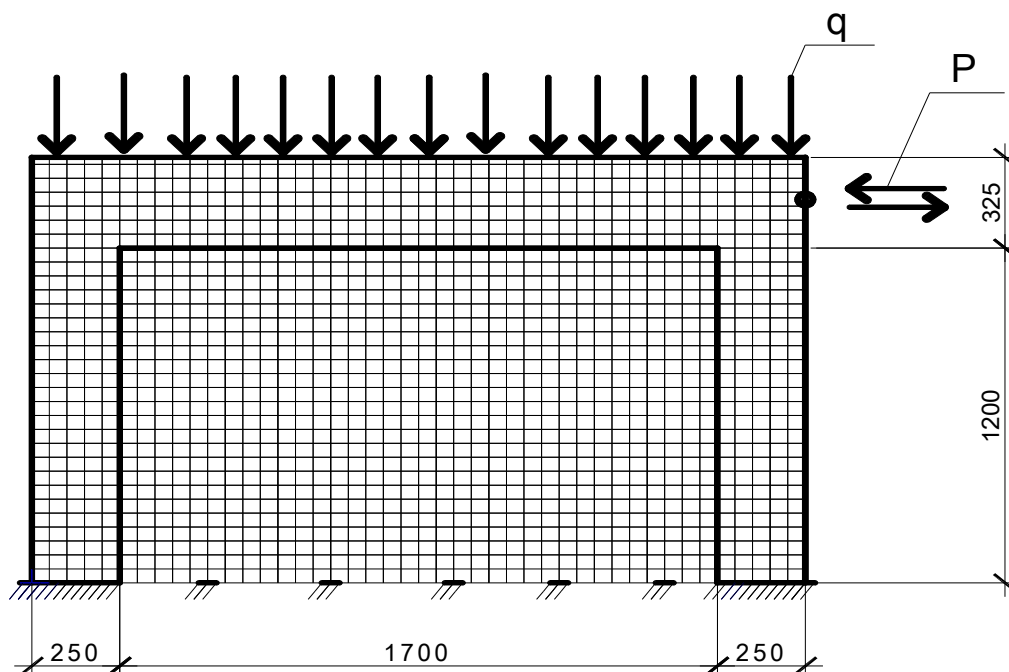


Рис 4.13. Плоская (2D) расчетная схема рамы с диафрагмой

моделировалось в виде жесткого защемления. Для расчёта было задано несколько типов жесткости. При расчете с учетом нелинейной работы материалов колонны железобетонной рамы моделировались конечными элементами балки-стенки

Для бетона колонн, ригелей и диафрагмы был принят 21–й закон – экспоненциальная зависимость для железобетона с нормативной прочностью.

Для армирующего материала была принята экспоненциальная зависимость (11 –й закон).

В соответствии с параметрами армирования опытных образцов при расчетах были приняты следующие проценты армирования: колонн-2%, диафрагм - 0,2%.

Для задания нагрузок для каждого опытного образца было смоделировано по 4 загрузки:

- собственный вес конструкции;
- постоянная вертикальная нагрузка на конструкцию;
- горизонтальная нагрузка на конструкцию (в уровне ригеля справа налево);
- горизонтальная нагрузка на конструкцию в уровне ригеля в противоположном направлении.

Использовался пошаговый метод расчёта с количеством шагов равным 10, с учётом предыстории, максимальное число итераций принялось равным 300.

На основе экспериментальных данных и возможностей ПК Лира-САПР в расчётных моделях 2-х опытных образцов моделировались трещины (рис. 4.14). При этом, на первом этапе расчетов, все геометрические параметры, параметры жесткостей и нагрузок оставались неизменными.

На втором этапе расчетов расположение трещин и ширина их раскрытия моделировалась по специальной методике [85, 86] с целью учета изменения жесткости конечных элементов расчетной модели.

Для сравнения результатов численных исследований с опытными данными на рис. 4.15, 4.16 приведены графики горизонтальных перемещений опытных образцов на разных отметках, а также зависимости перемещений от горизонтальной нагрузки.

Анализ графиков на этих рисунка подтверждает необходимость учета изменения жесткостей в колонах и диафрагме в зонах образования трещин

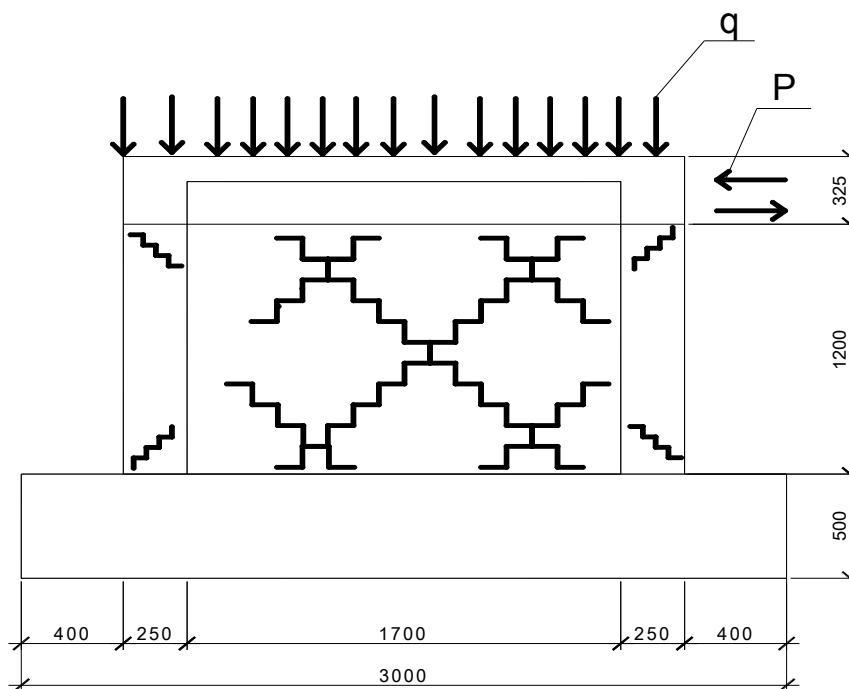


Рис 4.14. Модель трещинообразования в колоннах рамы и диафрагме

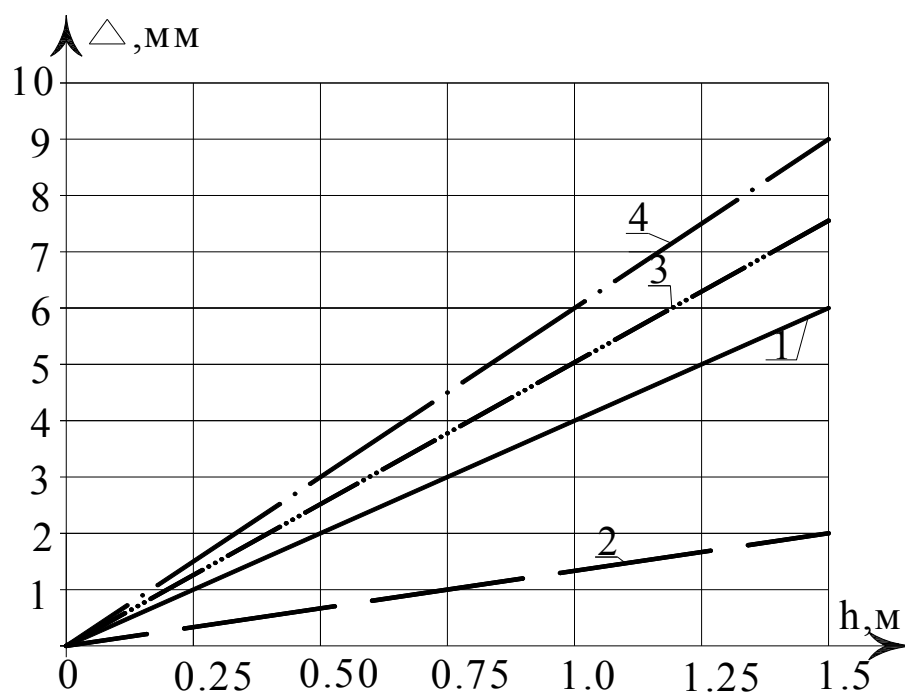


Рис 4.15. Графики зависимостей горизонтальных перемещений рамы с диафрагмой от высоты(2D):

1 – экспериментальные исследования; 2 – физически нелинейный расчет без учета щелей; 3 – физически нелинейный расчет по предлагаемой методике; 4 – физически нелинейный расчет с учетом щелей при действии знакопеременных горизонтальных нагрузок, имитирующих сейсмические.

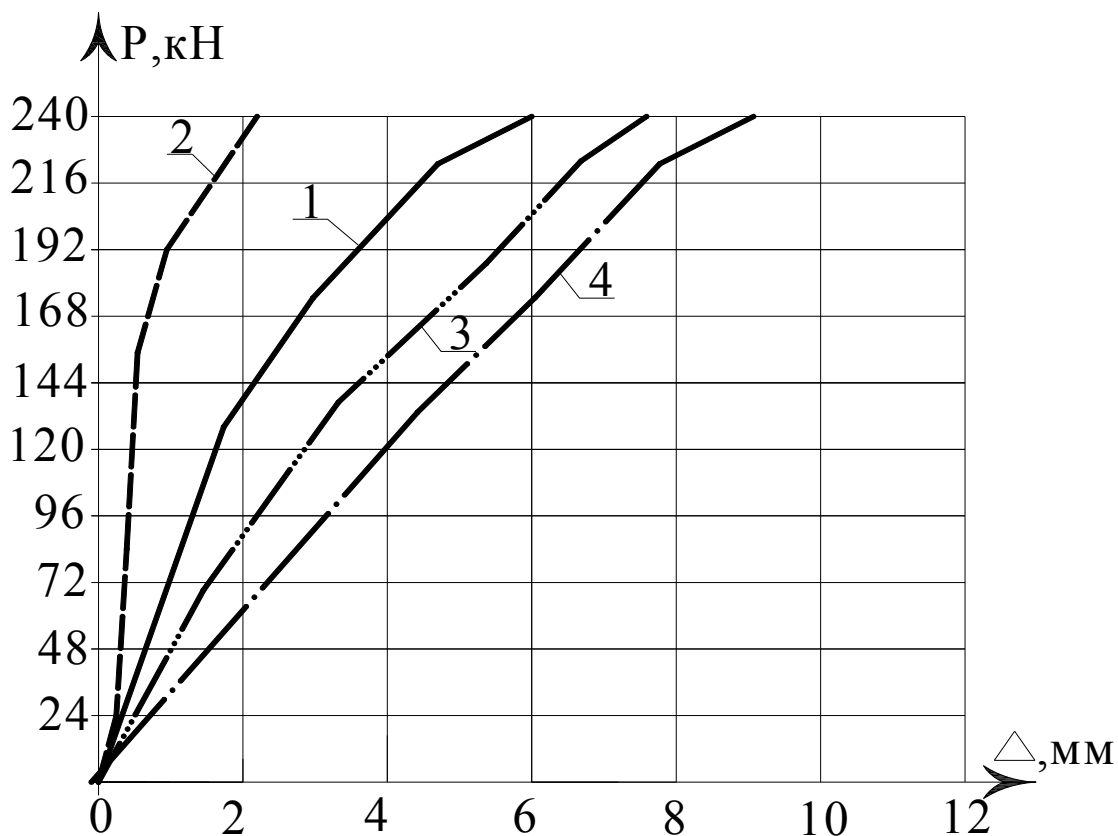


Рис 4.16. Графики зависимостей перемещений верха рамы с диафрагмой от нагрузки(2D): 1 – экспериментальные исследования; 2 – физически нелинейный расчет без учета щелей; 3 – физически нелинейный расчет по предлагаемой методике; 4 – физически нелинейный расчет с учетом щелей

Таким образом, выполнен численный анализ экспериментальных исследований железобетонной балки-стенки, оконтуренной железобетонной рамой при знакопеременных нагрузках, показывающий что:

- физически нелинейный расчет, выполненный по схеме 2D с использованием ПК Лира-САПР, на первом цикле нагружения заметно снижает (15%) максимальные горизонтальные перемещения рамы, работающей совместно с диафрагмой (рис. 4.15, кривая 2; рис. 4.16, кривая 2) по сравнению с опытной (рис. 4.15, кривая 1; рис. 4.16, кривая 1);

- физически нелинейный расчет (по схеме 2D), выполненный по предлагаемой методике, с уточненными жесткостями, позволяет

существенно (до 12%) приблизить анализируемые перемещения к их действительным экспериментальным значениям (рис. 4.15, кривая 1, кривая 3; рис. 4.16, кривая 1, кривая 3).

#### ***4.4. Сопоставительный анализ с опытными данными, полученными в научной школе И. А. Рохлина***

Часть лабораторных испытаний проводились на сплошных панелях (опыты Досужей Н.М. [51]), (рис. 4.17).

В основу маркировки образцов положен принцип их армирования: К-1-Сн-25(1-14) – образец керамзитобетонный, сплошной, армированный сеткой нормальной с ячейкой 250×250 мм, количество образцов – 14 (рис. 4.17).

При лабораторных испытаниях нагрузка прикладывалась методом повторного действия, при заводских испытаниях она была монотонно возрастающей.

Выбранный метод повторного приложения нагрузки – (нагрузка, остановка, разгрузка до нулевого отсчета – остановка – вновь нагрузка до более высокого уровня напряжений) т.е. замедленная циклическая с возрастающей амплитудой. Остановка между этапами продолжалась около часа; армированные панели испытывались в течений 2-х суток.

По схеме приложения нагрузки изучались: в том числе схемы нагружения диагональная с одноосным и двухосным приложениями усилий.

Испытания панелей-моделей при перекосе было проведено на прессе ПГ-250. Панель устанавливалась на тележку пресса на растворе 1:2 в специальных оголовниках (рис. 4.18) так, что вдоль одной из ее диагоналей вертикально передавалась сжимающая нагрузка.

При испытаниях на перекося приборы устанавливались вдоль и поперек укорачивающейся и удлиняющейся диагоналей, по сечениям параллельным главным осям, в углах проемов, что позволяло получить информацию о напряженно-деформированном состоянии панели, в т.ч. получить величину



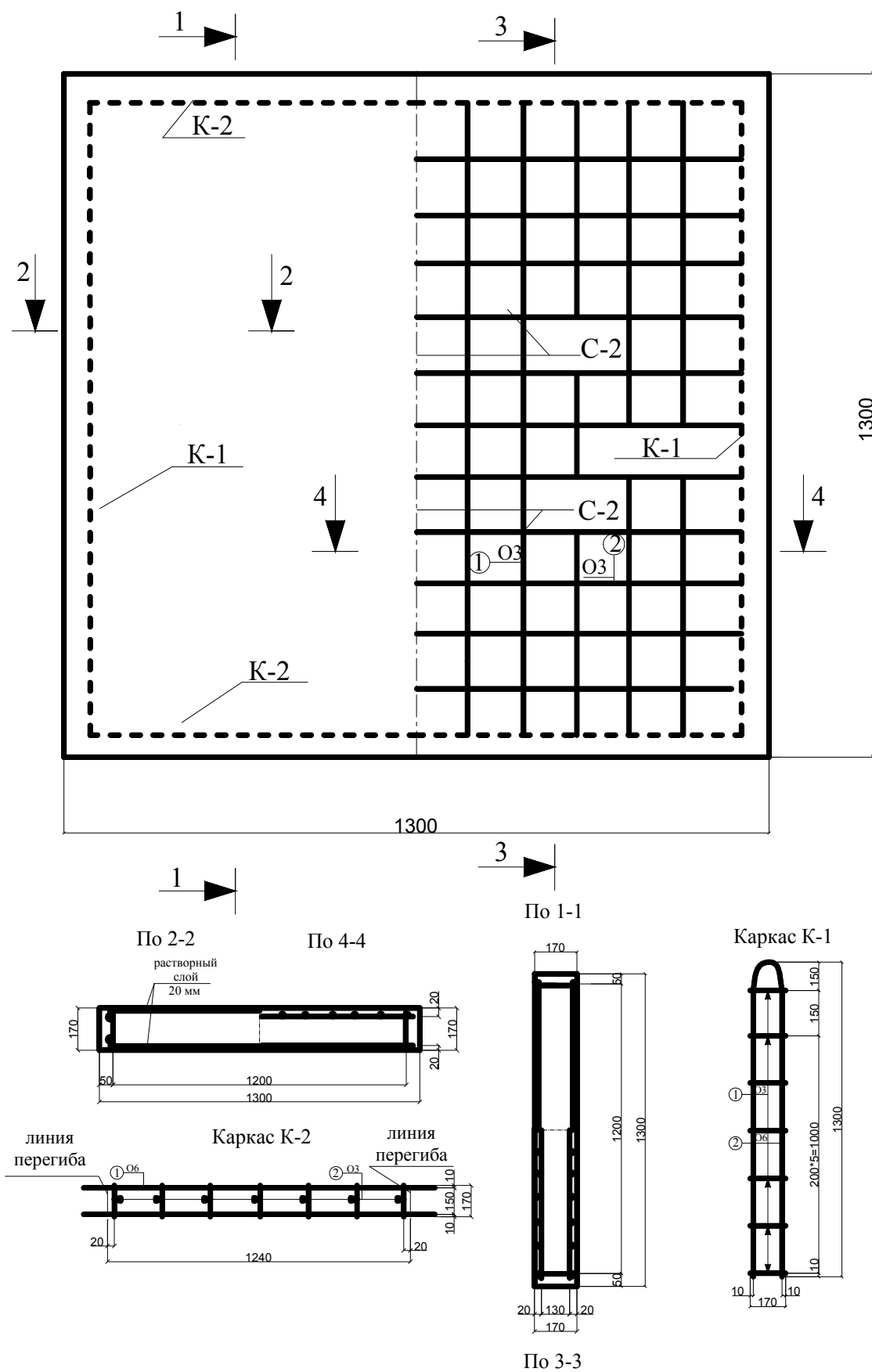


Рис. 4.17. Конструкции опытных образцов

жесткостных характеристик на всех стадиях работы.

Влияние горизонтальной обжимающей нагрузки  $N^{III}$  сказывалось на величине нагрузки, соответствующей появлению диагональной трещины привело к значительному повышению трещиностойкости и прочности панели по сравнению с соответствующей нагрузкой, установленной в опытах неармированными образцами, испытанными без предварительного обжатия. Это обстоятельство позволяет утверждать, что армирование препятствует развитию деформаций в материале, а развивающиеся в арматуре напряжения действуют аналогично обжатию материала.

Величина перекоса панели определялась [51] по формуле:

$$\gamma = \frac{a^2 + b^2}{2ab}(\varepsilon_1 - \varepsilon_2), \quad (4.2)$$

где  $a$  и  $b$  – размеры деформированных сторон панели;  $\varepsilon_1$  и  $\varepsilon_2$  – относительные деформации диагоналей.

Для квадратных или близких к квадрату панелей можно считать среднее значение относительного укорочения диагонали при появлении первой трещины равным предельной величине угла перекоса панели. Опыты выявили действительный характер распределения деформаций в сплошных панелях при перекосе.

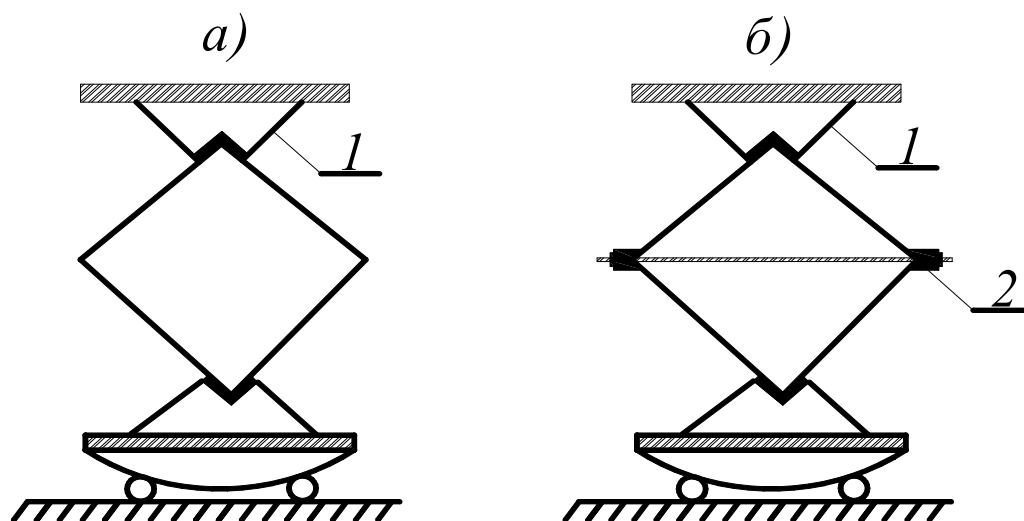


Рис. 4.18. Схемы испытаний стеновых панелей на перекос: 1 – распределительные оголовники; 2 – приспособления для предварительного обжатия

Таблица 4.2.

## Опытные деформации сплошных панелей при перекосе

Метка образцов	Уровень нагружения	Нагрузка в кН	Средние деформации $\varepsilon \times 10^{-4}$						перекос $\gamma \times 10^{-4}$				$\tau = \frac{N_2}{F},$ МПа	Модуль сдвига, $G = \frac{\tau}{\gamma} \cdot 10^4,$ МПа	
			в центре панели		вдоль диагоналей				в центре панелей	вдоль диагоналей		в центре панелей		изделия	
					без учета активной зоны смятия		с учетом активной зоны смятия			без учета активн. зоны смятия	с учетом активн. зоны смятия				
			1		2		3								в центре панелей
$\varepsilon_{1,c}$	$\varepsilon_{2,t}$	$\varepsilon_{1,c}$	$\varepsilon_{2,t}$	$\varepsilon_{1,c}$	$\varepsilon_{2,t}$	$\varepsilon_{1,c}$	$\varepsilon_{2,t}$	в центре панелей	изделия						
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
К-1-(4-9)	при $N = 250 \text{ кН}$	250	3,5	1,8	4,34	0,8	7,60	1,5	35,5	4,34	7,5	0,81	0,234	0,19	
	за ступ. до первой тр.	280	3,64	1,85	4,5	0,9	9,05	1,6	3,64	4,50	8,05	0,9	0,25	0,2	
	при второй тр.	300	3,75	2,00	5,5	1,8	9,40	1,9	3,75	5,50	9,40	0,965	0,26	0,175	
	при тр. 0,2–0,3 мм	350	5,7	3,10	9,5	3,5	15,50	3,5	5,70	9,5	15,5	1,120	0,13	0,12	
	при снят. прибор. $\varepsilon_{\text{exp}}$	370	6,7	3,75	11,4	4,0	17,40	3,6	6,70	11,4	17,4	1,190	0,18	0,1	
	$N = 370 \text{ кН},$ $\varepsilon_{\text{theor}}$	370	6,4	3,89	10,6	4,8	16,2	3,1	5,8	10,8	18,6	1,26	0,22	0,12	
	$\varepsilon_{\text{theor}} / \varepsilon_{\text{exp}}$	1	0,955	1,037	0,93	1,2	0,93	0,86	0,87	0,947	1,07	1,06	1,21	1,2	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
К-I-Сн-25-(7-14)	при $N = 250 \text{ кН}$	250	3,2	1,70	2,9	0,6	7,00	1,2	3,20	4,2	7,0	0,81	0,25	0,21
	за ст. до 1-ой тр.	320	3,3	1,80	4,8	1,1	7,80	1,5	3,30	4,8	7,8	1,03	0,32	0,215
	при первой тр.	400	3,8	2,30	7,0	2,0	11,20	2,5	3,80	7,0	11,2	1,285	0,34	0,18
	при тр. 0,2–0,3мм	530	5,0	3,00	11,5	3,8	16,00	2,8	5,00	11,5	16,0	1,70	0,34	0,15
	при сн. приб. $\varepsilon_{\text{exp}}$	600	6,5	4,20	17,0	5,0	23,00	4,0	8,50	17,0	23,0	1,97	0,29	0,113
	$N = 600 \text{ кН}, \varepsilon_{\text{theor}}$	600	6,9	4,45	16,2	4,1	21,5	3,4	7,78	16,2	24,5	2,16	0,277	0,133
	$\varepsilon_{\text{theor}} / \varepsilon_{\text{exp}}$	1	1,06	1,06	0,95	0,82	0,93	0,85	0,92	0,95	1,07	1,096	0,96	1,18
К-I-Сн-10-(10-12)	при $N = 250 \text{ кН}$	250	2,2	1,16	1,84	0,4	5,8	1,0	2,20	4,1	5,8	0,81	0,37	0,2
	за ст. до 1-ой тр.	560	4,3	2,50	8,2	2,15	11,30	2,6	4,30	8,2	11,3	1,8	0,42	0,22
	при первой тр.	600	5,5	3,50	10,5	3,2	13,60	3,3	5,50	10,5	13,6	1,92	0,38	0,18
	при тр. 0,2–0,3мм	800	7,0	4,50	16,0	5,5	20,40	4,0	7,00	16,0	20,4	2,57	0,37	0,16
	при сн. приб. $\varepsilon_{\text{exp}}$	800	–	–	18,0	5,5	20,00	–	–	–	–	–	–	–
	$N = 800 \text{ кН}, \varepsilon_{\text{theor}}$	800	10,1	6,23	19,3	6,2	21,6	5,1	8,3	18,9	22,1	3,45	0,415	0,182
	$\varepsilon_{\text{theor}} / \varepsilon_{\text{exp}}$	1	–	–	1,07	1,13	1,08	–	–	–	–	–	–	–
К-I-*(обж.)-(10-12)	при $N = 250 \text{ кН}$	250	2,5	1,00	2,7	0,4	7,7	0,9	2,50	4,3	7,7	0,81	0,324	0,19
	за ст. до 1-ой тр.	580	3,8	2,00	7,1	1,7	12,00	1,3	3,80	7,1	12,0	1,54	0,45	0,26
	при первой тр.	620	6,3	2,60	11,3	3,4	20,40	2,4	4,30	11,3	20,4	2,0	0,47	0,18
	при тр. 0,2–0,3мм	850	8,9	4,50	18,1	5,2	28,00	4,2	8,90	18,1	28,0	2,71	0,30	0,20
	при сн. приб. $\varepsilon_{\text{exp}}$	900	11,0	5,00	21,4	5,9	32,00	4,9	11,00	21,4	32,0	2,90	0,29	0,135
	$N = 900 \text{ кН}, \varepsilon_{\text{theor}}$	900	12,6	6,13	19,8	5,45	30,4	6,1	10,24	20,12	33,8	2,45	0,26	0,119
	$\varepsilon_{\text{theor}} / \varepsilon_{\text{exp}}$	1	1,15	1,23	0,93	0,92	0,95	1,24	0,93	0,94	1,06	0,84	0,86	0,88

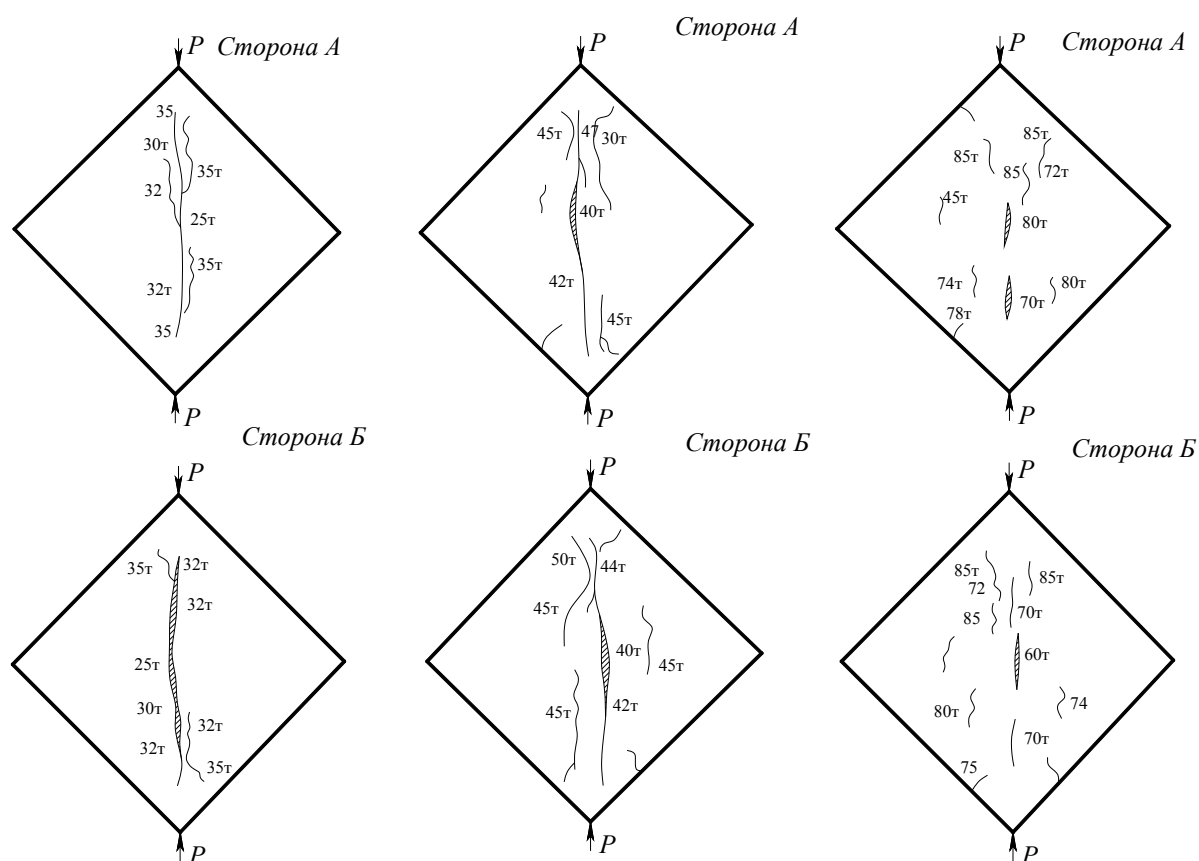


Рис. 4.19. Характер деформаций панелей при перекосе в зависимости от армирования: *а* – панели серии К–I; *б* – панели серии К–I–Сн–2.5; *в* панели серии – К–I–Сн–10

В табл. 4.3. приведено сравнение расчетных и экспериментальных данных величин относительных деформаций для центра керамзитобетонных образцов-панелей (М-75) в упругой и нелинейной стадиях работы при перекосе, при нагрузках  $N_1 \approx 0,25N_{разр.}$  (эксплуатационной) и  $N_2 \approx 0,5N_{разр.}$  (предельной по трещинообразованию).

Сравнение расчетных данных, полученных Досузей Н.М. [51] и Р.А.Кулиевым [129] подтверждают совпадение величин расчетных лишь упругих деформаций (расхождение 10%). При сравнении экспериментальных данных, полученных в опытах обоих авторов, отклонения в неармированных

образцах достигают 65% или  $\frac{\varepsilon_{эк} D}{\varepsilon_{эк} K} = \frac{15,4}{9,2} = 1,65.$

Как видно из табл. 4.2 и 4.3 в для центральной точки, в пределах

Таблица 4.3

## Сравнение опытных и теоретических данных

Метка серии образцов	Относительные деформации $\varepsilon \times 10^{-5}$ для центральной точки панели						Отношение теоретических и экспериментальных данных $\varepsilon_{theor} : \varepsilon_{exp}$			
	сжатие $\varepsilon_1$			растяжение $\varepsilon_2$						
	теор. [51]	теор. предл.	эксп.	теор. [51]	теор. предл.	эксп.	8	9		
1	2	3	4	5	6	7	8		9	
Опыты Досужей Н.М. [51 и др.] при перекосе панелей $N_1 = 15,0$ тс										
К-I	10,0 (упр.)	15,3	15,4	4,95 (упр.)	7,1	7,0	$\frac{0,65}{-}$	$\frac{0,76}{0,99}$	$\frac{0,64}{-}$	$\frac{0,80}{1,00}$
К-I-Сн- 2.5	11,7 (пл.)	11,3	11,2	5,6(пл.)	5,6	5,8	$\frac{0,89}{-}$	$\frac{1,04}{1,00}$	$\frac{0,88}{-}$	$\frac{0,97}{1,00}$
К-I-Сн-10		8,6	8,5		3,9	3,8	$\frac{1,18}{-}$	$\frac{1,14}{1,01}$	1,18	$\frac{1,27}{1,00}$
Опыты Досужей Н.М. [51 и др.] при перекосе панелей $N_2 = 25,0$ тс										
К-I	20,0 (упр.)	37,0	35,0	9,9 (упр.)	17,8	18,0	$\frac{0,57}{-}$	$\frac{0,86}{1,02}$	$\frac{0,55}{-}$	$\frac{0,88}{1,02}$
К-I-Сн-25	30,0(пл.)	33,0	32,0	15,8 (пл.)	17,2	17,0	$\frac{0,63}{-}$	$\frac{0,94}{0,997}$	$\frac{0,59}{-}$	$\frac{0,93}{0,997}$
К-I-Сн-10		23,2	22,0		11,5	11,6	0,91	$\frac{1,36}{0,998}$	$\frac{0,85}{-}$	$\frac{1,36}{0,998}$
Опыты Р. А. Кулиева [129 и др.] по исследованиям панелей на перекося										
Панели керамзито- бетонные	[129] 11,0 (упр.)	9,1	9,2	[129] 5,0 (упр.)	4,31	4,2	$\frac{1,2}{0,991}$	$\frac{1,19}{1,04}$		

*Примечание.* В графах 8 и 9 приводятся данные в двух столбцах, – в первом, без учета смятия, а во втором, с учетом смятия. При этом в числителе приведено отношение с использованием методики Досужей Н. М. (а в нижней строке – методике Кулиева Р.А.), а в знаменателе – с использованием предлагаемой методики.

упругой стадии, удовлетворительное совпадение расчетных и экспериментальных данных (в пределах 15%) получено только для армированных образцов К-I-Сн-10. Для неармированных образцов К-I расхождение в среднем составляет до 45%, средние относительные

деформации по сериям К–I и К–I–Сн–2.5 превышают расчетные на всех участках эпюры деформаций.

#### **4.5. Сопоставительный анализ с опытными данными, полученными в научной школе Ю.И. Немчинова**

Обширные экспериментальные исследования фрагментов моделей стеновых панелей выполнены в научной школе Ю И. Немчинова [118, 119и др.], при активном участии Фролова А.В., Крещенко Л.Ф., Козыря А.А., Марьенкова Н.Г. [85, 88] и др.

Теоретические исследования для одной из испытываемых панелей с учетом неупругого деформирования материалов были выполнены методом последовательных нагружений с использованием на каждом этапе процедуры МКЭ по программе ЛИРА-САПР,

Расчетная схема конструкций приведены на рис.4.20.

Характер возрастания нагрузки на каждом этапе нагруженные и конечная ее придельная величина приведены в соответствие средним величинам нагрузок, взятых по пяти опытам в табл. 4.4.

Таблица.4.4

#### **Величины вертикальных перемещений торцов панелей**

№ шага	Средняя эксперимент. величина $P$ , кН	Расчетн. величина $P$ , кН	Перемещения мм		
			Эксперимент	Расчёт по МКЭ	Расчет по предл. методике
1	0.512	0.473	0.14+0.113	0.04	0.13+0.114
2	1.121	1.075	0.32+0.250	0.09	0.35+0.253
3	1.660	1.677	0.49+0.179	0.17	0.51+0.183
4	2.450	2.408	0.91+0.306	0.37	0.93+0.312
5	3.152	3.139	1.27+0.378	0.80	1.23+0.386
6	3.938	3.870	1.87+0.950	1.68	1.84+0.978
7	4.323	4.300	2.00+0.886	2.58	2.03+0.894

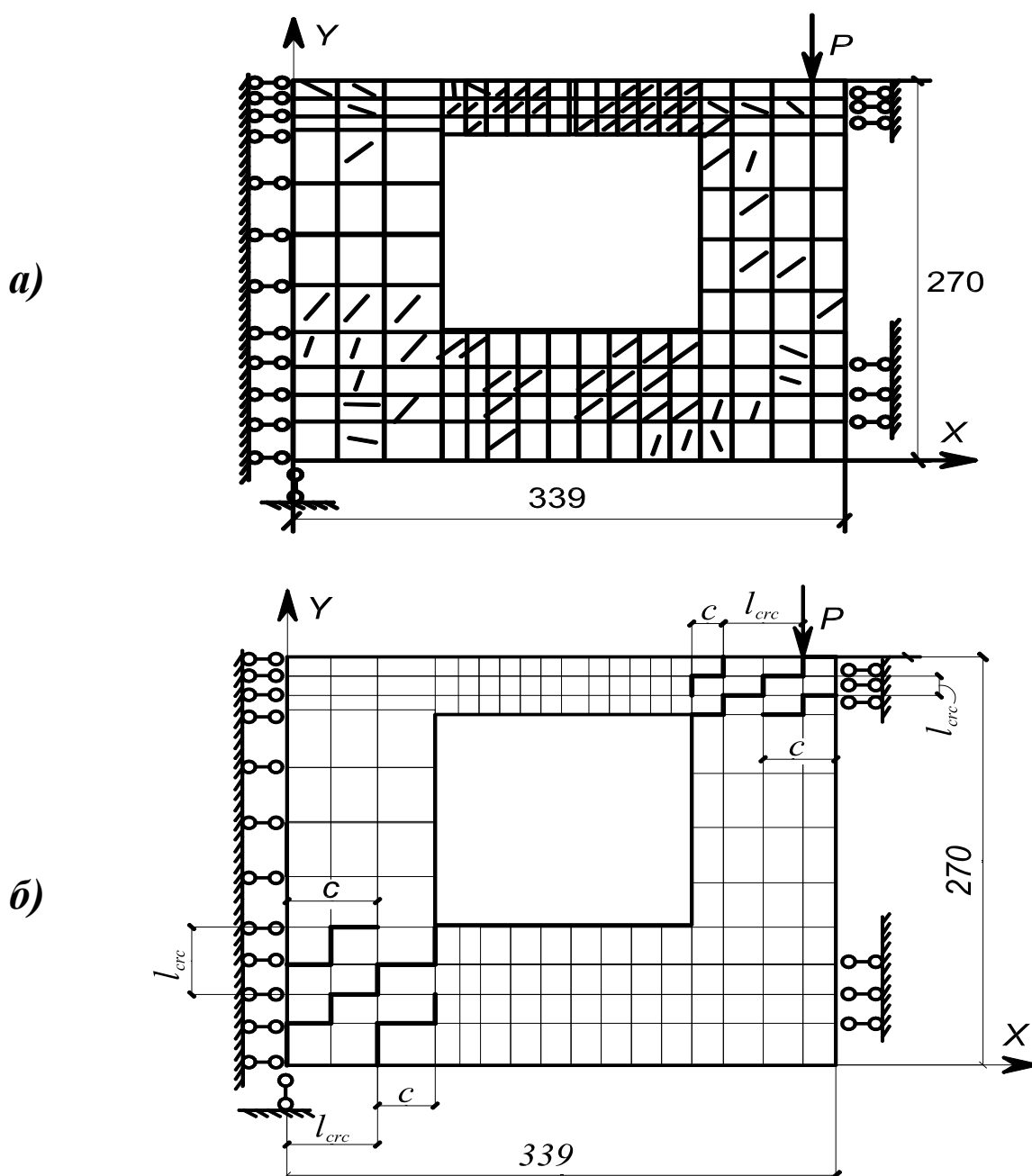


Рис. 4.20. Расчетная схема стеновой панели при расчете по ПК ЛиРА-САПР: *a* – при моделировании трещин с использованием МКЭ; *б* – то же по разработанной методике с использованием предлагаемой модели трещин,

В расчете приняты следующие характеристики материалов:

$$R_b = 9,53 \text{ МПа}; \quad R_{bt} = 0,96 \text{ МПа}; \quad E_b = 1,09 \times 10^4 \text{ МПа};$$

$$R_s = 300 \text{ МПа}; \quad E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа}; \quad \mu = 0,192.$$

В результате расчета панели, осуществленного на ЭВМ по программам “ЛИРА-САПР” для каждой ступени нагруженные конструкции получена



информация о перемещении узловых точек (узловых линий) конечных элементов, напряжения в бетоне и арматуре, картины развития трещин, изменение деформационных характеристик материала конструкции.

Анализ полученных результатов начнем с описания картин трещинообразования. Теоретические результаты в виде схемы распространения трещин при экспериментально определяемой предельной нагрузке  $P = 4,3$  кН приводятся на рис.4.20.

Сравнение полученных картин образования трещин, полученных на основании использования двух методик с опытными данными, показывает, что момент их появления сблизки и практически совпадают. Что же касается развития трещин, то расчеты дают лишь некоторую тенденцию, но трещины «размыты» на значительной части поля стеновой панели, в местах, где их нет в эксперименте (рис 4.20).

Перейдем к анализу деформированного состояния стеновой панели под действием сдвигаемого усилия. В таблице 4.4 приводятся расчетные и экспериментальные значения перемещений торцов панели, а также величины перемещений торцов панели, полученные расчетным путем по МКЭ и по предлагаемой методике. Эти же результаты приводятся и на графике рис. 4.21.

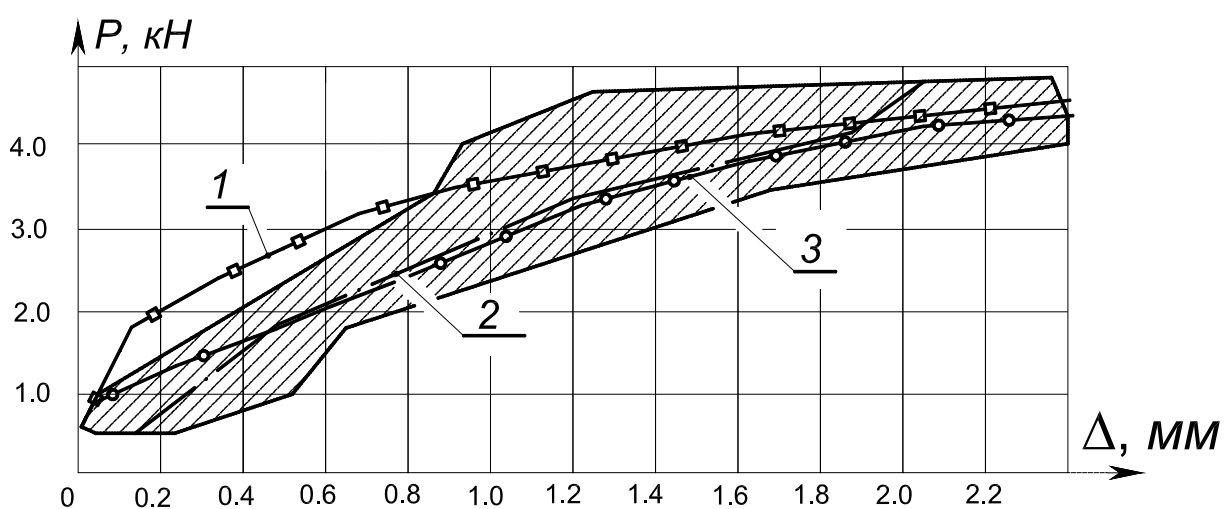


Рис. 4.21. Перемещение торцов панели с оконными проемами в зависимости от величины приложенной нагрузки: 1– на основе расчета по МКЭ; 2 – экспериментальная кривая; 3 – расчет по МПКЭ

Сравнение полученных данных в таблице и на графике показывают, что только на двух первых и двух последних этапах нагружения отмечается удовлетворительное совпадение результатов расчетов и эксперимента. Из графика на рис. 4.21 видно, что угол наклона расчетных кривых к горизонтальной оси в интервале нагрузок 3,4 - 4,3 кН резко уменьшается, что дает основание считать нагрузку 4,3 кН, с определенной степенью приближения, величиной несущей способности рассматриваемой стеновой панели.

Отмечается некоторая концентрация напряжений вблизи действия нагрузки, а также значительное увеличение напряжений в крайних волокнах панели ближе к заземлению.

#### ***4.6. Численный анализ экспериментальных исследований монолитного бескаркасного здания с помощью вибромашины***

Выполнен анализ экспериментальных исследований 6-тиэтажного фрагмента с помощью вибромашины. Проведены численные исследования с учетом неупругой работой материалов.

Испытания фрагмента монолитного здания с помощью вибромашины проведены в 1988 году в г. Кишиневе лабораторией прочности ЦНИИЭП жилища и лабораторией сейсмостойкого строительства Молдовы [62]. Высота фрагмента была ограничена 6-ю этажами по 2,8 м (рис. 4.22, б). Несущие стены толщиной 20 см, конструкция фрагмента и узловые соединения были запроектированы исходя из 7-балльной расчетной сейсмичности. Монолитные перекрытия представляли собой неразрезные в обоих направлениях плиты. Армировались перекрытия сетками из проволок 5ВрI.

Фрагмент предназначался для виброиспытаний до разрушения.

При разработке конструкции фрагмента учитывалось, что его размеры (в том числе этажность) должны обеспечивать возможность возбуждения

вибромашиной В-3 колебаний, при которых реально достижение основными конструкциями трещинообразования (рис. 4.22, б) и стадии разрушения.

Все стены армировались пространственными крестообразными каркасами, которые были выполнены из стержней  $\text{Ø}8\text{A-I}$ . Перекрытия изготавливались из тяжелого бетона класса В15.

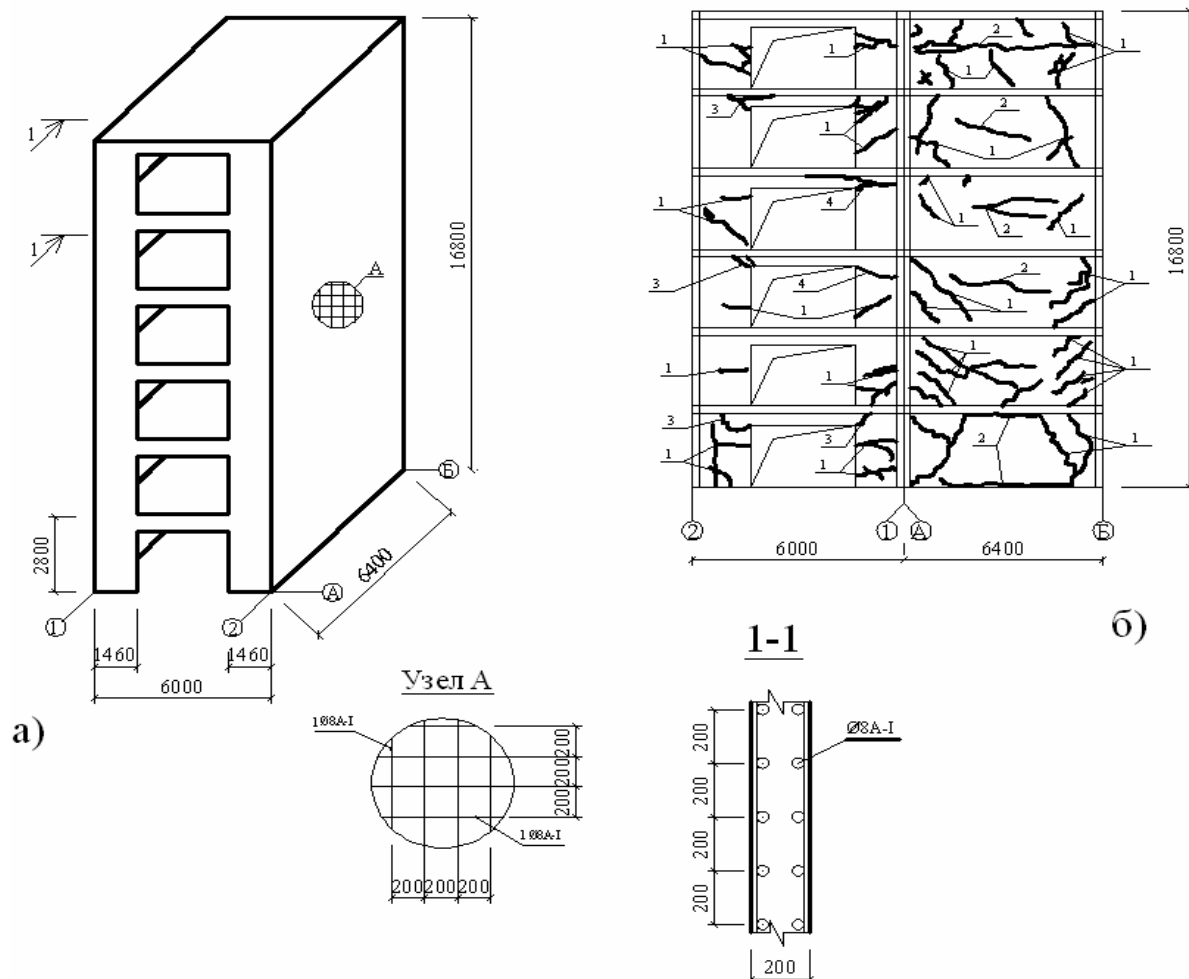


Рис. 4.22. Железобетонные конструкции здания (а) и картина образования трещин в стенах здания при испытаниях (б):

1 – наклонная трещина; 2 – горизонтальная трещина ; 3 – угловая наклонная трещина; 4 – угловая горизонтальная трещина.

В верхнем перекрытии были замоноличены стальные рамы для крепления вибромашины.

Пространственная расчетная модель соответствует натурному фрагменту и имеет размеры  $6,0 \times 6,4 \times 16,8$  м (рис. 4.23). Перекрытия и стены

при динамических расчетах без учета нелинейной работы материалов моделировались конечными элементами (КЭ) оболочки и балки-стенки. При прямых динамических расчетах использовались нелинейные КЭ балки-стенки для стен здания. При расчетах модели принято жесткое защемление в основании.

Расчетная динамическая модель здания содержит четыре массы, расположенных в уровнях каждого перекрытия. Масса вибромашины добавлена к массе, сосредоточенной в уровне шестого (верхнего) перекрытия.

1. По результатам линейного динамического расчета определены частоты и формы собственных колебаний здания, а также инерционные нагрузки в уровнях перекрытий при динамических воздействиях вибромашины.

2. На втором этапе проведен расчет модели здания на статические вертикальные нагрузки (собственный вес конструкции и нагрузки на перекрытиях), а также на горизонтальные инерционные нагрузки при воздействиях вибромашины (определены на первом этапе расчетов).

При моделировании в ПК ЛИРА нелинейных загружений учитывалась предистория нагружения, а также нелинейные законы деформирования материалов (21-й – для бетона и 11-й – для арматуры).

3. Прямой динамический нелинейный расчет модели здания проведен при гармоническом воздействии вибромашины, заданном в уровне шестого перекрытия. Частота и амплитуда гармонического воздействия вибромашины задавались с учетом данных экспериментальных исследований фрагмента здания и расчетов его модели по первому этапу.

Для учета в нелинейных расчетах схемы образования трещин проанализируем данные испытаний фрагмента с помощью вибромашины, приведенные в [154].

Согласно эксперименту в конструкции фрагмента видимые трещины были обнаружены на 5-м этапе испытаний в стенах 1 и 2 этажей (рис. 4.23, б,

рис. 4.24, а). В крестообразно армированной стене наклонные трещины на 1-м этаже образовали трапецию, расширяющуюся книзу.

На уровне перекрытия эти трещины сопрягались с горизонтальной трещиной в технологическом шве, которая переходила в наклонные трещины в растянутой зоне 2 этажа.

Динамику критической трещины можно представить следующим образом: наклонная трещина в растянутой зоне 2-го этажа, достигнув перекрытия, продолжалась по ослабленному горизонтальному технологическому шву по стыку 1 и 2 этажей, а затем трансформировалась в наклонную трещину по границе сжатой и растянутой зон 1-го этажа.

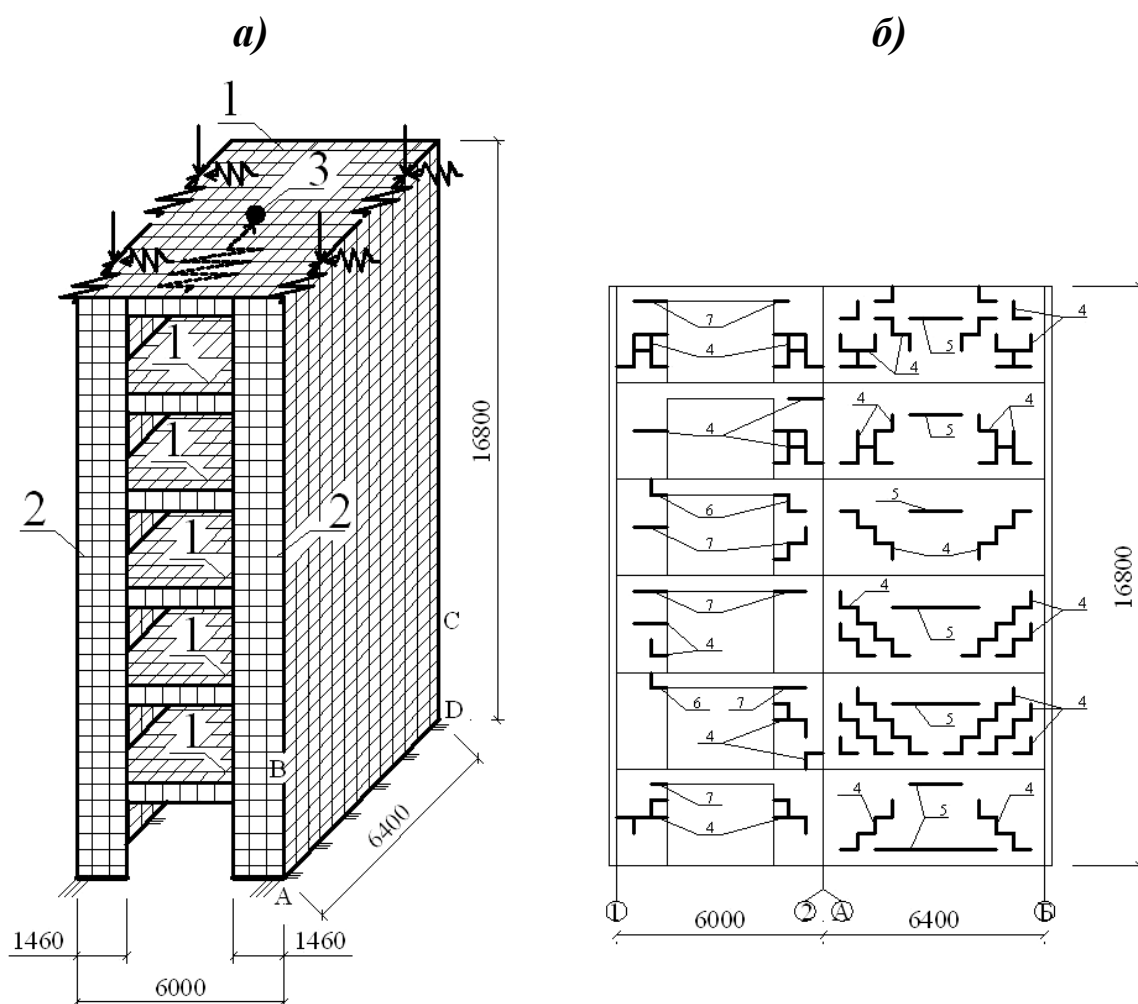


Рис.4.23. Расчетная схема здания (а) и принятая общая схема трещин в расчетной модели

Для линейного расчета: 1 – плита; 2 – балка-стенка. Для нелинейного статического расчета: 1, 2 – нелинейный КЭ оболочки. Для нелинейного динамического расчета: 1 – линейный КЭ балки-стенки; 2 – нелинейный КЭ балки-стенки; 3 – вибромашина; 4 – наклонная трещина; 5 – горизонтальная трещина; 6 – угловая наклонная трещина; 7 – угловая горизонтальная трещина.

Так как при испытаниях вибромашинной фрагмент был доведен до разрушения, представляет интерес определить расчетную разрушающую нагрузку.

Для решения этой задачи необходимо располагать определенными критериями разрушения. Задача усложняется при расчете не одной конструкции, а системы конструкций, из которых, как правило, состоят здания. Решение задачи в такой постановке с использованием программного комплекса “Ли́ра-САПР” также требует введения соответствующих критериев (признаков разрушения). При этом необходимо поэтапное выполнение нелинейного расчета при разных уровнях нагружения с проверкой критериев разрушения на каждом этапе расчета.

После расчета данной конструкции в ПК “Ли́ра-САПР” и при задании нагрузки равной 0.5 от экспериментальной наблюдалось незначительное разрушение и трещинообразование в середине стеновой панели первого этажа (рис. 4.24, а). При нагрузке, что равняется той, при которой возникают трещины с раскрытием 1.5мм, наблюдается возникновение горизонтального разрушения до половины стеновой панели 1-го и 2-го этажей, кроме этого возникает вертикальное разрушение в панели первого этажа (рис. 4.24, б). С этого можем сделать вывод, что при возникновении трещин увеличивается разрушение всего здания.

Графики перемещений этажей и графики перемещения крайней точки 6-го этажа без отверстия (рис. 4.25, 4.27) и с оконным проемом (рис. 4.26, 4.28) иллюстрируют перемещения в разных уровнях по высоте здания, полученные при разных вариантах расчетов. Как видно из рисунка,

перемещения полученные при учете нелинейной работы материалов, ближе приближаются к экспериментальным данным, чем данные линейного расчета.

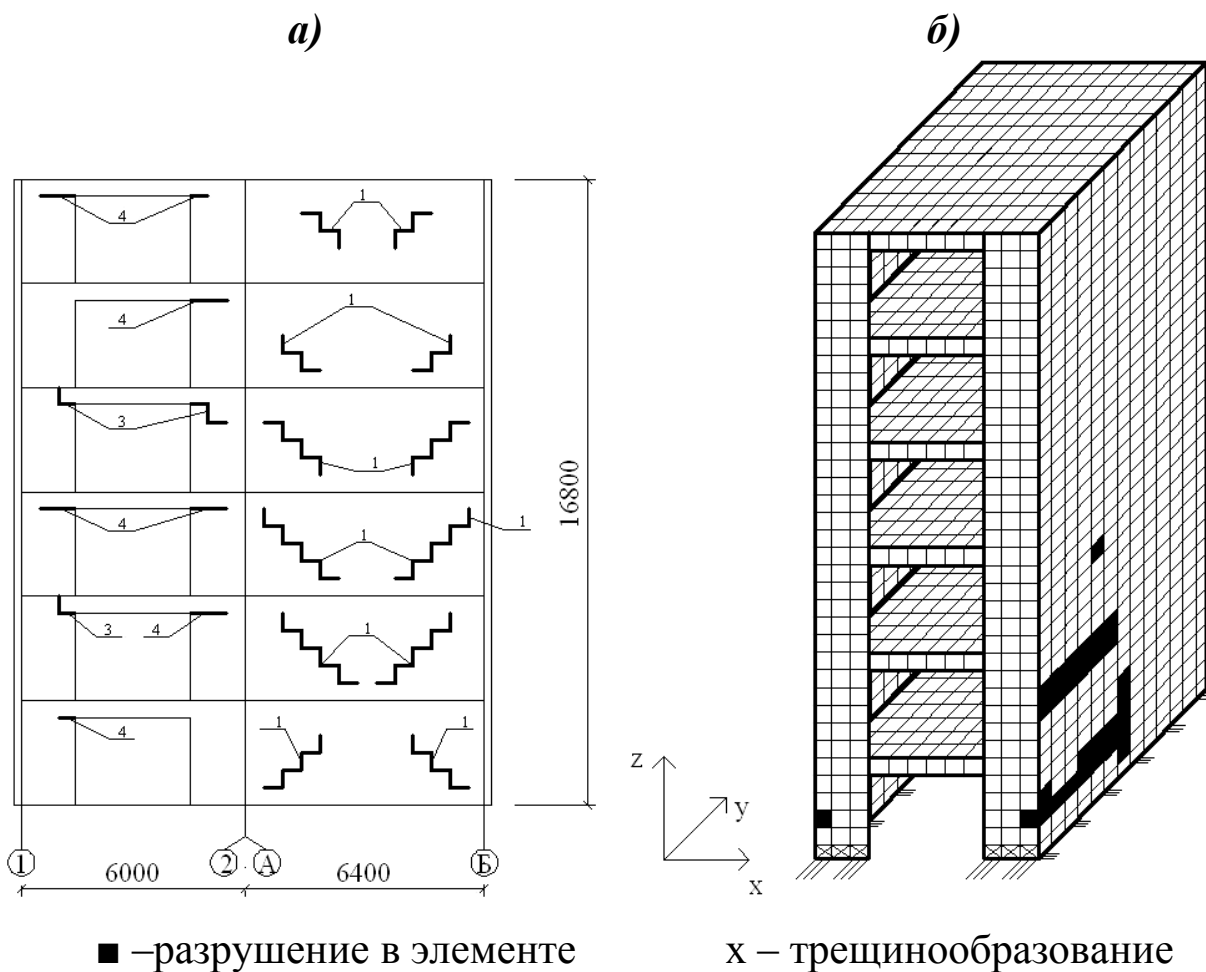


Рис. 4.24. Схема наклонных трещин в расчетной модели (а) и разрушения здания по Лире (б) при нагрузке соответствующей критерию  $a_{crc}=1.5\text{мм}$

1 – наклонная трещина; 2 – горизонтальная трещина; 3 – угловая наклонная трещина; 4 – угловая горизонтальная трещина

При выполнении расчета многоэтажного здания в качестве критериев исчерпания несущей способности мы принимаем следующие: если хотя бы одна несущая стеновая панель разрушена (разрушение  $>50\%$ ), то вся система считается разрушенной. Анализ признаков разрушения системы многоэтажного здания был начат с уровня, превышающего в 2 раза от расчетной нагрузки. На этом уровне нагружения серьезных признаков разрушения программным комплексом ЛИРА не было обнаружено (рис.6а).

При достижении нагрузки в 5-ть раз больше от расчетной в стеновой панели нижнего этажа было достигнуто разрушение более 50%.

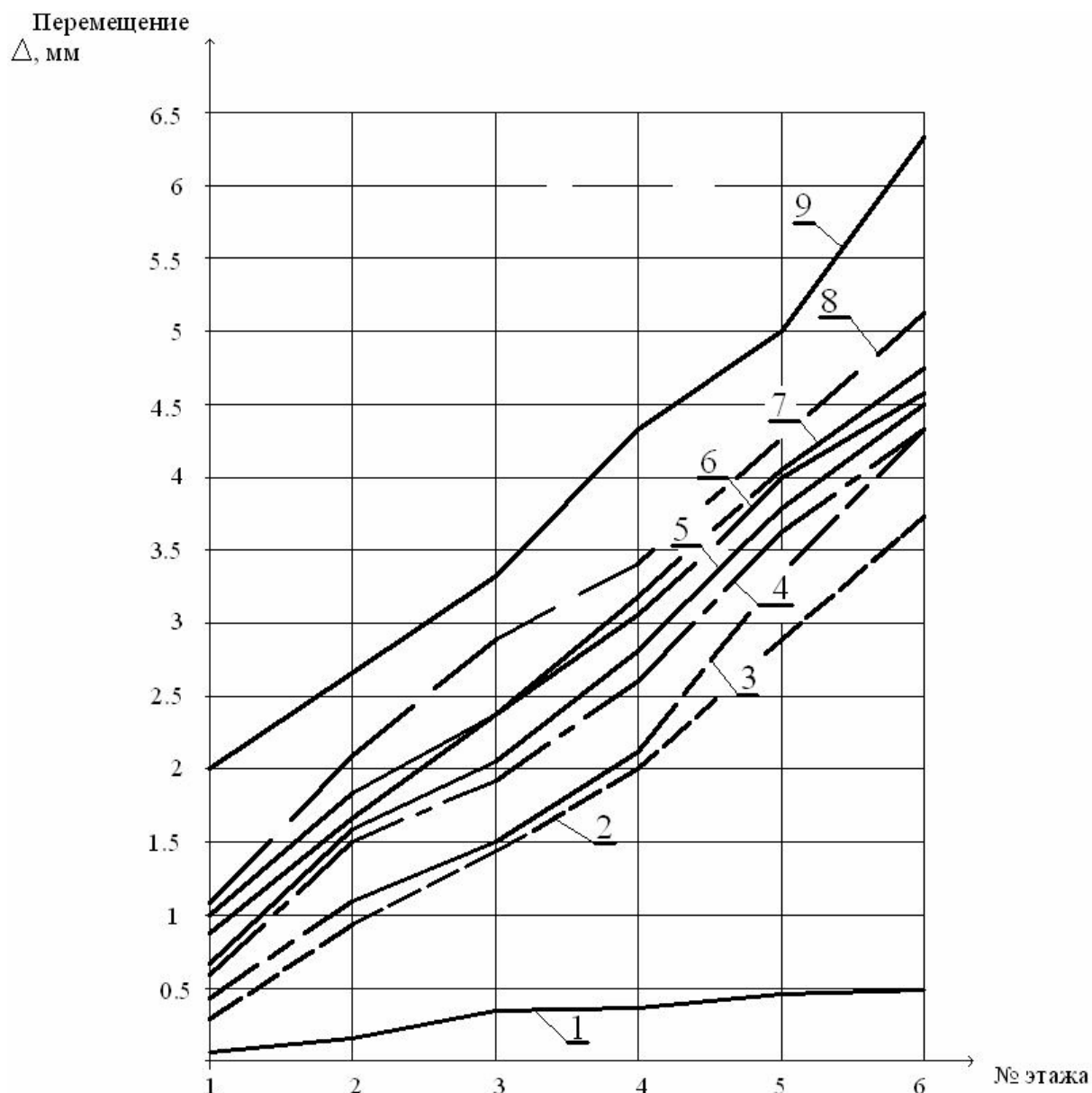


Рис. 4.25. Графики перемещений этажей при динамическом воздействии вибромашины вдоль оси  $y$

1 – линейный динамический (Ли́ра); 2 – нелинейный статический (Ли́ра); 3 – нелинейный динамический (Ли́ра); 4 – экспериментальный; 5 – с наклонными трещинами по нелинейному статическому расчету (предлагаемая методика); 6 – с наклонными трещинами по нелинейному динамическому расчету (предлагаемая методика); 7 – по критерию  $a_{сгс}=1.5\text{мм}$ ; 8 – с раскрытием щелей по общей схеме (предлагаемая методика); 9 – с разрушающей нагрузкой (Ли́ра)



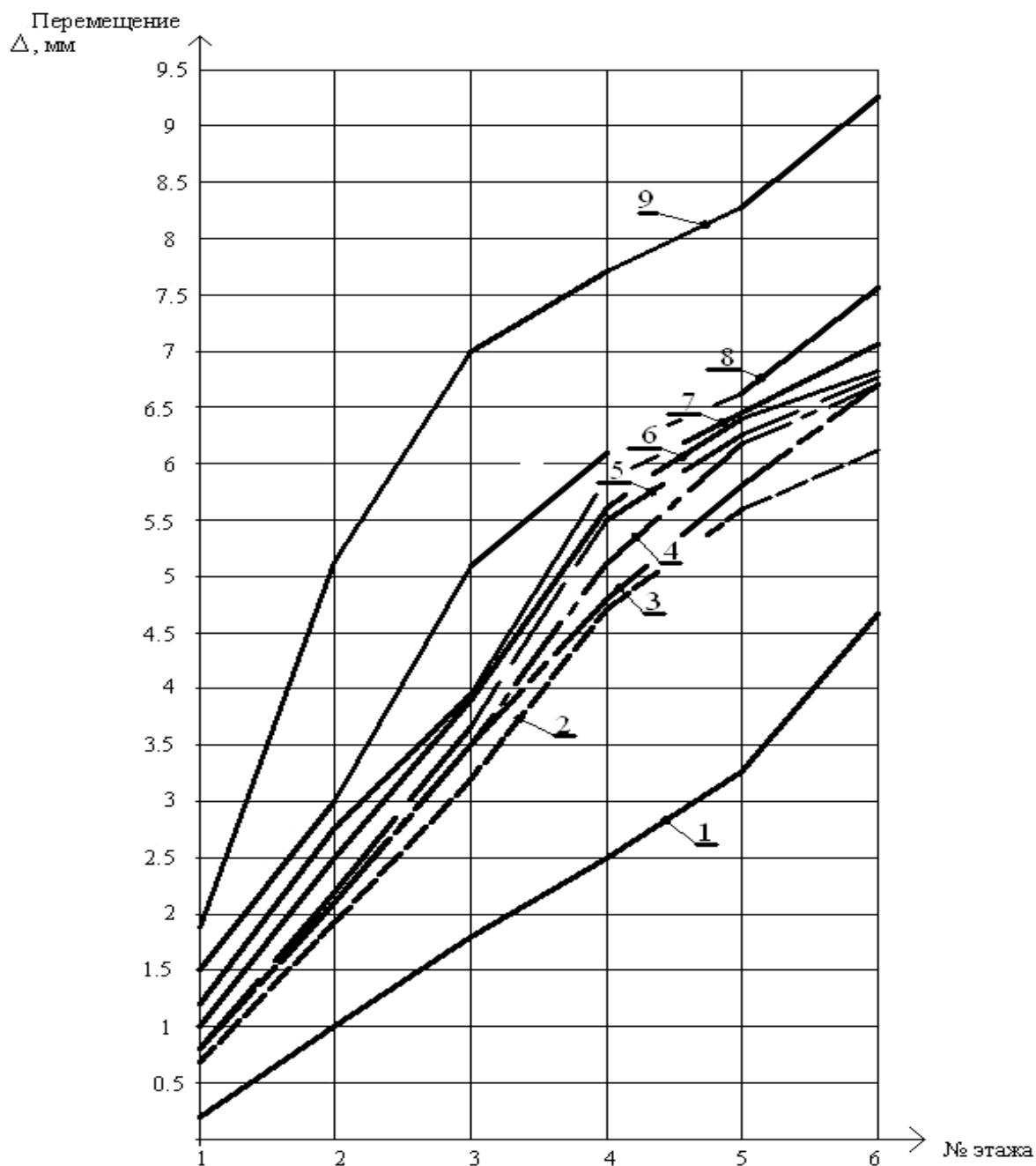


Рис.4.26. Графики перемещений этажей при динамическом воздействии вибромашины вдоль оси  $x$ :

1 – линейный динамический (Лира); 2 – нелинейный статический (Лира); 3 – нелинейный динамический (Лира); 4 – экспериментальный; 5 – с наклонными трещинами по нелинейному статическому расчету (предлагаемая методика); 6 – с наклонными трещинами по нелинейному динамическому расчету (предлагаемая методика); 7 – по критерию  $a_{срс}=1.5\text{мм}$ ; 8 – с раскрытием щелей по общей схеме (предлагаемая методика); 9 – с разрушающей нагрузкой (Лира)

Предлагаются следующие критерии исчерпания несущей способности в наиболее напряженной стеновой панели:

- 1) достижение ширины раскрытия трещин 1.5мм в зоне рабочей арматуры (рис.8 а);
- 2) разделение конструкции на отдельные части.

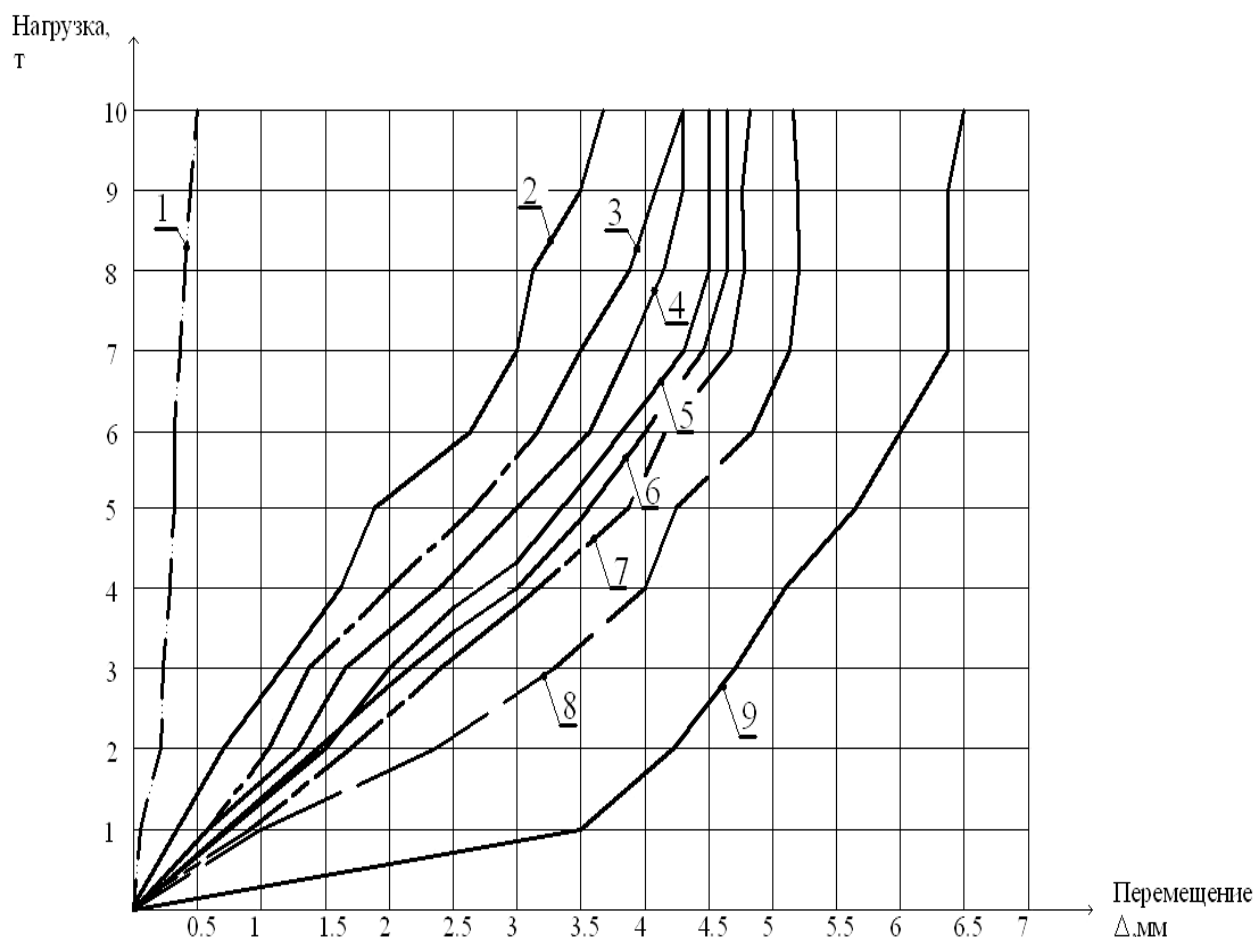


Рис. 4.27. Графики максимальных перемещений верхней точки 6-го этажа в зависимости от нагрузки вибромашины вдоль оси у

1 – линейный динамический (Лира); 2 – нелинейный статический (Лира-Pro); 3 – нелинейный динамический (Лира); 4 – экспериментальный; 5 – с наклонными трещинами по нелинейному статическому расчету (предлагаемая методика); 6 – с наклонными трещинами по нелинейному динамическому расчету (предлагаемая методика); 7 – по критерию  $a_{срс}=1.5\text{мм}$ ; 8 – с раскрытием щелей по общей схеме (предлагаемая методика); 9 – с разрушающей нагрузкой (Лира)

Судя по характеру трещинообразования крестообразное полевое армирование стен нельзя признать эффективным, поскольку его вертикальные каркасы остаются вообще вне прохождения траекторий трещин.

При максимальной горизонтальной нагрузке произошло выпучивание контурной арматуры в местах ее стыковки односторонними соединительными стержнями (приблизительно на высоте 70 см над

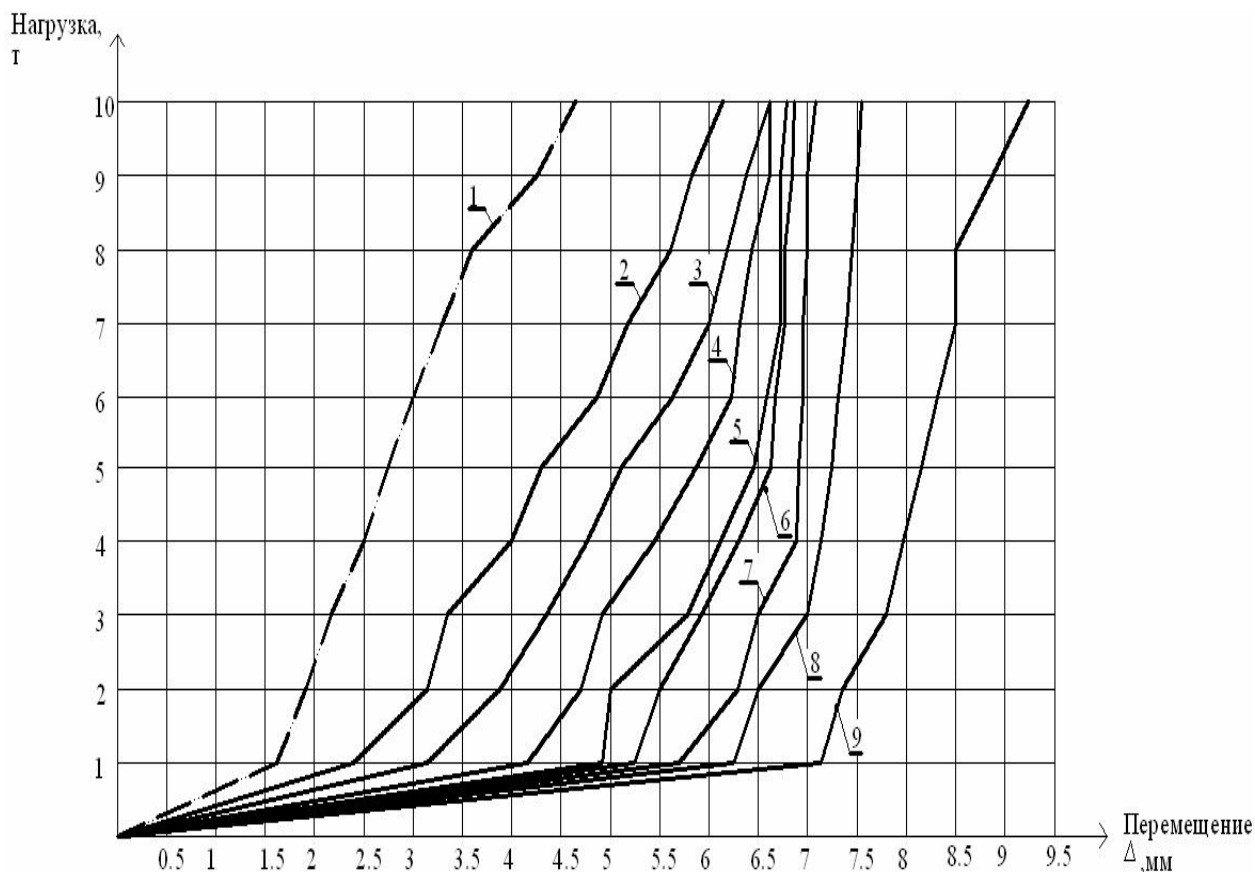


Рис. 4.28. Графики максимальных перемещений верхней точки 6-го этажа в зависимости от нагрузки вибромашины вдоль оси x

1 – линейный динамический (Лира); 2 – нелинейный статический (Лира); 3 – нелинейный динамический (Лира); 4 – экспериментальный; 5 – с наклонными трещинами по нелинейному статическому расчету (предлагаемая методика); 6 – с наклонными трещинами по нелинейному динамическому расчету (предлагаемая методика); 7 – по критерию  $a_{cr} = 1.5 \text{ мм}$ ; 8 – с раскрытием щелей по общей схеме (предлагаемая методика); 9 – с разрушающей нагрузкой (Лира)

перекрытием 1-го этажа и на уровне фундамента).

Это обусловило раздробление бетона в зонах контурного армирования, что и привело к разрушению стены.

#### **4.7. Выводы**

1. На основании разработанного алгоритма расчета, выполнена реализация предлагаемой методики расчета жесткости на примере сопротивления плосконапряженных стен (в том числе перекосу, при наличии диагональной трещины) с привлечением программного комплекса «Лира-САПР». Основные положения этой методики включены в действующие ДБН по строительству в сейсмических районах Украины. Рассмотрены два варианта реализации предложенной методики с привлечением ПК «Лира-САПР», что способствует ее скорейшему внедрению в практику проектирования

2. Анализ графиков показывает, что с увеличением высоты усиления бетона с 40 до 70 мм и увеличением процента армирования с 1,113 до 2,16 % величина прогибов увеличивается в 2,4 раза в середине железобетонной составной балки-стенки и в 1,6 раза в ее четвертях.

При этом если расчеты в середине пролета по предлагаемой методике, и по программному комплексу ПК «Лира-САПР», достаточно близки и приближаются к экспериментальным данным, то в четвертях пролета, дело обстоит по-иному, – расчеты по предлагаемой методике достаточно близко приближаются к экспериментальным данным, а расчеты по ПК «Лира-САПР», с использованием при моделировании трещин МКЭ имеют существенное отличие (до 45 %) от опытных данных.

Полученный результат показывает, что предлагаемая методика существенно ближе приближается к действительности при оценке жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций по сравнению с программным комплексом ПК «Лира-САПР», опирающимся на

моделирование трещин с помощью МКЭ. В первую очередь это связано с тем, что предлагаемая модель трещин наиболее близка к действительной картине развития и раскрытия трещин, которая оказывает непосредственное влияние на перемещения плосконапряженной железобетонной составной конструкции в точках, расположенных на участках проекций этих трещин на соответствующее направление (горизонталь, вертикаль и т. п.).

3. Выполнен численный анализ экспериментальных исследований железобетонной балки-стенки, оконтуренной железобетонной рамой при знакопеременных нагрузках, показывающий что:

– физически нелинейный расчет, выполненный по схеме 2D с использованием ПК Лира-САПР, на первом цикле нагружения заметно снижает (15%) максимальные горизонтальные перемещения рамы, работающей совместно с диафрагмой по сравнению с опытной;

– физически нелинейный расчет (по схеме 2D), выполненный по предлагаемой методике, с уточненными жесткостями, позволяет существенно (до 12%) приблизить анализируемые перемещения к их действительным экспериментальным значениям.

4. Выполнен сопоставительный анализ полученных лабораторных экспериментальных данных плосконапряженных железобетонных составных конструкций, а также натурных экспериментов, полученных в научных школе И. А. Рохлина и Ю.И. Немчинова, которые показали заметное преимущество предлагаемой методики, учитывающей различные трещины и эффект нарушения сплошности при этом возникающий по сравнению с существующими методами расчета жесткости.

5. Выполнен численный анализ экспериментальных исследований монолитного бескаркасного здания с помощью вибромашины, с анализом картины трещинообразования и перемещения здания, показывающий что:

1) линейный расчет даже с учетом динамических воздействий дает значительное отклонение от экспериментальных значений до 88%;

2) нелинейный статический и динамический расчеты заметно приближаются к опытным значениям – статический до 88%, динамический до 97%, однако нелинейный статический расчет все же имеет большее отклонение от экспериментального значения;

3) весьма близкое совпадение с экспериментом до 85% дает предлагаемая методика по варианту использования метода конечных элементов с учетом физической нелинейности реализованного в ПК Лира-САПР;

4) выполнен прогноз сопротивления железобетонных конструкций здания при увеличении нагрузки до реализации предложенных критериев исчерпания несущей способности; при этом критерий достижения максимального раскрытия трещин  $a_{crc}=1.5\text{мм}$  безусловно больше отвечает действительности; при этом наложение схемы трещин по предлагаемой методике еще больше (до 85%) позволяет уточнить полученные зависимости.

Таким образом, предлагаемую методику можно рекомендовать для практического применения при эффективном проектировании плосконапряженных железобетонных составных конструкций.

6. Результаты диссертационных исследований включены в ДБН В.1.1-12-2014 «Будівництво у сейсмічних районах України».

## ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

Основной результат диссертационной работы – решение важной научно-технической задачи построения расчетной модели жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций при наличии различных трещин на основе проведенных экспериментально-теоретических исследований.

**Основные выводы и результаты работы** сводятся к следующему.

1. В связи с широким применением железобетонных составных конструкций стеновых панелей (на долю несущих стен приходится более 40% общего его объема железобетона), пилонов, балок-стенок, плосконапряженных конструкций специальных подземных сооружений в условиях неравномерных осадок оснований, опорных и пролетных конструкций мостов, диафрагм жесткости многоэтажных зданий, атомных и гидроэлектростанций и, учитывая, что восстановительный ремонт и заделка трещин в стенах представляет сложную и дорогостоящую проблему, а задача определения их жесткости с трещинами практически осталась неизученной при современном ускорении сроков ввода в эксплуатацию, разработка методики расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций становится назревшей необходимостью не только для расчета по одному из предельных состояний второй группы, но и для определения внутренних усилий в этих статически неопределимых системах, где они напрямую зависят от жесткости; поэтому, совершенствование железобетонных составных конструкций, связанное с повышением их эффективности, входит в число важнейших проблем капитального строительства.

2. Разработка конечно-элементной модели железобетона в расчете плосконапряженных конструкций с учетом нелинейного деформирования, уже достигла достаточно высокого уровня, поэтому при построении методики расчета жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций, следует использовать наиболее совершенные программные

комплексы и в первую очередь ПК «Ли́ра-СА́ПР». При этом для проведения анализа действительной работы несущих железобетонных стен в зданиях, необходим адекватный учет характера развития и раскрытия в них трещин.

3. На основе анализа и обобщения экспериментов, построения рабочих предпосылок, наиболее полно отражающих действительное напряженно-деформированное состояние, разработана новая расчетная методика жесткости плосконапряженных железобетонных составных конструкций, объединяющая формирование различных трещин на основе их классификации (в том числе, имеющих максимальное раскрытие), включающая моделирование трещины с учетом эффекта нарушения сплошности; двухэлементные консольные модели для анализа сопротивления вдоль траектории трещины и вдоль шва между бетонами; расчетную модель уровневого появления трещин, позволяющую отыскивать расстояния между трещинами и ширину их раскрытия с учетом эффекта нарушения сплошности и отображать многоуровневый процесс развития трещин; блочную расчетную модель с полной картиной трещин, рабочими расчетными сечениями для определения напряженно-деформированного состояния которых привлекается возможности программного комплекса «Ли́ра-СА́ПР» при учете эффекта нарушения сплошности, межсредового возмущения в шве между бетонами и несовместности деформаций бетона и арматуры.

4. Разработана методика экспериментальных исследований и получены новые данные, позволяющие проверить предложенную расчетную методику ПЖСК, раскрывающие в ряде случаев отличие более 33% теоретических и опытных значений перемещений; нескольких уровней появления трещин; более чем в 1,6 раза увеличение ширины раскрытия трещин на удалении трех диаметров от оси арматуры (выяснено, что электротензорезисторы, установленные на берегах трещин вдоль оси арматуры имеют деформации укорочения, что указывает на возникновение нарушения сплошности в бетоне).



5. Разработан алгоритм расчета жесткости ПЖСК при наличии различных трещин с использованием возможностей ПК «Лира-САПР». Сравнительный анализ перемещений стеновых конструкций различного класса и вида бетона на основании имеющихся опытных данных при различной нагрузке и армировании показывает заметные преимущества разработанной методики расчета жесткости ПЖСК и подтверждает ее эффективность ( $C_V = 9,43\%$ ,  $X = 1,0722$ ). Результаты диссертационной работы использованы при разработке государственных нормативных документов ДБН В.1.1–12–2014 "Будівництво у сейсмічних районах України".

## СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Адищев В. В. Энергетический подход к моделированию процесса образования трещин в изгибаемых железобетонных элементах / В. В. Адищев, В. М. Митасов // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2005. – №4. – С. 26–31.
2. Адыракаева Г. Д. Расчет балок-стенок методом сосредоточенных деформаций / Г. Д. Адыракаева // Вестник Кыргызско-Российского славянского университета. – 2010. – Т. 10. – № 2. – С. 132–137.
3. Акимов П. А. Об одном корректном варианте реализации дискретно-континуального метода конечных элементов для решения задач статического расчета балок-стенок. Часть 2, 3 : численная реализация метода, программная реализация и примеры расчетов / П. А. Акимов, М. Л. Мозгалева, В.Н. Сидоров // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2013. – Т. 9. – № 2. – С. 56–97.
4. Акимов П. А. Операторная постановка проблемы определения собственных значений и собственных функций краевой задачи расчета балки-стенки с кусочно-постоянными физико-геометрическими параметрами по основному направлению в рамках дискретно-континуального подхода / П. А. Акимов, М. Л. Мозгалева, В. Н. Сидоров // Вестник МГСУ. – 2012. – №5. – С. 72–78.
5. Акимов П. А. Численная реализация дискретно-континуального метода конечных элементов для задач статического расчета балок-стенок с кусочно-постоянными физико-геометрическими параметрами по основному направлению. – Часть 1. / П. А. Акимов, М. Л. Мозгалева, В. Н. Сидоров // Вестник МГСУ. – 2011. – №2-2. – С. 81.
6. Акимов П. А. Численная реализация дискретно-континуального метода конечных элементов для задач статического расчета балок-стенок с кусочно-постоянными физико-геометрическими параметрами по основному направлению. Часть 3, 4. / П. А. Акимов, М. Л. Мозгалева, В. Н. Сидоров //

Вестник МГСУ. – 2011. – № 5. – С. 239, 248

7. Акимов П. А. Численная реализация дискретно-континуального метода конечных элементов для определения собственных частот и форм колебаний конструкций с кусочно-постоянными физико-геометрическими параметрами по основному направлению. Часть 1: упругие изотропные балки-стенки / П. А. Акимов, М. Л. Мозгалева, В. Н. Сидоров // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2013. – Т. 9. – №3. – С. 87 – 110.

8. Акмуллина О. М. Компьютерное моделирование развития усталостной трещины на базе линейной механики разрушения / О. М. Акмуллина // Труды ЦНИИ им. акад. А. Н. Крылова. – 2012. – № 67. – С. 5–10.

9. Акрамов Х. А. Работа трехслойных железобетонных стеновых панелей / Х. А. Акрамов // Бетон и железобетон. – 2001. – №2. – С. 6–1.

10. Албаут Г. Н. Моделирование образования и развития трещин в армированных балках / Г. Н. Албаут, В. Н. Барышников, В. М. Митасов // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 1996. – № 8. – С. 133–135.

11. Андреев А. Н. Численно-аналитическое моделирование трещины, достигающей границы раздела материалов / А. Н. Андреев, А. Аминян // Известия Алтайского государственного университета. – 2012. – № 1-1. – С. 9–10.

12. Астафьев Д. О. Расчёт реконструируемых железобетонных конструкций : / Д.О. Астафьев. – СПб: Изд-во СПбГАСУ, 1995. – 158 с.

13. Аргирис Дж. Современные достижения в методах расчета конструкций с применением матриц,- М.: Изд-во ин. лит., 1968. –241 с.

14. Бабич. Є.М. Методика випробування підсилених за похилими перерізами згинальних залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях високого рівня / Є.М. Бабич, С.В. Мельник // Будівельні конструкції : Міжвід. наук.-тех. зб. наук. праць. – Київ: ДП НДІБК, 2011. – Вип. 74, кн. 1. – С.172–179.

15. Баженов В. А. Методика чисельного моделирования нелинейного деформирования та руйнування просторових залізобетонних конструкцій / В. А. Баженов, О. И. Гуляр, В.А. Рутковский // Строительные конструкции. – К. : НИИСК, 2003. – Вып. 59. – С.157–162.

16. Байков В. Н. Железобетонные конструкции. Общий курс : учебн. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.

17. Балускин А. Л. Моделирование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов на участках между дискретными трещинами / А. Л. Балускин // Вестник гражданских инженеров. – 2010. – № 4. – С. 43–47.

18. Бережинский Ю. А. Закономерности накопления повреждений в диафрагмах жесткости каркасного здания / Ю. А. Бережинский и др. // Строительные конструкции. – Киев: НИИСК, 2007. – Вып. 59. – С. 467–474.

19. Бамбура А. Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А. Н. Бамбура, А. Б. Гурковский // Строительные конструкции. – Киев: НИИСК, 2003. – Вып. 59. – С. 121–130.

20. Баранова Т. И. Новый метод расчета поперечной арматуры в коротких элементах / Т. И. Баранова // Бетон и железобетон. – 1987. – № 3. – С. 22–24.

21. Барашков В. Н. Моделирование пространственного напряженно-деформированного состояния балки-стенки / В. Н. Барашков, А.А. Матвеевко // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2010. – №3. – С. 92 – 104.

22. Баширов Х. З. Соппротивление 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.

23. Бенин А. В. Моделирование процессов разрушения железобетонных транспортных конструкций с учётом накопления повреждений / А. В. Бенин, А. С. Семенов, С. Г. Семенов // В сборнике: Бетон и железобетон – взгляд в будущее III Всероссийская (II Международная) конференция по бетону и железобетону = Proceedings of III All Russian (II International) Conference on Concrete and Reinforced Concrete. –2014. –С. 129–138.

24. Бересневич В.И. Сопоставительный анализ математических моделей усталостной трещины / В.И. Бересневич // Вестник научно-технического развития. – 2009. – №12(28). – С. 12–19.

25. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. – [Чинний з 2011-06-01]. – К. : Мінеріонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).

26. 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).

27. 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).

28. Бетон на рубеже третьего тысячелетия: Материалы 1–й Всерос. конф. по проблемам бетона и железобетона, 9–14 сентября 2001 г. – М.: Ассоциация «Железобетон», 2001. – 1820 с. – Кн. 1. Пленарные доклады. – С. 5–460; Кн. 2. Секционные доклады [секции I–II]. – С. 461–1212; Кн. 3. Секционные доклады [секции III–VII]. – С. 1213–1820.

29. Бондаренко В. М. Некоторые вопросы развития теории реконструированного железобетона / В. М. Бондаренко, С. И. Меркулов // Бетон и железобетон. – 2005. – № 1. – С. 25–26.

30. Бондаренко В. М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона : монография / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов. – М. : АСВ, 2004. – 472 с.

31. Брусенцов Г. Н. О расчете железобетонных конструкций с трещинами при плоском напряженном состоянии / Г. Н. Брусенцов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1980. – С. 34–36.

32. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний з 2014-10-01]. – К. : Мінеріонбуд України, 2014. – 110 с. – (Національний стандарт України).

33. Вакулин Р. Н. Расчет железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности / Р. Н. Вакулин, Е. В. Омельченко, Т. В. Тугай, Н. В. Усенко // Мат. III міжн. наук.-практ. конф. "Аеропорти – вікно в майбутнє" 15–16 червня 2012р. / Проектування та будівництво об'єктів аеропортів : зб. тез. – К. : НАУ, 2012. – С. 22–23.

34. Вахненко П. Ф. Використання математичної статистики при дослідженні тріщиностійкості залізобетонних конструкцій / П. Ф. Вахненко, Є. В. Клименко, О. Б. Носач // Коммунальное хозяйство городов: науч.-тех. сб. –К. : Техніка, 2001. – Вып. 33. – С. 94–98.

35. Верюжский Ю. В. Методы механики железобетона / Ю. В. Верюжский, В. И. Колчунов – К. : Кн. изд-во НАУ, 2005. – 653 с.

36. Воронин З. А. Конечно-элементный анализ напряженно-деформированного состояния железобетонных балок-стенок с трещинами / З. А. Воронин // Academia. Архитектура и строительство. – 2007. – №3. – С. 94–95.

37. Гвоздев А. А. Работа железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии / А. А. Гвоздев, Н. И. Карпенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 1965. – №2. – С. 20–23.

38. Гвоздев А. А. Расчет несущей способности по методу предельного равновесия. Сущность метода и его обоснование. – М., 1949. – Вып. 1. – 280 с.

39. Гениев Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона / Г. А. Гениев, В. Н. Киссюк, Г. А. Тюпин. – М. : Стройиздат, 1974. – 316 с.

40. Гладышев Г. Н. Определение взаимонаправленных раскалывающих сил при разрушении образцов-кубов в зависимости от

значения отношения ширины площадок опирания этих сил к размеру ребра куба / Резервы прогресса в архитектуре и строительстве / Г. Н. Гладышев, Л. А. Дорошкевич // Вестник Львовского политехнического института. –1983. – Вып. 173. – С. 30–34.

41. Голышев А. Б. Проектирование усилений несущих железобетонных конструкций производственных зданий и сооружений / А. Б. Голышев, И. Н. Ткаченко. – К.: Логос, 2001. – 172 с.

42. Голышев А. Б. Сопротивление железобетона / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов. – К.: Основа, 2009. – 432 с.

43. Голышев А. Б. Теория и расчет железобетонных сборно-монолитных конструкций с учетом длительных процессов : монография / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов, И. А. Яковенко ; под ред. д-ра техн. наук А. Б. Голышева. – К. : «Талком», 2013. – 337 с.

44. Городецкий А. С. Информационные технологии расчета и проектирования строительных конструкций / А. С. Городецкий, В. С. Шмуклер, А. В. Бондарев. – Киев–Харьков, 2003. – 889 с.

45. Городецкий А. С. Компьютерные модели конструкций / А. С. Городецкий, И. Д. Еврезов. — К. : Изд-во «Факт», 2005. – 344 с.

46. Городецкий А. С. Расчет железобетонных балок-стенок с учетом образования трещин методом конечных элементов / А. С. Городецкий, В. С. Здоренко // Сопротивление материалов и теория сооружений. – К. : Будівельник, 1975. – Вып.27. – С. 59–66.

47. Гришин А. В. Нелинейные динамические задачи расчета портовых гидротехнических сооружений / А. В. Гришин, Е. Ю. Федорова. – Одесса : Изд-во ОНМУ, 2002. – 125 с.

48. Двухслойные элементы стен для вновь строящихся и утепляемых зданий / Т. И. Баракова, Т. Г. Силиванович, А. Ю. Трегуб. [и др.] // Изв. ВУЗов. Строительство. – Новосибирск, 2001. – №7. – С. 4–6.

49. Дмитренко А. О. Визначення зусилля в стиснутому бетоні над вершиною похилої тріщини з урахуванням низхідної гілки діаграми  $y_b-e_b$  //

Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць (будівництво) / Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій Мінбуду України. – Вип. 65. – К.: НДІБК, 2006. – С. 36-41.

50. Довженко О. О. Теоретичне дослідження міцності на зріз бетонних балок-стінок за допомогою варіаційного методу в теорії пластичності бетону / О. О. Довженко, В. В. Погрібний, К. І. Залужна, Т. Ю. Качан // Вісник КрНУ імені Михайла Остроградського. – 2011. – Вип. 4(69). – Ч. 1. – С. 120–123.

51. Досужая Н. М. Некоторые вопросы работы крупнопанельных жилых зданий по данным натурных исследований / Н. М. Досужая // Строительство и архитектура. – К., 1967. – № 7. – С. 20–25.

52. Дорофеев В. С. Учет влияния специфических свойств железобетона при расчете пологих оболочек / В. С. Дорофеев, Г. П. Коломийчук // Вестник ОГАСА. – Одесса, 2005. – Вып. 17. – С. 70–76.

53. Дроздов П. Ф. Конструирование и расчет несущих систем многоэтажных зданий и их элементов / П. Ф. Дроздов. – М. : Стройиздат, 1977. – 224 с.

54. Ермакова А. В. Модели разрушения железобетонных балок для расчета МКЭ и МДКЭ / А. В. Ермакова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2007. – №4. – С. 17–21.

55. Ермакова А. В. Компьютерная реализация нелинейного расчета конструкций по предельным состояниям методом дополнительных конечных элементов / А. В. Ермакова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – №4. – С. 58–63.

56. Ермакова А. В. Матрица жесткости дополнительного треугольного бетонного конечного элемента балки-стенки / А. В. Ермакова // Строительная механика и расчет сооружений. – 2008. – №1. – С. 23–28.

57. Зайка В. Е. Экспериментальные исследования фрагментов стен комплексной конструкции / В. Е. Зайка // Бетон и железобетон в Украине. – 2011. – №4(62). – С. 13–20.

58. Зайцев Б.Ф. Методика моделирования трещин с контактирующими



берегами на основе метода конечных элементов / Б. Ф. Зайцев, Н. Г. Шульженко, А. В. Асаенок // Вестник НТУ "ХПИ" : Динаміка та міцність машин. – Х., 2007. – №22. – С. 61–68.

59. 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.

60. Залесов А. С. Исследование работы железобетонных балок-стенок на действие поперечных сил / А. С. Залесов, В. Н. Сахаров, А. В. Старчевский, Б. С. Соколов // Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. – М. : НИИЖБ, 1982. – С. 60–71.

61. Зенкевич О. К. Метод конечных элементов в технике / О. К. Зенкевич. – М. : Мир, 1975. – 541 с.

62. Золотков А. С. Сейсмостойкость монолитных зданий / А. С. Золотков. – Кишинэу. Картя Молдовий, 2000. – 284 с.

63. Иванов А. Расчет прочности стеновых конструкций многоэтажных монолитных зданий при использовании метода конечных элементов / А. Иванов // Бетон и железобетон. – 2004. – Вып. 4. – С. 18–21.

64. 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.

65. Казаринов Н. А. Моделирование динамического распространения трещины при квазистатической нагрузке / Н. А. Казаринов, В.А. Братов, Ю.В. Петров // Доклады Академии наук. – 2014. – Т. 454. – № 6. – С. 657.

66. Каркашадзе Г. Г. Моделирование роста трещины под действием циклической нагрузки / Г. Г. Каркашадзе, П. В. Ларионов, П. Н. Мишин // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2011. – № 3. – С. 258–262.

67. Капустин С. А. Численное моделирование процессов зарождения и развития трещин на основе соотношений механики поврежденной среды /

С. А. Капустин, В.А. Горохов, В. Ю. Пантелеев В. Ю., Ю. А. Чурилов Ю.А. // Проблемы прочности и пластичности. – 2009. – № 71. – С. 36–44.

68. Карпенко Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

69. Карпенко Н. И. О построении более совершенной модели деформирования железобетона с трещинами при плоском напряженном состоянии / Н. И. Карпенко, С. Н. Карпенко // II Всероссийская (Международная) конференция по бетону и железобетону «Бетон и железобетон – пути развития». – 5–9 сентября, 2005г. – М., 2005. – С.431–444.

70. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами : монография / Н. И. Карпенко. –М.: Стройиздат, 1976. – 208 с.

71. Карпенко С. Н. Модель деформирования железобетона в приращениях и ее приложение к расчету балок-стенок / С. Н. Карпенко, А. Н. Петров // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2013. – №31– 2(50). – С. 362–367.

72. . Кашеварова Г. Г. Численное моделирование процессов деформирования и разрушения зданий в системе «здание - фундамент - основание» / Г. Г. Кашеварова, Н.А.Труфанов // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2005. – №10. – С. 4 – 10.

73. Кедич И. М. Исследования трещиностойкости однопролетных железобетонных балок-стенок под действием кратковременных и длительных нагрузок / И. М. Кедич // Строительные конструкции. – К., 1965. – Вып. 181.

74. Клейн В. Г. Моделирование процесса образования дефектов в железобетонных балках с использованием МКЭ / В. Г. Клейн, П. В. Колтаков // Вестник Московского автомобильно-дорожного государственного технического университета (МАДИ). – 2009. – № 2. – С. 86–89.

75. Клепиков С. Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С. Н. Клепиков. – К. : НИИСК, 1996. – 103 с.

76. Климов Ю. А. Сучасні методи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи : навч. посібник / Ю. А. Климов. – К. : КНУБА, 2001. – 46 с.

77. Клованич С. Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона : монография / С. Ф. Клованич, И. Н. Мироненко. – Одесса, 2007. – 110с.

78. Клованич С. Ф. Деформационно-прочностная модель бетона при анализе напряженно-деформированного состояния железобетонной балки-стенки / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2008. – Вип. 16. – Ч. 2. – С.207–212.

79. Клованич С. Ф. Неоднородные конечные элементы для расчета железобетонных конструкций / С. Ф. Клованич, И. Н. Мироненко // Вісник ДонНАБА. – Макиевка : ДонНАБА, 2005. – Вип. 8(56). – С.147–152.

80. 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.

81. Козачевский А. И. Модификация деформационной теории пластичности бетона и плоское напряженное состояние железобетона с трещинами / А. И. Козачевский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – № 4. – С. 12–16.

82. Кокер Э. Д. Оптический метод исследования напряжений / Э. Д. Кокер, Л. Файлон. – Ленинград–Москва: ОНТИ. – 1986. – 634 с.

83. Колчунов В. И. Жесткость железобетонных конструкций на участках с наклонными трещинами / В. И. Колчунов, Е. В. Омельченко, Т. В. Тугай // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 28. – С. 212–218.

84. Колчунов В. И. К образованию наклонных трещин последующих уровней в железобетонных составных конструкциях / В. И. Колчунов, И. А. Яковенко, Н. В. Усенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2013. – Вып. 4(39). – Т. 1. – С. 140–149.

85. Колчунов В. І. Методика визначення жорсткості плосконапружених і стрижневих залізобетонних складених конструкцій при сейсмічних впливах / В. І. Колчунов, М. Г. Мар'єнков, К. В. Омельченко, Т. В. Тугай // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник – К. : КНУБА, 2013. – Вип. 50. – С. 286– 291.

86. Колчунов В. І. Методика визначення жорсткості плосконапружених і стрижневих залізобетонних складених конструкцій при сейсмічних впливах / В. І. Колчунов, М. Г. Мар'єнков, К. В. Омельченко, Т. В. Тугай // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2014. – №3. – С. 9–10.

87. Колчунов В. І. Методика експериментальних досліджень жорсткості плосконапружених залізобетонних складених конструкцій / В. І. Колчунов, І. А. Яковенко, Т. В. Тугай // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник – К. : КНУБА, 2014. – Вип. 52. – С. 178– 185.

88. Колчунов В. І. Расчет жорсткості плосконапружених стін з прив'язкою ПК «Лира-Про» по методикі нових норм / В. І. Колчунов, Т. В. Тугай, І. А. Яковенко, Н. Г. Мар'єнков, // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник – К. : КНУБА, 2014. – Вип. 53. – С. 209– 221.

89. Колчунов В. І. Сопротивлення плосконапружених стін перекоосу при наявності діагональної тріщини з прив'язкою програмного комплексу «Лира-Про» / В. І. Колчунов, Н. Г. Мар'єнков, Т. В. Тугай, І. А. Яковенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава : ПолтНТУ, 2015. – Вып. 1(43). – Т. 1. – С. 178–190.

90. Колчунов В. І. Специфика експериментально-теоретических исследований сопротивления плосконапружених залізобетонних конструкцій при деформационних впливах / В. І. Колчунов, Т. В. Шупик // Будівництво України. – 2008. – №4. – С. 29–35.

91. Коргин А.В. Автоматизированная актуализация МКЭ-модели сооружения в ходе мониторинга / А. В. Коргин, В.А. Ермаков // Механизация строительства. – 2011. – №7(805). – С. 2–4.

92. Королев И. К. Конечно-элементное моделирование накопления повреждений и развития усталостной трещины в материале со стохастическим распределением сопротивления элементов микроструктуры / И. К. Королев, С. В. Петин, А. Б. Фрейдин // Труды ЦНИИ им. акад. А. Н. Крылова. – 2010. – № 53. – С. 59–66.

93. Король Е. А. К вопросу о выборе программного комплекса для моделирования напряженно-деформированного состояния трехслойных железобетонных элементов и конструкций с монолитной связью слоев / Е. А. Король, Ю. А. Харькин // Вестник МГСУ. – 2010. – №3. – С. 156–163.

94. Корсун В.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий : монография / Владимир Иванович Корсун. – Макеевка : ДонГАСА, 2003. – 153 с.

95. Котов А. А. Влияние первой трещины на жесткость железобетонного изгибаемого элемента / А. А. Котов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2014. – №4(255). – С. 48–53.

96. Косицын С. Б. Об одном варианте метода конечных элементов для расчета гибких пластин и пологих оболочек из нелинейно-упругого материала / С. Б. Косицын // Межвузовский сборник трудов Ленинградского ИСИ. – 1978. – №3. – С. 40–49.

97. Крылов С. М. Влияние неупругих свойств железобетона на величину и распределение усилий в крупнопанельных системах на подрабатываемых территориях / С. М. Крылов, А. И. Казачевский, А. А. Пекарский // Воздействие статических, динамических и многократно повторяющихся нагрузок на бетон и элементы железобетонных конструкций. – М. : Стройиздат, 1972.

98. Кургузов В. Д. Модель разрушения биматериала при расслоении. численный эксперимент / В. Д. Кургузов, В. М. Корнев, Н. С. Астапов // Механика композиционных материалов и конструкций. – 2011. – Т. 17. – №4. – С. 462–473.

99. Лаврова О.В. Прочность коротких железобетонных балок при лзлжчнш нагружениях и конструктивных решениях : дис. ...канд. техн. наук / О. В. Лаврова. – М., 1985. – 209 с.

100. Леденев В. В. Напряженно-деформированное состояние прямоугольных стен с диагональной гладкой трещиной / В. В. Леденев, Я. В. Савинов // Вестник Тамбовского государственного технического университета. – 2007. – Т. 13. – № 2. – С. 578–588.

101. Литовченко П. А. О возможности применения трехслойных сборно-монолитных железобетонных стен и перекрытий для зданий в сейсмических районах / П. А. Литовченко, В. В. Жигна, Н. И. Глушаков, С. П. Литовченко // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – К., ДП НДІБК, 2012. – Вип. 76. – С. 562–569.

102. Лишак В. И. Расчеты бескаркасных зданий с применением ЭВМ / В. И. Лишак. – М. : Стройиздат, 1977. – 176 с.

103. Максименко В. Н. Напряженно-деформированное состояние анизотропной пластины, содержащей криволинейные трещины и тонкие жесткие включения / В. Н. Максименко, Е. Г. Подружин, П. Е. Рябчиков // Известия РАН. Сер. Механика твердого тела. – 2007. – №2. – С. 66–74.

104. Максименко В. П. Применение нелинейного шагового процессора «Лира–Степ» для оценки реального состояния сооружений / В. П. Максименко // Будівельні конструкції. – 2001. – Вып.54. – С.439–446.

105. Матросов А. В. Численно-аналитический расчет балок-стенок на линейно-упругом основании / А. В. Матросов // Вестник государственного университета морского и речного флота им. адмирала С.О. Макарова. – 2011. – №2. – С. 14а–21.

106. 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.

107. Мигунов В. Н. Экспериментальное моделирование влияния продольных трещин на долговечность, жесткость и прочность железобетонных элементов / В. Н. Мигунов // Жилищное строительство. – 2011. – № 8. – С. 13–15.

108. Милейковский И. Е. Расчет и оболочек и складок методом перемещений / И. Е. Милейковский. – М. : Стройиздат, 1960. – 176 с.

109. Мирсалимов В.М. Моделирование закрытия трещины со связями между берегами во втулке контактной пары / В.М. Мирсалимов // Известия Российской академии наук. Механика твердого тела. – 2009. – №2. – С. 78–92.

110. Митрофанов В. П. Вариационный метод в теории идеальной пластичности бетона / В.П. Митрофанов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1990. – № 6. – С. 23–28.

111. Митякина Н. А. Особенности методики экспериментальных исследований элементов составных покрытий из панелей-оболочек / Н. А. Митякина, Г. В. Коренькова, Н. Д. Черныш // Бетон и железобетон в Украине. – 2013. – №1. – С. 27–31.

112. Молодченко Г.А. Практическая оценка жесткости железобетонных элементов с трещинами / Г. А. Молодченко, А. Н. Сиротинко // Строительные конструкции. – К. : НИИСК, 2003. – Вып. 59. – С.342–345.

113. Морозов Е. Н. Метод конечных элементов в механике разрушения / Е. Н. Морозов, Г. П. Никишков. – М. : Едиториал УРСС, 2010. – 256 с.

114. Мурашев В. И. Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона / В. И. Мурашев. – М.: Машстройиздат, 1950. – 268 с.

115. Нагрузки и воздействия: нормы проектирования : ДБН В.1.2.–2:2006. – [Введены в действие с 2007-01-01]. – К. : Минстрой Украины, 2006. – 68 с. – (Государственные строительные нормы Украины).

116. . Наумова Г. А. Моделирование кинетики образования коррозионных трещин в железобетонных элементах конструкций в условиях хлоридной агрессии / Г. А. Наумова, И. И. Овчинников // Вестник Волгоградского

государственного архитектурно-строительного университета. Серия: строительство и архитектура. – 2007. – № 7. – С. 11–19.

117.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.

118.Немчинов Ю. И. Метод пространственных конечных элементов (с приложением к расчету зданий и сооружений) : монография / Ю. И. Немчинов. – К. : Изд-во НИИ строит. конструкций, 1995. – 368 с.

119.Немчинов Ю. И. Сейсмостойкость зданий и сооружений : монография: в 2-х ч. / Ю. И. Немчинов. – К., 2008. – 480 с.

120.Нове в проектуванні залізобетонних та сталезалізобетонних конструкцій / [А. М. Бамбура, О. Б. Гурківський, Ю. Г. Аметов, М. С. Безбожна, О. В. Дорогова, І. Р. Сазонова, Л. І. Стороженко] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та житлово-комунального господарства України. – К., ДП НДІБК, 2013. – Вип. 78: В 2-х кн.. : Книга 1. – С. 3–13.

121. О верификации дискретно-континуального метода конечных элементов для задач статического расчета балок-стенок с постоянными физико-геометрическими параметрами вдоль основного направления. Сопоставления с программным комплексом ANSYS MECHANICAL / [Акимов П.А., Мозгалева М.Л., Моджтаба А. и др.] // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2014. – Т. 10. – №1. – С. 18–45.

122.Отсмаа В. А. Испытание коротких железобетонных балок на действие поперечных сил / В. А. Отсмаа // Сборник трудов Таллинского политехнического института, 1984. – С. 21–24.

123.Основы экспериментальной механики разрушения / И. М. Керштейн, В. Д. Ключников, Е. В. Ломакин, С. А. Шестериков. – М. : МГУ, 1989. – 140 с.

124.Павліков А. М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії : монографія



/ Андрій Миколайович Павліков. – Полтава : ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2007. – 259 с.

125.Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А. В. Перельмутер, В. И. Сливкер. – К. : Изд-во «Сталь», 2002. – 600 с.

126.Петров А. Н. Особенности физически-нелинейного расчета железобетонных балок-стенок с трещинами при знакопеременном нагружении / А. Н. Петров, З. А. Воронин, А. В. Евсеева // Ученые записки Петрозаводского государственного университета. Серия: Естественные и технические науки. – 2008. – №96. – С. 31–33.

127.Петров А. Н. Физически-нелинейный расчет железобетонных балок-стенок с трещинами методом конечных элементов / А. Н. Петров, З. А. Воронин, А. В. Евсеева // Ученые записки Петрозаводского государственного университета. Серия: Естественные и технические науки. – 2008. – №90. – С. 31–35.

128.Плевков В. С. Оценка технического состояния, восстановление и усиление строительных конструкций инженерных сооружений : учебное издание / В. С. Плевков, А. И. Мальганов, И. В. Балдин / Под ред. В. С. Плевкова. – М. : Изд-во АСВ, 2011. – 316 с.

129. Поляков С. В. Сейсмостойкие конструкции зданий (основы теории сейсмостойкости) : учебн. пособие / С. В. Поляков. – М. : Высшая школа, 1983. – 304 с.

130. Притыкин А. И. Местная устойчивость балок-стенок с шестиугольными вырезами / А. И. Притыкин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2011. – №1. – С. 2–6.

131.Радайкин О. В. К оценке зоны предразрушения магистральных трещин в повреждаемых железобетонных стеновых панелях / О. В. Радайкин, Ф. Х. Ахметзянов // Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета. – 2007– №1(7). – С. 46–48.

132.Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона (проблемы, опыт, возможные решения и рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии) /

[Городецкий А. С., Батрак Л. Г., Городецкий Д. А. и др.]. – К. : изд-во «Факт», 2004. – 106 с.

133. Расчет и технические решения усиления 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.

134. Репченкова Е. В. Моделирование плоских прямоугольных трещин в трехмерных телах на основе векторной параметризации номеров методом конечных элементов // Вестник Белорусского государственного университета. Сер. 1, Физика. Математика. Информатика. – 2006. – № 2. – С. 90–93.

135. Ржаницын А. Р. Составные стержни и пластинки / Алексей Руфович Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.

136. 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.

137. Розин Л. А. Метод конечных элементов в применении к упругим системам / Л. А. Розин. – М. : Стройиздат, 1977. – 129 с.

138. Рохлин, И. А. Прогрессивные слоистые конструкции / И. А. Рохлин, И. И. Рохлин. – М. : Знание, 1989. – 62 с.

139. Сахаров А.С. Метод конечных элементов в механике твердых тел / А. С. Сахаров, И. Альтенбах и др. – К. : Вища школа. – Лейпциг : ФЭБ, 1982. – 480 с.

140. Свиридов С. Ю. Расчет балок-стенок с учетом технологических неоднородностей / С. Ю. Свиридов // Вестник Саратовского государственного технического университета. – 2012. – Т. 1. – № 2с (64). – С. 42–44.

141. Смирнов С. Б. О прочности и пластичности бетона при сложных нагружениях / С. Б. Смирнов // Бетон и железобетон. – 1982. – № 9. – С.36–38.

142. 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.

143. 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.

144. Степанов Г. В. Моделирование кинетики распространения трещины / Г. В. Степанов, А. В. Широков // Проблемы прочности. – 2010. – №4. – С. 87–95.

145. Стоянов В. В. Исследование методом математического моделирования повышения трещиностойкости подкрановой балки в районе трещины с углепластиковой накладкой / В. В. Стоянов, А. И. Давиденко // Металлические конструкции. – 2008. – Т. 14. – № 4. – С. 245–251.

146. Сукнев С. В. Нелокальные критерии разрушения. критерий фиктивной трещины / С. В. Сукнев // Наука и образование. – 2009. – №1. – С. 29–36.

147. 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.

148. Тесля В. А. Анализ напряженного состояния железобетонных балок-стенок / В. А. Тесля // Вестник Кузбасского государственного технического университета. – 2003. – №5(36). – С. 105–109.

149. Тугай Т.В. Основні результати експериментальних досліджень жорсткості плосконапружених залізобетонних складених конструкцій / Т. В. Тугай // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 2014. – Вип. 29. – С. 369–375.

150. Халкечев Р. К. Управление технологией разрушения материалов на основе математического моделирования устойчивого и неустойчивого развития трещин / Р. К. Халкечев, А. С. Каширский, К. В. Халкечев // Горный информационно-аналитический бюллетень (научно-технический журнал). – 2014. – № 11. – С. 359–366.

151.Цыфанский С. Л. Нелинейная вибродиагностика машин и механизмов / С. Л. Цыфанский, В. И. Бересневич, Б. В. Лушников. – Рига : Зинатне, 2008. – 366 с.

152.Чиненков Ю. В. Расчет железобетонных ограждающих конструкций из легкого бетона / Юрий Васильевич Чиненков // Бетон и железобетон. – 2007. – №6. – С. 7–12.

153. Численный анализ экспериментальных исследований железобетонной рамы со стеновым заполнением при знакопеременных нагрузках / [Колчунов В.И., Шупик Т.В., Яковенко И.А. и др.] // Будівництво України.– К.: 2008. – № 7. – С. 38–43.

154. Численный анализ экспериментальных исследований фрагмента монолитного бескаркасного здания при динамических воздействиях вибромашины / [Марьенков Н. Г., Бабик К. Н., Колчунов В. И. и др.] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – К., ДП НДІБК, 2009. – Вип. 72. – С. 561–571.

155. Численный анализ экспериментальных исследований железобетонной рамы со стеновым заполнением при сейсмических нагрузках / [Марьенков Н. Г., Гончар В. В., Недзведская О.Г. и др.] // Будівельні конструкції : міжвідом. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво) / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» Міністерства регіонального розвитку та будівництва України. – К., ДП НДІБК, 2012. – Вип. 76. – С. 529–539.

156.Шиховцов А. А. Расчет зависимости перенапряжения в зоне зарождения трещины в образцах с различными концентраторами напряжений с помощью метода конечных элементов / А. А. Шиховцов, В. М. Мишин // Современные наукоемкие технологии. – 2013. – № 3 . – С. 73–74.

157.Яременко А. Ф. К анализу и определению поперечных усилий в балках-стенках различной высоты / А. Ф. Яременко, Е. У. Еньков, А. В. Попов

// Бетон и железобетон в Украине. – 2006. – №2(30). – С. 12–16.

158. Яшин А. В. Расчет прочности железобетонных балок-стенок и балок симметричного профиля : учебн. пособ. – Казань : КИСИ, 1986. – 32 с.

159. ACI 318-02. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318r-02).

160. Bazant Z. P. Crack band theory for fracture of concrete / Z. P. Bazant, B.H. Oh // Materials and structures. – Paris : RILEM, 1983. – Vol. 16. – P. 155–176.

161. Carrillo Julian and Alcocer Sergio. Degredation properties of reinforced concrete walls with openings // Dyna, year 78, Nro. 170, pp. 106-115. Medellin, December, 2011. ISSN 0012-7353

162. Delgado C., Fargueta F., Fernandes-Prada M. A new finite element to analyze bond behaviour in the presence of transverse pressure // 5-th Int. Conf. AMCM-2005.

163. ENV 1992-1-1: 1991 : Eurocod 2 : Desing 2 : Desing of Concrete Structures. – Part 1 : General rules and Rules for Buildings. – European Prestandart. June, 1992.

164. Hansen E., Willam K., Carol I. A two-surface anisotropic damage/plasticity model for plain concrete // Proc. of Int. Conf. Fracture Mech. Of Concrete Materials, Paris, May 28–31, 2001 – pp. 549–556.

165. Hyo-Gyoung Kwak and Ffilip C. Filippou. Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic loads // Structural Engineering Mechanics and Materials, report no. UCB/SEMM-90/14, november 1990, 120 p.

166. Kheyroddin A. and Nnaderpour H. Nonlinear finite element analysis of composite RC shear walls // Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering, Vol. 32, No. B2, pp 79-89.

167. Kong F.K., Robins P.J., Kirby D., Deep Beams with inclined web Reinforcement. ACJ Journal, March, 1972, p. 172-176.255» Kong F.K., Singh A. Diagonal cracking and Ultimate loads of lightweight concrete deep beams. AO J, 69, Journal, Aug. 1972, p. 513-521.

168. Nahvi H., Jabbari M. "Crack detection in beams using experimental modal data and finite element model", *International Journal of Mechanical Sciences* 47 (2005), pp.1477–1497.

169. Nielsen M.P. "Limit analysis and concrete plasticity" Prentice-Hall, 1984, p. 420.

170. Malay Quila, Prof. Samar Ch. Mondal, Prof. Susenjit Sarkar Free Vibration Analysis of an Un-cracked & Cracked Fixed Beam // *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering*, Volume 11, Issue 3 Ver. III (May- Jun. 2014), PP 76-83.

171. Michel A., M. R. Geiker, H. Stang & J. F. Olesen, A. O. S. Solgaard. Modeling formation of cracks in concrete cover due to reinforcement corrosion // *Proceedings of Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures-7*, May 23-28, 2010, pp. 944–951.

172. Ostachowicz W.M. and Krawczuk M., Vibration analysis of a cracked beam, *Computers & Structures* 36(2) (1990), 245–250.

173. Paiva H.A.R., Siess CP. Strength and Behavior of deep beams in shear. - *Proc. of American Society of Civil Engineers*, vol. 91| No STS, October 1965,. p. 19-41.

174. Pavelko I. V., Pavelko V. P. Calculation of bar systems with cracks by a finite element method // *Scientific Proceedings of Riga Technical University. Ser. 6. Transport and Engineering. Mechanics. Vol. 7. – Riga: RTU Publishing House, 2002, p. 159 – 163.*

175. Pettersen Jonas Stene. *Non-Linear Finite Element Analyses of Reinforced Concrete with Large Scale Elements : Including a Case Study of a Structural Wall.* Norwegian University of Science and Technology, 2014, 85 p.

176. Peter Rosko and Adrian Bekö. *Reinforced concrete shear wall: structural element - finite element.* Vienna University of Technology. Center of Mechanics and Structural, Dynamics Institute for Building Construction and Technology,. Faculty of Civil Engineering, Vienna, Austria, 2014, 7 p.

177. Podles K., Truty A. Nonlocal elasto–plastic model for concrete//5–th Int. Conf. AMCM –2005.
178. Prathamesh M. Jagdale, Dr. M. A. Chakrabarti. Free Vibration Analysis of Cracked Beam // P M. Jagdale et al Int. Journal of Engineering Research and, Vol. 3, Issue 6, Nov-Dec 2013, pp.1172-1176.
179. Ramakrichnan V. and Anathanarayanan J. Ultimate strength of deep Beams in Shear, JACJ, Proceeding v 5, February H 2, 1968, p. 87-98.
180. Ruotolo R., Surace C., Crespo P., Storer D. Harmonic analysis of the vibrations of a cantilevered beam with a closing crack // Computers and Structures, 1996, vol. 61, No. 6, p. 1057 – 1074.
181. Saavedra P. N., Cuitino L. A. Crack detection and vibration behaviour of cracked beam // Computers and Structures, 2001, vol. 79, p. 1451 – 1459.
182. Saber El Arem and Habibou Maitournam. A cracked beam finite element for rotating shaft dynamics and stability analysis // Journal of Mechanics of Materials and Structures, Vol. 3, No. 5, 2008, pp. 893–910.
183. Stavridis, Andreas. Analytical and experimental study of seismic performance of reinforced concrete frames infilled with masonry walls / A dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for the degree Doctor of Philosophy in Structural Engineering, University of California, San Diego. Local Identifier: b6669034, 2009, 372 p.
184. Yoshihito Yamamoto, Hikaru Nakamura, Ichiro Kuroda and Nobuaki Furuya. Simulation of crack propagation in rc shear wall using a 3d rigid-body-spring model with random geometry // VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8), March 10-14, 2013 / Toledo – Spain, 2013, 12 p.
185. Wet-mixed shotcrete usage in low-ductile reinforced concrete frames» First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology Geneva, Switzerland, 3-8 September 2006 ; Paper Number: 892.

## ПРИЛОЖЕНИЕ А

## СПРАВКИ О ВНЕДРЕНИИ

МІНІСТЕРСТВО РЕГІОНАЛЬНОГО РОЗВИТКУ, БУДІВНИЦТВА ТА ЖИТЛОВО-  
КОМУНАЛЬНОГО ГОСПОДАРСТВА УКРАЇНИ



**ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО  
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ  
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ”  
(ДП НДІБК)**



вул. Івана Климєнка, 5/2, м. Київ-37, 03037, тел. (044) 249-72-34, факс (044) 248-89-09  
E-mail: niisk-office@ndibk.gov.ua; adm-inst@ndibk.kiev.ua Код ЄДРПОУ 02495431

*27.12.2014* № *320-2774* На № \_\_\_\_\_ від \_\_\_\_\_

## ДОВІДКА ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати дисертаційної роботи на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук Тугай Тетяни Володимирівни, асистента кафедри комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету на тему “Методика розрахунку жорсткості плосконапружених залізобетонних складених конструкцій”, прийняті для використання при розробці державних будівельних норм України ДБН В.1.1-12-2014 "Будівництво в сейсмічних районах України" в частині вимог до розрахунку і підсилення залізобетонних конструкцій будівель, які проектуються та експлуатуються у сейсмічних районах.



Перший заступник директора  
інституту з наукової роботи

*Ю.І. Немчинов*

Ю.І. Немчинов





м.Полтава, вул.Красіна, 10, к. 1  
 тел. (066) 41-48-242 E-mail: \_greykasper@gmail.com

## Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи  
 асистента кафедри комп'ютерних технологій будівництва  
 Національного авіаційного університету  
**Тугай Тетяни Володимирівни**  
 на тему: **«Методика розрахунку жорсткості плосконапружених  
 залізобетонних складених конструкцій»**

Метод, який запропонований у дисертаційній роботі Тугай Тетяни Володимирівни на тему «Методика розрахунку жорсткості плосконапружених залізобетонних складених конструкцій», використаний при розрахунку плосконапружених складених залізобетонних конструкцій у проекті реконструкції виробничих будівель по вул. Шевченка, 30-є м. Зіньків, Полтавської області.


Застосування цієї методики дозволяє наблизити жорсткість та напружено-деформований стан плосконапружених залізобетонних складених конструкцій до дійсного і тим самим забезпечити їхнє ефективне раціональне армування. Це дало змогу знизити кількість робочої арматурної сталі на 9% на 1м<sup>3</sup> складеного залізобетону.

Виконані розрахунки свідчать про високу точність запропонованої здобувачем Тугай Тетяною Володимирівною методики розрахунку, що дає змогу рекомендувати її до застосування в практиці розробки аналогічних проектів.

Головний інженер проекту  
 ПП «СП «КОМАКС»



С. А. Приведенний

ПОГОДЖУЮ  
Проректор з науково-педагогічної  
роботи  
  
А. В. Полухін  
« 20 » січня 2015р.


ЗАТВЕРДЖУЮ  
Проректор з наукової роботи  
В. П. Харченко  
  
2015р.  


АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ  
результатів науково-дослідної роботи  
в навчальний процес Національного авіаційного університету

Ми, що нижче підписалися, заступник директора Інституту аеропортів НАУ з наукової роботи Белятинський А.О., завідувач кафедри комп'ютерних технологій будівництва Лапенко О. І. склали цей акт про те, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи Тугай Тетяни Володимирівни «Методика розрахунку жорсткості плосконапружених залізобетонних складених конструкцій» використовується в навчальному процесі Національного авіаційного університету, Інституту аеропортів, на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва.

Найменування впровадженого результату	Форма впровадження і досягнутий практичний ефект
Навчальні програми з дисциплін: – «Будівельні конструкції»; – «Залізобетонні та кам'яні конструкції»; – «Реконструкція будівель і споруд аеропортів»	Матеріали дисертаційної роботи впроваджені у вигляді курсових проектів, конспектів лекцій, практичних занять, розрахунково-графічних робіт. Впровадження зазначених матеріалів дозволило перейти до комплексного вивчення студентами названих дисциплін з використанням практичного способу розрахунку жорсткості плосконапружених залізобетонних складених конструкцій

Заступник директора  
ІАП НАУ з наукової роботи

 А. О. Белятинський

Завідувач кафедри  
комп'ютерних технологій будівництва

 О. І. Лапенко