

Министерство образования и науки  
Донецкой Народной Республики  
Государственное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Донбасская национальная академия строительства и архитектуры»

*На правах рукописи*

**Недорезов Андрей Владимирович**

УДК 624.012.45

**ДЕФОРМАЦИИ И ПРОЧНОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
ЭЛЕМЕНТОВ ПРИ СЛОЖНЫХ РЕЖИМАХ ОБЪЕМНОГО  
НАПРЯЖЕННОГО СОСТОЯНИЯ**

05.23.01 – строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени  
кандидата технических наук

Научный руководитель:

**Корсун Владимир Иванович**  
доктор технических наук, профессор

Идентичность всех экземпляров  
диссертации заверяю:  
Ученый секретарь диссертационного  
совета Д 01.006.02



**Т.В. Радионов**

Макеевка – 2018

## СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	5
РАЗДЕЛ 1.            АНАЛИТИЧЕСКИЙ            ОБЗОР            РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ .....	12
1.1. Теоретические и экспериментальные основы развития деформационных моделей.....	12
1.2. Методики экспериментальных исследований деформаций и прочности бетонов в условиях одно-, двух- и трехосного нагружения .....	15
1.3. Характеристика физико-механических свойств высокопрочных модифицированных бетонов.....	21
1.4. Критерии прочности для бетона при сложных напряженных состояниях ...	23
1.4.1. Критерий прочности Г.А. Гениева.....	26
1.4.2. Критерий прочности Е.С. Лейтеса.....	27
1.4.3. Критерий прочности А.В. Яшина.....	28
1.4.4. Критерий прочности Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой.....	30
1.4.5. Критерий прочности С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко .....	30
1.4.6. Критерий прочности К.Ж. Willam - Е.Р. Warnke.....	32
1.4.7. Критерий прочности Н.И. Карпенко.....	34
1.4.8. Сопоставление критериев прочности с данными экспериментальных исследований .....	38
1.5. Модели деформирования бетона при неодноосных напряженных состояниях.....	45
1.5.1. Основные предпосылки и соотношения деформационной теории пластичности бетона Г.А. Гениева.....	45
1.5.2. Варианты развития деформационной теории пластичности бетона.....	47
1.5.2.1. Развитие модели Г.А. Гениева в исследованиях Е.С. Лейтеса.....	47
1.5.2.2. Развитие дилатационной модели Г.А. Гениева в исследованиях В.И. Корсуна.....	48



1.5.3. Ортоотропная модель деформирования бетона Н.И. Карпенко .....	52
1.5.4. Сопоставление моделей деформирования бетона с данными экспериментальных исследований.....	55
1.6. Выводы по разделу 1 .....	62
РАЗДЕЛ 2. МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ.....	65
2.1. Составы бетонов и конструкция опытных образцов.....	65
2.2. Системы измерения деформаций в экспериментальных исследованиях.....	69
2.3. Выбор способов устранения контактного трения .....	75
2.4. Методика экспериментальных исследований прочности и деформаций бетона при одноосном сжатии .....	79
2.5. Методика экспериментальных исследований прочности и деформаций бетона в условиях трехосного сжатия .....	84
2.6. Программа экспериментальных исследований прочности и деформаций бетона в условиях трехосного сжатия .....	91
2.7. Выводы по разделу .....	93
РАЗДЕЛ 3. ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАЦИИ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ В УСЛОВИЯХ ОДНО- И ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ .....	95
3.1. Характеристики механических свойств тяжелых бетонов в условиях осевого сжатия.....	95
3.1.1. Прочность при одноосном сжатии.....	95
3.1.2. Начальный модуль упругости и коэффициент поперечных деформаций бетона .....	96
3.1.3. Диаграммы деформирования при одноосном сжатии .....	96
3.2. Деформации и прочность тяжелых бетона в условиях трехосного сжатия.....	100
3.2.1. Прочность бетона при трехосном неравномерном сжатии .....	100

3.2.2. Диаграммы деформирования.....	105
3.3. Развитие ортотропной дилатационной модели деформирования бетона ...	112
3.4. Выводы по разделу 3 .....	142
<b>РАЗДЕЛ 4. ОБЪЕМНОЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ СЛОЖНЫХ СИЛОВЫХ И ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ .....</b>	<b>144</b>
4.1. Объемное напряженно-деформированное состояние бетонного образца-куба при испытаниях на одноосное сжатие с учетом стеснения сил контактного трения .....	144
4.2. Влияние неоднородной усадки бетона на НДС крупноразмерного железобетонного элемента конструкции.....	149
4.3. Объемное напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов с косвенным армированием.....	155
4.4. Влияние неравномерного нагрева на напряженно-деформированное состояние ригеля рамного фундамента под турбоагрегат энергоблока ТЭС ...	166
4.5. Исследования влияния распора на несущую способность железобетонных балок .....	182
4.6. Оценка напряженно-деформированного состояния массивных опорных фундаментных балок под внутреннюю оболочку железобетонного башенного копра .....	190
4.7. Выводы по разделу 4 .....	195
<b>ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ .....</b>	<b>198</b>
<b>СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ.....</b>	<b>200</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ А (Справки о внедрении).....</b>	<b>217</b>
<b>ПРИЛОЖЕНИЕ Б (Результаты расчетной оценки НДС бетонного образца-куба с учетом сил контактного трения).....</b>	<b>220</b>

## ВВЕДЕНИЕ

Железобетонные конструкции ряда ответственных инженерных сооружений – дымовых труб, градирен, защитных оболочек АЭС и др. работают в условиях совместных силовых и температурно-влажностных воздействий и испытывают неодноосные напряженно-деформированные состояния (НДС). Для них характерны, как правило, сложные режимы силовых и температурных воздействий. Достоверность оценки НДС таких конструкций в определяющей степени зависит от достоверности используемой расчетной модели деформирования бетона. К настоящему времени еще не разработана законченная модель деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния. Это объясняется, главным образом, сложностью процессов, физически нелинейного деформирования бетона, сопровождающихся проявлением особых закономерностей деформирования, связанных с микротрещинообразованием в его структуре (эффекты сжимаемости и дилатации).

При выполнении инженерных расчетов, связанных с оценкой напряженно-деформированного состояния конструкций, на практике используют как аналитические, так и численные методы. Аналитические методы расчета позволяют получить решения задач для частных апробированных случаев, имеющих простые схемы нагружения. При этом применение численных методов, к которым относятся методы конечных разностей, конечных элементов и др., не ограничено ни сложностью геометрии тела, ни способом приложения нагрузок. Развиваемый в ДонНАСА вариант модифицированной деформационной теории пластичности бетона ориентирован на применение в методе конечных элементов (МКЭ), как наиболее распространённом в расчетах конструкций инженерных сооружений.

**Актуальность темы.** Для большинства железобетонных конструкций зданий и сооружений характерна работа в условиях объемного (трехосного) напряженного состояния. Точность оценки характеристик напряженно-деформированного состояния (НДС) таких конструкций зависит, главным

образом, от достоверности применяемых физических соотношений для бетона и арматуры.

Построение расчетной модели деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния невозможно без применения достоверных критериев прочности и деформационных соотношений для бетона. Развитие методов расчета конструкций, базирующихся на учете закономерностей деформирования материалов в общем случае объемного напряженного состояния, в значительной степени сдерживается отсутствием достаточного количества достоверных экспериментальных данных о процессах деформирования и разрушения бетона, в том числе при сложных режимах нагружения.

Опытные данные ряда исследователей при сопоставимых программах нагружения имеют порой существенные расхождения вследствие различий в методиках экспериментальных исследований. Изучение закономерностей деформирования бетонных и железобетонных элементов, в том числе из высокопрочных бетонов, при неодноосных силовых воздействиях, в том числе при сложных режимах нагружения, является актуальной задачей, без решения которой невозможно построение достоверной модели деформирования бетона.

Настоящая работа выполнена в развитие исследований, проведенных на кафедре железобетонных конструкций Донбасской национальной академии строительства и архитектуры рядом авторов [48, 49, 53] и содержит результаты экспериментально-теоретических исследований железобетонных образцов-кубов при действии сложных режимов трехосного нагружения, а также предложения по усовершенствованию варианта модифицированной деформационной теории пластичности бетона для общего случая объемного напряженного состояния.

#### **Связь работы с научными программами, планами, темами.**

Диссертационная работа выполнена в соответствии с государственной программой Д-2-04-11 «Разработка новых высококачественных композиционных материалов в виде стойких к коррозии и высокопрочных бетонов и исследование особенностей их работы в условиях объемного напряженно-деформированного состояния и повышенных температур» №0111U001805 (2011-2012 гг.), а также в

рамках кафедральной научно-исследовательской работы К-02-04-16 «Экспериментальные исследования и разработка методов расчета железобетонных конструкций зданий и сооружений на температурно-влажностные воздействия с учетом сложных режимов нагружения и нагрева» №0117D000260 (2016-2020 гг.).

**Целью исследования** является выявление экспериментальными методами закономерностей деформирования и разрушения бетонов классов B25÷B80 при сложных режимах неоднородного сжатия и развитие варианта ортотропной модели деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния.

**Задачи исследования:**

1. Выполнение сопоставительного анализа современных критериев прочности и моделей деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния, определение направлений их дальнейшего развития.
2. Разработка методики экспериментальных исследований деформаций и прочности тяжелых бетонов классов B25÷B80 в условиях одно- и трехосного сжатия.
3. Выполнение экспериментальных исследований закономерностей деформирования и разрушения бетонов классов B25÷B80 в условиях трехосного равномерного и неравномерного сжатия при простых и сложных режимах нагружения.
4. Развитие модифицированного варианта ортотропной деформационной модели бетона для общего случая объемного напряженно-деформированного состояния в части учета влияния исходных характеристик механических свойств бетонов классов B25÷B80 и сложных режимов нагружения.
5. Оценка характеристик объемного напряженно-деформированного состояния элементов железобетонных конструкций зданий и инженерных сооружений при силовых и температурно-влажностных воздействиях.
6. Внедрение результатов исследований в практику проектирования конструкций зданий и сооружений из тяжелых бетонов.

**Объект исследования** – объемно напряженные элементы железобетонных конструкций из обычных и высокопрочных модифицированных бетонов.

**Предмет исследования** – прочность и деформации бетонов классов В25÷В80 при одно- и трехосных напряженных состояниях, характеристики НДС конструкций зданий и сооружений при неодноосных силовых и температурно-влажностных воздействиях.

**Методология и методы исследования:**

- методы физического и математического моделирования;
- механические методы испытания материалов нагружением и измерения перемещений;
- методы механики деформируемого твердого тела;
- методы механики разрушения материалов.

**Научную новизну полученных результатов** составляют:

- экспериментальные данные в части диаграмм деформирования и показателей прочности бетонов классов В25 – В80 в условиях одно- и трехосного равномерного и неравномерного сжатия;
- установленные закономерности влияния шарового тензора и тензора-девиатора напряжений на параметры физической нелинейности и ортотропии псевдопластического деформирования бетонов при простом и сложных режимах трехосного сжатия;
- выявленные закономерности влияния начальной прочности бетонов классов В25, В50 и В80 на диаграммы их деформирования при пропорциональном и непропорциональных режимах трехосного сжатия;
- установленные сопоставлением с опытными данными границы применимости соотношений ортотропной дилатационной модели деформирования бетона при сложных (непропорциональных) программах нагружения;
- характеристики НДС объемно напряженных железобетонных элементов конструкций зданий и сооружений при практически реализуемых режимах сложных силовых и температурно-влажностных воздействий.

**Практическое значение** полученных результатов работы состоит:

- в усовершенствовании методики экспериментальных исследований деформаций и прочности бетонов, в том числе высокопрочных, в части способов устранения контактного трения и измерения деформаций в условиях ограниченности доступа к поверхностям опытных образцов;
- в разработке аналитических выражений для учета влияния начальной прочности бетонов классов B25÷B80 на параметры диаграмм деформирования;
- в обосновании достоверности соотношений развиваемого модифицированного варианта ортотропной модели деформирования бетона;
- в обосновании эффективности применения высокопрочных бетонов для возведения сложно напряженных конструкций инженерных сооружений, эксплуатирующийся в условиях силовых и температурно-влажностных воздействий.

**Положения, выносимые на защиту:**

1. Методика испытаний образцов бетона в условиях трехосного сжатия в части способов устранения контактного трения и измерения деформаций, программа экспериментальных исследований;
2. Результаты экспериментальных и теоретических исследований закономерностей упругопластического и ортотропного псевдопластического деформирования бетона классов по прочности B25 – B80 в условиях одно- и трехосного сжатия;
3. Аналитические выражения, развивающие ортотропную дилатационную модель деформирования бетона в части описания его упругопластических и псевдопластических деформаций применительно к различным случаям трехосного сжатия;
4. Рекомендации по применению моделей деформирования бетона и критериев прочности в расчетах объемно напряженных железобетонных конструкций зданий и сооружений.

**Личный вклад соискателя** заключается в выполнении экспериментальных исследований, в теоретической обработке и интерпретации полученных данных, в



расчетной оценке НДС ряда объемно напряженных конструкций, во внедрении результатов исследований. Представленные в диссертационной работе результаты получены автором самостоятельно. Отдельные составляющие теоретических и экспериментальных исследований, а также внедрение результатов диссертационной работы выполнены с соавторами научных работ, которые изложены в списке публикаций.

**Апробация диссертационной работы.** Основные положения диссертационной работы докладывались на ежегодных научно-технических конференциях ДонНАСА в 2008-2018 годах, на международной научно-технической конференции студентов (г. Москва, МГСУ, апрель 2008 г.), на I международной научно-практической конференции «Научно-техническое творчество молодежи – путь к обществу, основанному на знаниях» (г. Москва, МГСУ, 24-27 июня 2009 г.), на международной научной конференции РААСН «Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов» (г. Воронеж, Воронежский ГАСУ, 14-20 октября 2013 г.), на IX международной научной конференции «Долговечность, прочность и механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов» (г. Санкт-Петербург, СПбГАСУ, 30-31 марта 2016 г.) и на международной научно-практической конференции «Лопейтовские чтения – 150» «Современные методы расчета железобетонных и каменных конструкций по предельным состояниям» (г. Москва, МГСУ, 30 ноября 2018 г.).

**Публикации.** Основные научные результаты диссертации опубликованы автором самостоятельно и в соавторстве в 9 научных изданиях, в том числе 5 публикаций – в рецензируемых научных изданиях: 4 работы опубликованы в изданиях, входящих в перечень специализированных научных журналов; 1 – в зарубежных изданиях, индексируемых международной реферативной базой цитирования SCOPUS, 3 – публикации по материалам научных конференций, 1 – публикация в других изданиях.

Общий объем публикаций – 5,95 п.л., из которых 2,83 п.л. принадлежат лично автору.

**Структура и объем работы.** Диссертация состоит из введения, четырех разделов, выводов, списка использованной литературы (155 наименований) и приложений. Общий объем работы составляет 229 страниц, в том числе 132 страницы основного текста, 67 полных страниц с рисунками и таблицами, 17 страниц списка использованной литературы, 13 страниц приложений.

**РАЗДЕЛ 1.****АНАЛИТИЧЕСКИЙ ОБЗОР РЕЗУЛЬТАТОВ ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ****1.1. Теоретические и экспериментальные основы развития деформационных моделей**

В практике современного строительства большинство конструкций, работают в условиях сложных напряженных состояний, что обуславливает необходимость производить расчет таких конструкций с использованием адекватных моделей деформирования материала. Как известно, бетон является физически неупругим материалом, что требует для адекватной оценки НДС конструкций из железобетона использования физических соотношений, отражающих упруго-пластический характер деформирования бетона. К настоящему времени разработано достаточно большое количество моделей деформирования бетона, описывающих поведение бетона в условиях неодноосных (многоосных) напряженных состояний [16, 31, 48, 72]. Однако не все из указанных моделей пригодны к практической реализации. К тому же, в условиях современного развития компьютерных технологий вопрос о разработке новых и усовершенствовании существующих деформационных моделей с возможностью их практического применения и внедрения в программные комплексы становится особо актуальным для проектировщиков.

При выполнении инженерных расчетов, связанных с оценкой напряженно-деформированного состояния (НДС) конструкций, на практике используют как аналитические, так и численные методы. Аналитические методы расчета позволяют получить решения задач лишь для частных апробированных случаев, охватывающих типовые формы и схемы нагружения, а также идеализированные законы деформирования. Применение же численных методов, к которым относятся методы конечных разностей, конечных элементов, граничных элементов и др., не ограничено ни сложностью геометрии тела, ни способом приложения нагрузок. К тому же интерес к численным исследованиям в области

механики сплошных сред подкрепляется огромными возможностями, предоставляемыми современными ЭВМ.

Наибольшее распространение в существующих в настоящее время расчетных программных комплексах для анализа НДС в строительных конструкциях получил метод конечных элементов (МКЭ).

Большинство современных программных комплексов для автоматизированных расчетов также построены на основе метода конечных элементов (МКЭ). При этом необходимо отметить, что, численные методы слабо увязываются с эмпирическими и частными подходами нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций, что сдерживает процесс автоматизации проектирования. К тому же, проверку надежности метода можно осуществлять только лишь сопоставлением расчетных величин с данными экспериментальных исследований.

Существует проблема построения автоматизированных методов расчета на базе таких механических моделей бетона и железобетона, которые по общности представления приближались бы к современным классическим моделям и теориям прочности механики деформируемого тела и были бы с ними тесно увязаны. В то же время разрабатываемые модели должны максимально учитывать особенности механических свойств бетона и железобетона: физическую нелинейность и анизотропию деформирования, неоднородность, ползучесть, работу с трещинами и пр.

Таким образом, развитие адекватных моделей деформирования бетона и внедрение их в современные расчетные программные комплексы представляет большой практический интерес для проектирования.

Основные требования, предъявляемые к моделям деформирования бетона, изложены в монографии [16]. Соотношения между напряжениями и деформациями в общем случае объемного напряженного состояния должны учитывать закономерности развития упругопластических деформаций бетона, направленный характер развития микроразрушений в структуре бетона (эффекты сжимаемости и дилатации). Основная сложность разработки таких соотношений

обусловлена ограниченным количеством опытных данных для различных видов напряженных состояний, в том числе для бетонов с различной исходной прочностью. Получение таких данных возможно только лишь на основе специально поставленных экспериментальных исследований для простых и сложных видов напряженных состояний, в том числе для сложных программ нагружения.

Экспериментальные исследования процессов деформирования и разрушения бетона, выполненные за последние десятилетия для многоосных напряженных состояний [112, 119, 146, 148, 152, 154] направлены, как правило, направлены на решение узкого круга задач. Так, в исследованиях [154] основное внимание уделено изучению прочности бетона, подверженного действию многоосного нагружения, как в условиях нагрева, так и в условиях нормальной температуры. Измерение деформаций опытных образцов не производилось. Исследования [112, 119, 146, 148, 152] были посвящены экспериментальной проверке возможности применения теории малых упругопластических деформаций для описания деформаций бетона в условиях многоосных напряженных состояний. Опыты были выполнены в специальных камерах на образцах разных размеров цилиндрической формы. Однако, принятая схема приложения бокового давления и конфигурация опытных образцов в [112, 119, 146, 148, 152] ограничивает диапазоны возможных траекторий нагружений бетона и не позволяет проводить испытания бетона в условиях плоского напряженного состояния. Более того, форма и размеры опытных образцов не соответствуют требованиям стандартов [20, 90, 110, 111]. Поэтому полученные в этих исследованиях результаты несколько искажают картину деформирования образцов стандартных размеров и могут обуславливать определенные погрешности при построении деформационных соотношений для бетона.

Некоторые исследователи [70, 116, 131] концентрируют свои усилия на построении деформационных соотношений для бетона на основе теории течения. Параметры, которые влияют на изменение формы поверхности течения,

определяются на основании экспериментальных данных, опубликованных в научных журналах и доступных технических отчетах. Такой путь аналитического описания деформаций бетона в значительной степени зависит от правильности подбора функций упрочнения, которые определяются для простых видов напряженного состояния, таких как одноосное сжатие, двухосное равномерное сжатие, чистый сдвиг. Однако, указанные функции в большинстве случаев привязаны к описанию поведения бетонов определенной прочности и не позволяют с единых позиций описывать деформации бетонов имеющих различную начальную прочность и, соответственно, характеристики деформационных свойств.

Учитывая изложенное, проблема учета исходной прочности имеет определяющее значение для разработки законов деформирования бетона для различных случаев напряженных состояний. Использование единой методики испытаний и образцов одинаковых размеров при проведении экспериментальных исследований являются одним из основных факторов, которые позволяют методически корректно получать опытные результаты и с единых позиций описывать деформации бетонов с различной прочностью для разных видов напряженных состояний.

## **1.2. Методики экспериментальных исследований деформаций и прочности бетонов в условиях одно-, двух- и трехосного нагружения**

Развитие методов расчета конструкций, базирующихся на учете работы материалов в общем случае объемного напряженного состояния, в значительной степени сдерживается отсутствием достаточного количества достоверных экспериментальных данных о процессах деформирования и разрушения бетона при сложных напряженных состояниях.

Опытные данные ряда исследователей [6, 7, 8, 9, 47, 53, 83, 109, 114, 128, 132, 138, 142, 144] при сопоставимых программах нагружения порой имеют существенные расхождения вследствие методических различий в проведении

испытаний образцов бетона. Факторами, существенно влияющими на результаты исследования, являются:

- форма и размер опытных образцов;
- способ передачи сжимающих или растягивающих усилий на образец;
- способ устранения контактного трения на границе «опытный образец-нагружающее устройство»;
- способ измерения деформаций образцов бетона в условиях частичной или полной недоступности граней опытных образцов, то есть закрытых элементами нагружающих устройств;
- программа одноосного нагружения – простое (пропорциональное) или сложное (непропорциональное).

Известные методы проведения таких исследований предполагают применение одного из нескольких возможных способов передачи усилий на образец: мягкий, жесткий [6, 7, 83, 114, 128, 132, 144] или комбинированный [8, 109, 138, 142]. Каждый способ передачи нагрузки требует соответствующего способа измерения деформаций.

При жестком способе передача давления на грани образцов осуществляется с помощью жестких стальных штампов [6, 7, 83, 114, 128, 132, 144].

Достоинства жесткого способа передачи нагрузки:

- обеспечение равенства деформаций бетона по граням образца в нагружаемом направлении;
- возможность передачи больших сжимающих напряжений вплоть до разрушения образца.

Недостатки жесткого способа передачи нагрузки:

- необходимость устранения контактного трения на гранях контакта «опытный образец - жесткий штамп» путем подбора соответствующих антифрикционных прокладок;
- необходимость специальной подготовки граней образцов (обеспечение плоскостности и параллельности) для равномерности передачи давления;



- необходимость разработки специальной системы измерения деформаций бетона, в условиях частичной или полной закрытости граней опытного образца нагружающими штампами;
- необходимость центрирования образца относительно физического центра тяжести, что значительно усложнено при неодноосных испытаниях.

При мягком способе передача давления на грани образцов осуществляется посредством давления рабочей жидкости в замкнутой гидростатической системе.

Достоинства мягкого способа нагружения:

- обеспечение равенства напряжений бетона в нагружаемом направлении для длительных испытаний;
- не требуется устранения контактного трения.

Недостатки мягкого способа приложения нагрузки:

- необходимость создания отдельных замкнутых гидростатических систем в нагружаемых направлениях образца для создания различных соотношений напряжений  $\sigma_1$ :  $\sigma_2$ :  $\sigma_3$ ;

- невозможность обеспечения равномерного включения в работу и деформирования всего объема бетона в образце вследствие перераспределения напряжений между более жесткими и менее жесткими объемами в структуре бетона, что приводит в итоге к более низким показателям прочности бетона в сравнении с жестким способом нагружения;

- применение мягкого способа приложения нагрузки при испытаниях в условиях нагрева существенно затруднено из-за низкой термостойкости технической резины и клеевых соединений в конструкциях замкнутых (мембранных) гидростатических системах.

Комбинированный (смешанный) способ реализован в работах [8, 109, 138, 142] и осуществляет передачу давления на грани образцов в вертикальном направлении с помощью жестких стальных штампов, а в горизонтальных направлениях - посредством давления рабочей жидкости в замкнутой гидростатической системе. Данный способ включает в себя все

перечисленные выше достоинства и недостатки жесткого и мягкого способов нагружения.

Измерение деформаций опытных образцов бетона при неодноосных испытаниях затруднено в связи с недоступностью для размещения приборов граней образцов, закрываемых передающими нагрузку нагружающими устройствами

К наиболее часто применяемым исследователями системам измерения деформаций образцов бетона в условиях неодноосных напряженных состояний относятся:

- приборы измерения линейных перемещений (индуктивный датчики «LVDT», индикатор часового типа), закрепляемых на специальных выносных рамках [6, 7, 109, 114, 128, 132, 138, 142, 144];

- тензорезисторы, наклеиваемые на поверхности образцов [6, 7, 8, 83, 109, 114, 128, 138, 142, 144];

- специальные лазерные устройства [132].

В части исследований [6, 7, 109, 114, 128, 132, 138, 142, 144] для повышения точности результатов использовано одновременно нескольких систем измерения деформаций.

Недостатки системы измерения с помощью приборов на специальных выносных рамках, жестко соединенных с нагружающими штампами [109, 114, 128, 132, 138, 142, 144]:

- измеренные величины деформаций, в том числе в условиях повышенных температур, включают также деформации нагружающего штампа, деформации антифрикционной прокладки и деформации, связанные с начальной неточностью соединений в системе «штамп - антифрикционная прокладка – образец».

Недостатки системы измерения с помощью тензорезисторов, наклеенных на поверхности образцов [6, 7, 8, 83, 109, 114, 128, 138, 142, 144]:

- ограниченность температурного диапазона применения тензорезисторов (допустимый диапазон - от +10°C до +80°C), что при нагреве выше допустимых температур приводит к снижению тензочувствительности датчиков;

- невозможность многократного использования тензорезисторов (для одного испытания требуется не менее 12 шт.);

- необходимость особой подготовки поверхности для наклейки тензорезисторов и подбора специальных клеев и технологии их применения;

- чувствительность тензорезисторов к локальным деформациям и микротрещинам на поверхности образцов бетона в стадии, близкой к разрушению, что вносит дополнительные погрешности в полученные результаты.

Недостатки системы измерения, состоящей из специального лазерного устройства [132]:

- измеряются деформации не всего объема бетонного образца, а некоторой локальной точки относительно начальной базы. При этом в нагружающем элементе (жесткий штамп) присутствует сквозное отверстие для доступа лазерного луча непосредственно к грани образца. При высоких уровнях сжимающей нагрузки вследствие пластических местных деформаций бетона происходит его вдавливание в отверстие, что обуславливает дополнительные погрешности в измерении деформации.

В экспериментальных исследованиях авторами применялись следующие типы образцов:

- куб с размером ребра 100х100х100мм в работах [114, 128, 132, 144];
- куб с размером ребра 150х150х150мм в работе [83];
- призма с размерами 150х150х600мм в работах [6, 7];
- цилиндры диаметром 70мм и высотой 140мм в работах [109, 142];
- цилиндры диаметром 80мм и высотой 160мм в работе [138];
- цилиндры диаметром 100мм и высотой 200мм в работе [142];
- цилиндры диаметром 140мм и высотой 200мм в работе [109];
- цилиндры диаметром 150мм и высотой 600мм в работе [8];
- пластины с размерами 400х400х96мм в работах [6, 7];
- пластины с размерами 550х400х100мм в работе [46, 47];
- крестообразные образцы с размерами 400х400х96мм и выемками по углам 100х100мм [7].

Для уменьшения влияния контактного трения на границе контакта с жесткими штампами исследователями использовались следующие способы:

I. Комбинированный (смешанный) способ нагружения.

1. В направлениях использования мягкого способа нагружения не требуется устранения трения в работах [8, 109, 138, 142];

2. Увеличение высоты образца для отдаления зоны влияния контактного трения от зоны измерения деформаций [6, 7, 8, 109, 138, 142].

II. Жесткий способ нагружения.

3. Система отдельно стоящих стерженьков типа «щетка» [128, 144];

4. Тонкие прокладки из антифрикционных материалов:

- фторопласт 4 [114, 132];

- дюраль-алюминий, разделенный на четыре равных части, толщиной 5мм и жесткая резина, толщиной 4мм [6, 7];

- 2-3слоя целлулоида толщиной 0,5-0,8мм с графитовой смазкой между ними [83];

- 5 слоев медной фольги, чередующихся со слоями графитовой смазки + слой асбестовой ткани толщиной 3 мм [46, 47].

При испытании бетонных образцов жесткими штампами большое влияние на результаты оказывает трение между силовыми плитами и образцом. Силы контактного трения сдерживают деформации образца в поперечном направлении, обуславливая возникновение в нем объемного-напряженного состояния. Для уменьшения или устранения влияния контактного трения при испытаниях образцов используют, как правило, специальные антифрикционные прокладки или увеличивают высоту образца. При втором случае считается, что в зонах на удалении от торцов влияние контактного трения не сказывается и в средней части относительно высоких образцов напряженное состояние однородно. Однако при наличии бокового обжатия напряженное состояние крайних и средних объемов бетона будет неоднородным.

Разработанные в ДонНАСА специальная установка и конструкции жестких штампов для испытаний образцов-кубов на трехосное сжатие [49], позволили

учесть все недостатки систем нагружения и измерения деформаций, изложенные выше. Способ нагружения был принят жесткий с устранением трения со специально подобранными прокладками для каждого типа бетона. Для обеспечения измерения деформаций образца-куба по направлениям главных осей были разработаны и изготовлены специальные нагружающие штампы, конструкция которых, предусматривала размещение в специально устроенных прорезах рамок для крепления приборов механического действия для измерения линейных перемещений - индикаторов часового типа МИГ-1 [49].

### **1.3. Характеристика физико-механических свойств высокопрочных модифицированных бетонов**

Изучению физико-механических свойств высокопрочных модифицированных бетонов посвящены работы ряда отечественных и зарубежных исследователей, а именно Ю.М. Баженова, В.Г. Батракова, Н.М. Зайченко, А.С. Волкова, В.Н. Вырового, Ф.А. Иссерса, С.С. Каприелова, Н.И. Карпенко, Е.Н. Кузнецова, Ю.А. Климова, В.И. Корсуна, А.В. Корсуна, А.В. Шейнфельда, А.А. Шишкина, С. Galle, J. Sercombe, W.H. Dilger и др. [1, 4, 23, 25, 26-30, 34, 39, 50, 51, 52, 54, 61, 62, 63, 67, 113, 121, 147]. В приведенных работах исследования физико-механических характеристик проводились на образцах-кубах и призмах с размерами поперечного сечения 70, 100 и 150мм. В исследованиях [61, 62, 63] проводились также эксперименты на крупноразмерных призмах с размерами 250x250x650мм и 300x300x800мм в диапазоне температур от +20°C до +200°C.

*Прочность при осевом сжатии* определялась в испытаниях образцов-кубов и призм. Отношения значений призмной прочности  $R_b$  бетонов прочностью 60÷100 МПа к кубиковой прочности находились в диапазоне  $K_m = 0,68...0,85$ .

Высокопрочным модифицированным бетонам характерны еще более высокие темпы набора прочности в первые сутки твердения, чем высокопрочным

бетонам, приготовленным по традиционной технологии. По данным исследований [25, 28, 61] через 1 сут кубиковая прочность бетонов составляла 45...65%, а в возрасте 3 и 7 сут – 60...75% от значений в 28-суточном возрасте.

*Прочность при растяжении* высокопрочных модифицированных бетонов исследовалась в работах [25, 29, 52, 61, 67] на образцах размерами 100×100×400 мм. и отношение к кубиковой прочности  $R_{bt}/R$  находится в пределах 0,045...0,06.

*Начальный модуль упругости и предельные деформации* определялись в испытаниях бетонных призм размерами 100×100×400 мм и 150×150×600мм.

Значения начального модуля упругости для высокопрочных бетонов различных составов с одинаковой дозировкой модификатора и прочностью 60÷100 МПа по данным [25, 29, 52, 54, 61, 67] находились в диапазоне  $40 \cdot 10^{-3} \div 47 \cdot 10^{-3}$  МПа.

В работе [67] предложено аналитическое выражение для определения предельных деформаций модифицированных высокопрочных бетонов при осевом сжатии следующего вида:

$$\overline{\varepsilon}_b = 200 \cdot 10^{-5} \cdot \sqrt[15]{\frac{R_{b,ser}}{R_0} + \left(\frac{R_{b,ser}}{R_0}\right)^2} \quad (1.1)$$

где  $R_0 = 20$  МПа – эталонная призмная прочность.

*Начальный коэффициент поперечных деформаций* в исследованиях [29, 52, 54, 61, 67] составил, в среднем, 0,21÷0,24.

*Параметрические уровни процесса микротрещинообразования* в исследованиях [29, 52, 54, 61, 67] составляют: нижняя  $\sigma_{sup}/R_b$  граница - 0,55÷0,72; верхняя  $\sigma_{inf}/R_b$  - выше 0,8, т.е., близкой к значениям призмной прочности  $R_b$ . В возрасте 28 сут верхняя граница микротрещинообразования сближается со значением призмной прочности  $R_b$ . Особенности деформирования (малая доля пластических деформаций на восходящей ветви) обуславливают основной недостаток данного вида бетона – хрупкий характер разрушения при сжатии.

Усадка высокопрочных модифицированных бетонов отмечается довольно коротким периодом стабилизации и практически полным затуханием после 50÷70 сут [25, 29, 52, 54, 61, 67].

В процессе исследований [25] отмечается, что при введении в бетонную смесь органо-минерального модификатора МБ 10-01 в количестве 15% деформации образцов на ранних этапах твердения (1...3 сут) имели противоположный знак (бетон расширялся), что несколько снизило суммарную величину деформаций усадки, составляющую, в среднем,  $22,5 \times 10^{-5}$ .

По данным работы [61] деформаций усадки для образцов с разными размерами находились в диапазоне от  $0,34 \times 10^{-5}$  до  $0,54 \times 10^{-5}$ , при этом отмечалась тенденция к уменьшению предельной величины деформаций усадки с увеличением размеров и уменьшением модуля открытой поверхности бетонных образцов-призм.

По данным работы [67] введение модификатора в количестве 10% от массы цемента практически не увеличило деформации усадки по сравнению с образцами без модификатора. Значения относительных деформаций усадки составили соответственно  $54 \times 10^{-5}$  и  $52 \times 10^{-5}$ . С увеличением содержания модификатора скорость нарастания и величины относительных деформаций усадки увеличиваются.

#### **1.4. Критерии прочности для бетона при сложных напряженных состояниях**

Построение модели деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния невозможно без применения достоверных критериев прочности. Как следует из результатов многочисленных экспериментальных исследований [3, 10, 11, 15, 46, 47, 68, 101, 114, 123, 124, 125, 129, 133, 139, 141, 148, 153] наличие бокового обжатия в условиях двух- и трехосного сжатия повышает сопротивление бетона действию сжимающих напряжений. Наибольший прирост прочности при неравномерном двухосном сжатии  $\sigma_2 \approx (0.3 \div 0.4) \sigma_3$



составляет  $30 \div 40\%$  [46, 47], а в случаях трехосного неравномерного сжатия [8, 38, 49, 80, 83, 100, 109, 114, 119, 120, 128, 129, 132, 138, 140, 141, 142, 144, 148] при  $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$  прочность образцов может превосходить призмennую в несколько раз и повышается с ростом уровня бокового обжатия. Для областей сжатия с растяжением [10, 11, 15, 47, 68, 123, 124, 133, 141, 148, 153] характерно значительное снижение прочности, увеличивающееся с ростом уровня растягивающих напряжений. Достоверная оценка прочности бетона в условиях неоднoосных напряженных состояний позволит повысить надежность проектных решений, а в ряде случаев снизить расход материалов и, как следствие, стоимость строительства.

Классические условия прочности в общем случае не применимы для такого материала, как бетон. В настоящее время наибольшее распространение получили феноменологические критерии прочности, часть из которых рассмотрена в работах [2, 16, 17, 43, 46, 53, 71, 99, 149]. Геометрически условие прочности трактуется, как поверхность (геометрическое место точек), образованная предельными значениями векторов напряжений в трехмерном пространстве напряжений. Для ее построения наиболее удобно применение цилиндрической системы координат, где равнонаклонная к осям напряжений ось вращения соответствует среднему напряжению  $\sigma_0$ , радиус-вектор – величине интенсивности касательных напряжений  $t_i$ , а угол вращения – углу вида напряженного состояния  $\varphi_\sigma$ . Данная методика построения критериев прочности была детально рассмотрена в исследовании Филоненко-Бородича М.М [96].

При построении критериев прочности используются следующие инвариантные характеристики напряженного состояния [37, 81, 95]:

- первый инвариант шарового тензора  $I_1(T_\sigma)$ , второй  $I_2(D_\sigma)$  и третий  $I_3(D_\sigma)$  инварианты девиатора напряжений:

$$\begin{aligned} I_1(T_\sigma) &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3; \\ I_2(D_\sigma) &= \frac{1}{6} \cdot \left[ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right]; \\ I_3(D_\sigma) &= (\sigma_1 - \sigma_0) \cdot (\sigma_2 - \sigma_0) \cdot (\sigma_3 - \sigma_0). \end{aligned} \quad (1.2)$$

- угол вида напряженного состояния:

$$\varphi_{\sigma} = \frac{1}{3} \cdot \arccos \left( -\frac{3 \cdot \sqrt{3} \cdot I_3(D_{\sigma})}{2 \cdot I_2(D_{\sigma})^{2/3}} \right) \quad (1.3)$$

- среднее напряжение  $\sigma_0$  и интенсивность касательных напряжений  $\tau_i$ :

$$\sigma_0 = \frac{I_1(T_{\sigma})}{3} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$\tau_i = \sqrt{I_2(D_{\sigma})} = \frac{1}{\sqrt{6}} \cdot \sqrt{[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]} \quad (1.4)$$

Предложенные в работах [16, 17, 43, 71, 99, 149] формы предельных поверхностей являются составными поверхностями второго порядка, состоящими из шести лепестков с вершиной в точке трехосного равномерного растяжения. Очертания поверхности задается функцией образующей поверхности в виде кривой второго порядка и функцией криволинейной интерполяции, которая обеспечивает трансформацию образующей и направления радиус-вектора в зависимости от вида напряженного состояния. Общий вид поверхности прочности бетона представлен на рис. 1.1. Выражения для характерных функций подбираются по показателю наилучшего соответствия экспериментальным данным. Такой феноменологический подход позволяет описать физическое поведение всего объема материала в исследуемом элементе конструкции.

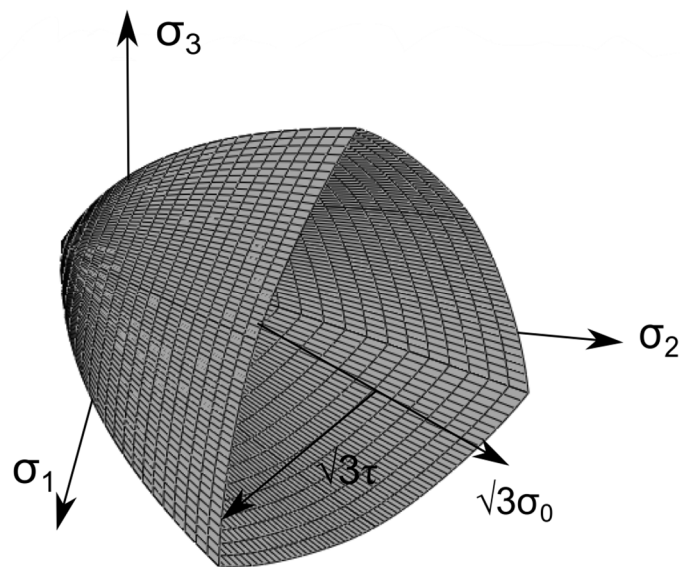


Рис. 1.1 Общий вид поверхности прочности для бетона.

### 1.4.1. Критерий прочности Г.А. Гениева

Уравнение предельной поверхности для бетона в работе [16] представлено в виде:

$$3 \cdot I_2(D_\sigma) = [R_c \cdot R_t + (R_c - R_t) \cdot I_1(T_\sigma)] \times \\ \times \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{3 \cdot T_c^2}{R_c \cdot R_t} \right) \cdot \left[ 1 + \frac{I_3(D_\sigma)}{2} \cdot \left( \frac{I_2(D_\sigma)}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} \right] \right\} \quad (1.5)$$

Параметр прочности при чистом сдвиге  $T_c$  принят в следующих пределах:

$$0,168 \approx \sqrt{\frac{11}{39}} \cdot \sqrt{R_c \cdot R_t} \leq T_c \leq \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \sqrt{R_c \cdot R_t} \approx 0,183 \quad (1.6)$$

В уравнениях (1.5) и (1.6)  $R_c$  и  $R_t$  – соответственно значения прочности бетона при осевом сжатии и осевом растяжении. Изменения формы предельной поверхности определяются параметром  $T_c$ . При использовании верхнего предела в соотношениях (1.6) поверхность трансформируется в параболоид вращения, а при нижнем пределе ограничивается условием выпуклости поверхности в соответствии с постулатом Д. Драккера - Р. Хилла. При построении предельных поверхностей Г.А. Гениевым [16] использован нижний предел параметра  $T_c$ .

Выразив инвариантные величины (1.5) в критерии прочности Г.А. Гениева [16] через интенсивность касательных напряжений  $\tau_i$ , среднее напряжение  $\sigma_0$  и угол вида напряженного состояния  $\varphi_\sigma$ , получаются преобразованные уравнения предельной поверхности (1.5) с использованием выражений (1.2) ÷ (1.4):

$$\tau_i = \sqrt{\frac{[R_c \cdot R_t + 3 \cdot \sigma_0 \cdot (R_c - R_t)] \cdot \left\{ 1 - \left( 1 - \frac{3 \cdot T_c^2}{R_c \cdot R_t} \right) \cdot [1 - \cos(3 \cdot \varphi_\sigma)] \right\}}{3}}; \quad (1.7)$$

$$I_2(D_\sigma) = \tau_i^2; \quad \frac{I_3(D_\sigma)}{2} \cdot \left( \frac{I_2(D_\sigma)}{3} \right)^{-\frac{3}{2}} = -\cos(3 \cdot \varphi_\sigma)$$

Выделив из выражения (1.7) меридиональную и девиаторную кривые, уравнение предельной поверхности может быть представлено в следующем в виде:

$$\tau_i = \sqrt{\frac{[R_c \cdot R_t + 3 \cdot \sigma_0 \cdot (R_c - R_t)]}{3}} \cdot k(\varphi) \quad (1.8)$$

Девiatorная кривая предельной поверхности в критерии Г.А. Гениева принята в виде:

$$k(\varphi) = \sqrt{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot T_c^2}{R_c \cdot R_t}\right) \cdot [1 - \cos(3 \cdot \varphi)]} \quad (1.9)$$

Функция меридиональной кривой представлена уравнением параболы, что, в отличие от критериев прочности Е.С. Лейтеса [71] и А.В. Яшина [99], приводит к значительному завышению расчетной прочности в областях  $\sigma_3 = \sigma_2$ ,  $\sigma_1 \leq 0$  и  $\sigma_3 = -\sigma_2$ ,  $\sigma_1 = 0$ . Девiatorные сечения, по аналогии с критериями [71] и [99], также являются афиноподобными.

#### 1.4.2. Критерий прочности Е.С. Лейтеса

Условие прочности для бетона в работе [71] предложено в виде:

$$\tau_i = \tau_0(\sigma_0) \cdot k(\varphi_\sigma) \quad (1.10)$$

Функция меридиональной образующей кривой  $\tau_0(\sigma_0)$  представлена выражением:

$$\tau_0(\sigma_0) = k_1 + k_2 \cdot \ln(k_3 + \sigma_0 \cdot \sqrt{3} / R_c) \quad (1.11)$$

Функция девiatorной кривой (коэффициент криволинейной интерполяции)  $k(\varphi_\sigma)$  определяется по выражению:

$$k(\varphi_\sigma) = 1 - (a - b \cdot \sin(3 / 2 \cdot \varphi_\sigma)) \cdot \sin(3 / 2 \cdot \varphi_\sigma) \quad (1.12)$$

где:  $k_1, k_2, k_3, a, b$  – расчетные параметры, не зависящие от вида напряженного состояния и принятые как функции двух прочностных характеристик бетона: пределов прочности при одноосном сжатии  $R_c$  и осевом растяжении  $R_t$ .

Значения сжимающих напряжений приняты положительными, растягивающих – отрицательными. Основные расчетные параметры определяются по формулам:

$$\begin{aligned}
 a &= 0,55 - R_t / R_c; \quad b = 0,15; \\
 k_1 &= \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot m \cdot R_t; \quad k_2 = \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \frac{R_c - m \cdot R_t}{\ln(k_3 + 1/\sqrt{3})}; \\
 k_3 &= 1 + \frac{1,21}{\sqrt{3}} \cdot \frac{R_t}{R_c}
 \end{aligned} \tag{1.13}$$

Выражение для определения параметра  $m$  предложено Е.С. Лейтесом, исходя из условия, что предельная поверхность должна проходить в пространстве главных напряжений  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  через точки, соответствующие пределам прочности при осевом сжатии и осевом растяжении:

$$m = \frac{1/k(\pi/3) - \ln(k_3 - k_t/\sqrt{3})/\ln(k_3 + 1/\sqrt{3})/k_t}{1 - \ln(k_3 - k_t/\sqrt{3})/\ln(k_3 + 1/\sqrt{3})} \tag{1.14}$$

Как следует из формулы (1.14), значение параметра  $m$  зависит от параметра хрупкости, определяемого отношением значений прочности на растяжение к прочности на сжатие  $k_t = R_t / R_c$ . В случае  $k_t = 0,1$  величина  $m$  равна 1,21, а при  $k_t = 0,05$  значение  $m = 1,3$ .

Критерий Е.С. Лейтеса достаточно хорошо соответствует опытным данным в областях плоского напряженного состояния и требует минимального количества исходных данных. При этом вводятся жесткие ограничения на значения прочности при двухосном сжатии и двухосном растяжении, которые, согласно экспериментальным данным, являются не постоянными и зависят от класса бетона условия. Это обстоятельство вводит определенные ограничения на использование условия [71]. Кроме того, девиаторные сечения являются афиноподобными, что так же не в полной мере соответствует экспериментальным данным. Геометрически условие прочности Е.С. Лейтеса представляется в виде составной поверхности, состоящей из трех сочлененных лепестков.

### 1.4.3. Критерий прочности А.В. Яшина

Уравнение предельной поверхности в работе [99] представлено в виде:

$$A + (1 - A) \cdot \frac{F(\sigma_0)}{F_c(\sigma_0)} = \sqrt{\frac{3}{2}} \cdot \frac{S_1}{R_c \cdot k(\varphi_\sigma)} \quad (1.15)$$

Параметр  $A$  определяется из рассмотрения критерия (1.15) для случаев осевого сжатия и растяжения:

$$A = \left[ \frac{R_t}{R_c \cdot k_t(\varphi_\sigma)} - \frac{F_t(\sigma_0)}{F_c(\sigma_0)} \right] / \left[ 1 - \frac{F_t(\sigma_0)}{F_c(\sigma_0)} \right] \quad (1.16)$$

Обобщенная функция среднего напряжения:

$$F(\sigma_0) = \lg \left[ B + \frac{R_t}{R_c} + \alpha \cdot \frac{\sigma_0}{R_c} + \beta \cdot \frac{\sigma_0^2}{R_c^2} \right] \quad (1.17)$$

Соответствующие выражения для обобщенной функции среднего напряжения для случаев осевого сжатия и растяжения представлены в виде:

$$\begin{aligned} F_c(\sigma_0) &= \lg \left[ B + \frac{R_t}{R_c} + \frac{\alpha}{3} + \frac{\beta}{9} \right]; \\ F_t(\sigma_0) &= \lg \left[ B + \frac{R_t}{R_c} \cdot \left( 1 - \frac{\alpha}{3} \right) + \frac{\beta}{9} \cdot \frac{R_t^2}{R_c^2} \right]. \end{aligned} \quad (1.18)$$

В критерии прочности А.В. Яшина функция девиаторной кривой и значения ее параметров приняты в форме выражений (1.12) и (1.13) из критерия Е.С. Лейтеса [71].

Представленные выше параметры определяются следующим образом:

$$\begin{aligned} B &= 1,1; \quad \alpha = 1,41; \quad \beta = 0,081; \\ k_t(\varphi) &= 1 - a + b = 0,7. \end{aligned} \quad (1.19)$$

где параметры  $a$  и  $b$  вычисляются по формулам (1.13).

В работе А.В. Яшина [99] введен новый параметр - девиаторная характеристика  $S_I$ , определяемая по выражению:

$$S_I = \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_0)^2 + (\sigma_2 - \sigma_0)^2 + (\sigma_3 - \sigma_0)^2} = \sqrt{2} \cdot \sqrt{I_2(D_\sigma)} = \sqrt{2} \cdot \tau_i \quad (1.20)$$

Преобразованное уравнение предельной поверхности (1.15) к относительной интенсивности касательных напряжений с использованием выражения (1.20) записывается в виде:

$$\tau_i = \left( A + (1 - A) \cdot \frac{F_t(\sigma_0)}{F_c(\sigma_0)} \right) \cdot \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot R_c \cdot k(\varphi_\sigma) \quad (1.21)$$

Данный критерий А.В. Яшина [99] обладает теми же недостатками, что и критерий прочности Лейтеса Е.С [71].

#### 1.4.4. Критерий прочности Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой

Уравнение предельной поверхности записано в виде [17]:

$$\tau_i = \frac{R_c}{\psi_0} \sqrt{\frac{\psi_{11} \cdot \psi_{22}}{3} \cdot (\psi_{22} + 2 \cdot \psi_{11}) + (\psi_{22}^2 + \psi_{11}^2) \cdot \frac{\sigma_0}{R_c} \cdot k(\varphi_\sigma)} \quad (1.22)$$

Расчетные параметры определяются выражениями:

$$\begin{aligned} a &= \left( 1 + \sqrt{2} \right) \cdot \left[ \frac{1 + \psi_0 \cdot (2 \cdot \psi_{22} + \psi_{11})^{-\frac{1}{2}}}{-2\sqrt{3} \cdot \psi_0 \cdot \psi_{12} \cdot [\psi_{11} \cdot \psi_{22} \cdot (\psi_{22} + 2 \cdot \psi_{11})]^{-\frac{1}{2}}} \right]; \\ b &= a - 1 + \psi_0 \cdot (2 \cdot \psi_{22} + \psi_{11})^{-\frac{1}{2}}; \\ \psi_{11} &= \frac{R_t}{R_c}; \quad \psi_{22} = \frac{R_{2c}}{R_c}; \quad \psi_{12} = \frac{T_c}{R_c}; \\ \psi_0 &= \left( \psi_{22}^2 \cdot (\psi_{11} + 1) + \psi_{11}^2 \cdot (2 \cdot \psi_{22} - 1) \right)^{\frac{1}{2}}. \end{aligned} \quad (1.23)$$

В критерии прочности Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой [17] функция девиаторной кривой принята в форме (1.12) по Е.С. Лейтесу [71], а значения расчетных параметров – согласно выражениям (1.23). При приближении расчетных значений прочности к опытным в критерии [17] сохранились недостатки критериев [16, 71, 99], рассмотренных выше.

#### 1.4.5. Критерий прочности С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко

Уравнение предельной поверхности в [43] представлено в виде:

$$\tau_0 = \tau_1(\sigma_0) \cdot k(\varphi_\sigma), \quad (1.24)$$

где  $\tau_0$  – радиус-вектор предельной поверхности, связанный с октаэдрическим напряжением и с интенсивностью касательных напряжений выражениями:



$$\tau_0 = \sqrt{3} \cdot \tau_{окт} = \sqrt{2} \cdot \tau_i. \quad (1.25)$$

Зависимость между  $\sigma_0$  и  $\tau_i(\sigma_0)$  при  $\varphi_\sigma=0^\circ$  и  $\varphi_\sigma=60^\circ$  в работе [43] предложено определять по следующим выражениям:

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= A_1 \cdot \tau_1^2 + B_1 \cdot \tau_1 + C_1; \\ \sigma_0 &= A_2 \cdot \tau_2^2 + B_2 \cdot \tau_2 + C_2. \end{aligned} \quad (1.26)$$

При определении коэффициентов в выражениях (1.26) принято следующее правило знаков: сжимающие напряжения - отрицательные, растягивающие - положительные. Графики функций  $\tau_1(\sigma_0)$  и  $\tau_2(\sigma_0)$ , описывающих меридиональные сечения, имеют ряд характерных точек. Для кривой  $\tau_1(\sigma_0)$  при  $\varphi_\sigma=0^\circ$  характерным точкам соответствуют пределы прочности при одноосном сжатии  $R_c$ , при двухосном растяжении  $R_{2t}$  и при трехосном растяжении  $R_{3t}$ . Для  $\tau_2(\sigma_0)$  при  $\varphi_\sigma=60^\circ$  соответствуют пределы прочности при двухосном сжатии  $R_{2c}$ , при одноосном растяжении  $R_t$  и при трехосном растяжении  $R_{3t}$ . Обе кривые пересекаются в одной общей точке, соответствующей трехосному равномерному растяжению. Отсюда следует, что коэффициенты  $C_1$  и  $C_2$  в выражении (1.26) равны между собой и их величины соответствует  $R_{3t}$ .

Используя опытные данные для характерных точек, представленных выше, были получены значения коэффициентов  $A_1, A_2, B_1, B_2$  для выражения (1.26):

$$\begin{aligned} A_1 &= -\frac{3}{2} \cdot \frac{R_c \cdot R_{2t} + R_{3t} \cdot (R_{2t} - R_c)}{R_c \cdot R_{2t} \cdot (R_c - R_{2t})}; \\ B_1 &= \frac{1}{\sqrt{6}} \cdot \frac{R_c \cdot R_{2t} \cdot (2 \cdot R_c + R_{2t}) + 3 \cdot R_{3t} \cdot (R_{2t}^2 - R_c^2)}{R_c \cdot R_{2t} \cdot (R_c - R_{2t})}; \\ A_2 &= \frac{3}{2} \cdot \frac{R_t \cdot R_{2c} + R_{3t} \cdot (R_t - R_{2c})}{R_t \cdot R_{2c} \cdot (R_t - R_{2c})}; \\ B_2 &= -\frac{1}{\sqrt{6}} \cdot \frac{R_t \cdot R_{2c} \cdot (2 \cdot R_t + R_{2c}) + 3 \cdot R_{3t} \cdot (R_t^2 - R_{2c}^2)}{R_t \cdot R_{2c} \cdot (R_t - R_{2c})}; \\ C_1 &= C_2 = R_{3t}. \end{aligned} \quad (1.27)$$

Для построения полной поверхности прочности используется интерполяционная функция  $k(\varphi_\sigma)$  согласно предложениям К.И. Willam, Е.Р. Warnke [149]. В данной работе функция  $k(\varphi_\sigma)$  представлена для

положительных значений сжимающих напряжений. Преобразовав функцию для отрицательных значений сжимающих напряжений путем замены " $\varphi_\sigma$ " на " $\pi/3 - \varphi_\sigma$ ", получим:

$$k(\varphi_\sigma) = \frac{2 \cdot a \cdot \cos(\pi/3 - \varphi_\sigma) + b \cdot \sqrt{a \cdot (4 \cdot \cos^2(\pi/3 - \varphi_\sigma) - 1) + b^2}}{4 \cdot a \cdot \cos^2(\pi/3 - \varphi_\sigma) + b^2}, \quad (1.28)$$

где  $a = 1 - c^2$ ;  $b = 2 \cdot c - 1$ ;  $c = \tau_2 / \tau_1$ .

Введение функции меридиональной кривой при  $\varphi_\sigma = 60^\circ$ , а также установление связи  $k(\varphi_\sigma)$  с уровнем среднего напряжения  $\sigma_0$  позволило обеспечить корректировку девиаторного сечения поверхности.

#### 1.4.6. Критерий прочности К.Ж. Willam - Е.Р. Warnke

Условие прочности в работе К.Ж. Willam и Е.Р. Warnke [149] представлено в виде:

$$\tau_a = f_{cu} \cdot r(\sigma_0; \theta) = \sqrt{\frac{2}{5}} \cdot \tau_i, \quad (1.29)$$

где  $\tau_i$  - интенсивность касательных напряжений.

Функция предельной поверхности  $r(\sigma_0; \theta)$  определяется по выражению:

$$r(\sigma_0; \theta) = \frac{2 \cdot r_2 \cdot (r_2^2 - r_1^2) \cdot \cos(\theta) + r_2 \cdot (2 \cdot r_1 - r_2) \cdot \sqrt{4 \cdot (r_2^2 - r_1^2) \cdot \cos^2(\theta) + 5 \cdot r_1^2 - 4 \cdot r_1 \cdot r_2}}{4 \cdot (r_2^2 - r_1^2) \cdot \cos^2(\theta) + (r_2 - 2 \cdot r_1)^2} \quad (1.30)$$

При определении параметров критерия прочности Willam - Warnke сжимающие напряжения приняты отрицательными, а растягивающие - положительными. В соответствии с выводом функции (1.30) для положительных сжимающих напряжений угол " $\theta$ " принимается равным " $\pi/3 - \varphi_\sigma$ ".

Функции меридиональных кривых  $r_1$  и  $r_2$  при  $\varphi_\sigma$ , равном  $60^\circ$  и  $0^\circ$ , определяются по следующим выражениям:

$$\begin{aligned} r_1(\sigma_0) &= a_0 + a_1 \cdot \frac{\sigma_0}{f_{cu}} + a_2 \cdot \left( \frac{\sigma_0}{f_{cu}} \right)^2; \\ r_2(\sigma_0) &= b_0 + b_1 \cdot \frac{\sigma_0}{f_{cu}} + b_2 \cdot \left( \frac{\sigma_0}{f_{cu}} \right)^2. \end{aligned} \quad (1.31)$$

Для кривой  $r_1(\sigma_0)$  при  $\varphi_\sigma=60^\circ$  характерными точками являются: пределы прочности при одноосном растяжении  $f_t$ , при двухосном сжатии  $f_{cb}$  и при трехосном сжатии при  $\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3$ . Для кривой  $r_2(\sigma_0)$  при  $\varphi_\sigma=0^\circ$  характерными точками есть пересечение кривой  $r_1(\sigma_0)$  с осью  $\sigma_0$ , что соответствует трехосному равномерному растяжению  $f_{tt}$ , пределам прочности при одноосном сжатии  $f_{cu}$  и трехосном сжатии при  $\sigma_1=\sigma_2>\sigma_3$ . В данной критерии точками при трехосном сжатии при угле  $\varphi_\sigma$ , равном  $0^\circ$  и  $60^\circ$ , корректируется форма меридиональных кривых. Их значения рекомендуется принимать по экспериментальным данным для используемых классов бетонов по прочности. Связь между двумя экспериментами на трехосное сжатие (при  $\varphi_\sigma$  равном  $60^\circ$  и  $0^\circ$ ) устанавливается при равных минимальных напряжениях по модулю.

Определение параметров  $f_1$  и  $f_2$  из экспериментов на трехосное сжатие:

$$\begin{array}{ll} \text{при } \varphi_\sigma = 60^\circ & \text{при } \varphi_\sigma = 0^\circ \\ \sigma_1 = -\sigma_h^a; \quad \sigma_2 = \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_1; & \sigma_1 = \sigma_2 = -\sigma_h^a; \quad \sigma_3 = -\sigma_h^a - f_2; \end{array} \quad (1.32)$$

Параметры  $\sigma_h^a$ ,  $f_1$  и  $f_2$  в относительных величинах:

$$\sigma_h^a = \frac{|\sigma_1|}{f_{cu}}; \quad f_1 = \frac{|\sigma_3^{\varphi=60} - \sigma_1^{\varphi=60}|}{f_{cu}}; \quad f_2 = \frac{|\sigma_3^{\varphi=0} - \sigma_1^{\varphi=0}|}{f_{cu}}; \quad (1.33)$$

Для характерных точек, представленных выше, получены выражения для коэффициентов  $a_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $b_0$ ,  $b_1$ ,  $b_2$  для функций меридиональных кривых  $r_1$  и  $r_2$  при  $\varphi_\sigma$ , равном  $60^\circ$  и  $0^\circ$  (1.31):

$$\begin{aligned} a_0 &= \frac{1}{\sqrt{30}} \cdot \frac{\xi_t \cdot \xi_{cb} \cdot (2 \cdot \rho_1 \cdot \xi_t - 9 \cdot \xi_1^2 + 3 \cdot \xi_1 \cdot \xi_t - 2 \cdot \rho_1 \cdot \xi_{cb} + 6 \cdot \xi_1 \cdot \xi_{cb})}{(\xi_1 - \xi_t) \cdot (\xi_1 - \xi_{cb}) \cdot (\xi_t - \xi_{cb})}, \\ a_1 &= -\frac{1}{\sqrt{30}} \cdot \frac{(3 \cdot \xi_t^2 \cdot \xi_{cb} - 3 \cdot \xi_1^2 \cdot \xi_{cb} - 6 \cdot \xi_1^2 \cdot \xi_t + 2 \cdot \rho_1 \cdot \xi_t^2 + 6 \cdot \xi_t \cdot \xi_{cb}^2 - 2 \cdot \rho_1 \cdot \xi_{cb}^2)}{(\xi_1 - \xi_t) \cdot (\xi_1 - \xi_{cb}) \cdot (\xi_t - \xi_{cb})}, \\ a_2 &= -\frac{1}{\sqrt{30}} \cdot \frac{(6 \cdot \xi_1 \cdot \xi_t - 2 \cdot \rho_1 \cdot \xi_t + 2 \cdot \rho_1 \cdot \xi_{cb} + 3 \cdot \xi_1 \cdot \xi_{cb} - 9 \cdot \xi_t \cdot \xi_{cb})}{(\xi_1 - \xi_t) \cdot (\xi_1 - \xi_{cb}) \cdot (\xi_t - \xi_{cb})}, \end{aligned} \quad (1.34)$$

$$b_0 = \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{15}} \cdot \frac{\xi_0 \cdot (9 \cdot \xi_0 \cdot \xi_2 - 9 \cdot \xi_2^2 + \rho_2 + 3 \cdot \rho_2 \cdot \xi_0)}{(\xi_0 - \xi_2) \cdot (3 \cdot \xi_0 + 1) \cdot (3 \cdot \xi_2 + 1)};$$

$$b_1 = -\frac{\sqrt{2}}{\sqrt{15}} \cdot \frac{(\rho_2 - 9 \cdot \rho_2 \cdot \xi_0^2 + 9 \cdot \xi_0^2 - 9 \cdot \xi_2^2)}{(\xi_0 - \xi_2) \cdot (3 \cdot \xi_0 + 1) \cdot (3 \cdot \xi_2 + 1)};$$

$$b_2 = -\frac{\sqrt{6}}{\sqrt{5}} \cdot \frac{(\rho_2 - 3 \cdot \xi_0 + 3 \cdot \xi_2 + 3 \cdot \rho_2 \cdot \xi_0)}{(\xi_0 - \xi_2) \cdot (3 \cdot \xi_0 + 1) \cdot (3 \cdot \xi_2 + 1)};$$

где

$$\xi_t = \frac{f_t}{3 \cdot f_{cu}}; \quad \xi_{cb} = -\frac{2 \cdot f_{cb}}{3 \cdot f_{cu}}; \quad \xi_1 = -\frac{\sigma_h^a}{f_{cu}} - \frac{2 \cdot f_1}{3 \cdot f_{cu}}; \quad \rho_1 = \frac{f_1}{f_{cu}};$$

$$\xi_1 = -\frac{\sigma_h^a}{f_{cu}} - \frac{f_2}{3 \cdot f_{cu}}; \quad \rho_2 = \frac{f_2}{f_{cu}}; \quad \xi_0 = \frac{-a_1 - \sqrt{a_1^2 - 4 \cdot a_2 \cdot a_0}}{2 \cdot a_2};$$

Данный критерий имеет те же преимущества, что и критерий С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43]. Однако, в связи с наличием двух корней в выражениях (1.32) при высоких уровнях среднего напряжения полученная поверхность замыкается в области трехосного сжатия, что не отвечает данным экспериментальных исследований.

#### 1.4.7. Критерий прочности Н.И. Карпенко

Условие прочности для бетона в работе [31] предложено в виде:

$$\begin{aligned} & a \cdot \tilde{\sigma}_1^2 + b \cdot \tilde{\sigma}_3^2 - \tilde{\sigma}_1 \cdot [k_c \cdot (f - b) + \delta_p] - \tilde{\sigma}_3 \cdot (k_c \cdot b - f \cdot \delta_p) - \\ & - \tilde{\sigma}_1 \cdot \tilde{\sigma}_3 \cdot (a + b + 1 - f) - k_c \cdot f \cdot \delta_p = 0 \\ & \tilde{\sigma}_1 < \tilde{\sigma}_2 < \tilde{\sigma}_3 \end{aligned} \quad (1.35)$$

Безразмерные относительные величины напряжений, отнесенные к прочности бетона при одноосном сжатии  $R_{bc}$  и изменённых знаках напряжений:

$$\tilde{\sigma}_1 = -\frac{\sigma_1}{R_{bc}}; \quad \tilde{\sigma}_2 = -\frac{\sigma_2}{R_{bc}}; \quad \tilde{\sigma}_3 = -\frac{\sigma_3}{R_{bc}}. \quad (1.36)$$

Функция прочности бетона при двухосном сжатии  $k_c$ :

$$k_c = 1 + \varphi_R = 1 + \varphi_{R(e)} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{(1-c) \cdot (1 - \mu_\sigma - 2 \cdot e)}{2 \cdot e + c \cdot (1 - \mu_\sigma - 2 \cdot e)} \right)^2 \right] \quad (1.37)$$

где  $\varphi_R$  – приращение относительной прочности бетона при двухосном сжатии по отношению к одноосному ( $\varphi_{R(e)}$  – максимально приращение);

$e, c$  – геометрические параметры, где  $e$  определяет положение максимума  $k_c$  в зависимости от отношения  $\sigma_2/\sigma_3$  ( $0 < e < 1$ ).

Параметр Лоде-Надаи:

$$\mu_\sigma = \frac{2 \cdot \sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (1.38)$$

Геометрические параметры:

$$c = \frac{1 - e - d \cdot e}{1 - e + d - d \cdot e}; \quad d = \sqrt{1 - \frac{\varphi_{R(-1)}}{\varphi_{R(e)}}} \quad (1.39)$$

где  $\varphi_{R(-1)}$  – значения  $\varphi_R$  в точке двухосного равномерного сжатия.

Функция прочности бетона при двухосном растяжении  $\delta_p$ :

$$\delta_p = \delta_{p2} + (\delta_{p1} - \delta_{p2}) \cdot \left( 1 - \frac{(\mu_\sigma^* - \mu_p) \cdot (\mu_\sigma^* + p)}{(1 - \mu_p) \cdot (1 + p)} \right) \quad (1.40)$$

Преобразованный параметр Лоде-Надаи на константу  $\Delta$ :

$$\mu_\sigma^* = \frac{2 \cdot \sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3 + \Delta}{\sigma_1 - \sigma_3 + \Delta} \quad (1.41)$$

Преобразованный параметр Лоде-Надаи на константу  $\Delta$  и  $\sigma_2$  заменен на  $\sigma_3$ :

$$\mu_p = \frac{2 \cdot \sigma_3 - \sigma_1 - \sigma_3 + \Delta}{\sigma_1 - \sigma_3 + \Delta} \quad (1.42)$$

Значение константы  $\Delta$  определяется по выражению:

$$\Delta \approx 0,25 \cdot R_{bt} \quad (1.43)$$

Параметры  $\delta_{p1}$  и  $\delta_{p2}$ :

$$\delta_{p1} = \frac{R_{bt}}{R_{bc}}; \quad \delta_{p2} = \frac{R_{bt2}}{R_{bc}} \quad (1.44)$$

где  $R_{bc}$  – прочность бетона при одноосном сжатии;  $R_{bt}$  – прочность бетона при одноосном растяжении;  $R_{bt2}$  – прочность бетона при двухосном равномерном растяжении.

Параметры  $n$ ,  $a$  и  $b$ :

$$n = a / b; \quad b = \frac{\delta_p}{k_c - n \cdot \delta_p} \quad (1.45)$$

Значения параметров и коэффициентов для тяжелых бетонов, используемых при построении:

$$\begin{aligned} \varphi_{R(e)} &\approx 3 \cdot \delta_{P(1)} \cdot (1 - \delta_{P(1)}); \quad e \approx 0,3 + \frac{R_{bc}}{R_{b(0)}}; \quad \frac{\varphi_{R(-1)}}{\varphi_{R(e)}} \approx 0,5; \quad R_{b(0)} \approx 200 \text{ МПа}; \\ f &= 1; \quad n = 1; \quad p = 2; \quad R_{bc} = 30 \text{ МПа}; \quad R_{bt} = 2,4 \text{ МПа}; \quad R_{bt2} = 1,944 \text{ МПа}. \end{aligned} \quad (1.46)$$

Представленный критерий прочности имеет более десяти корректирующих кривизну предельной поверхности параметров, что позволяет добиться необходимой ее формы для любого класса бетона.

При использовании критерия прочности необходимо для разных классов бетонов определять параметр (1.38) и преобразованные параметры (1.41, 1.42) Лоде-Надаи от действительных значений напряжений, а проверка условия прочности по формуле (1.35) выполняется уже от приведенных безразмерных величин напряжений (1.36).

В критерии прочности отсутствует прямая корректировка значения прочности при двухосном сжатии. Данная корректировка выполняется изменением относительной прочности бетона на одноосное растяжение по отношению к одноосному сжатию, через параметр  $\delta_{p1}$  (1.44). В таблице 1.1 представлено изменение относительной прочности бетона при двухосном сжатии по отношению к одноосному сжатию в зависимости от параметра хрупкости, т.е., от отношения прочности бетона на одноосное растяжение к прочности на одноосное сжатие.

Изменение относительной прочности бетона при равномерном двухосном сжатии в зависимости от параметра хрупкости

№	Параметр хрупкости	Относительная прочность бетона при двухосном равномерном сжатии
	$R_{bt} / R_{bc}$	$R_{bc2} / R_{bc}$
1	0,14	1,181
2	0,12	1,158
3	0,10	1,135
4	0,08	1,110
5	0,06	1,085

Из данных представленных в таблице 1.1 видно, что невозможно добиться соответствия опытным данным Kupfer Н. [71, 123] при относительной прочности бетона на одноосное растяжение 0,09 и двухосном равномерном сжатии 1,14 по отношению к одноосному сжатию. Т.к. при уменьшении относительной прочности бетона при одноосном растяжении уменьшается значение прочности при двухосном сжатии, что не предоставляет возможности добиться полного соответствия опытным данным по характерным точкам.

С помощью параметра  $R_{b(0)}$  можно сгладить переход в точки двухосного сжатия, при изменении значения  $R_{b(0)}$  до 120 МПа для бетона В30 и до 80 МПа для бетона В20 в отличие от заложенного автором [31] значения, равного в 200 МПа.

Параметр  $p$  используемый в функции прочности бетона при двухосном растяжении  $\delta_p$  (1.40) вводит ограничение на относительную прочность бетона при двухосном растяжении по отношению к одноосному растяжению: при  $p=2$  - не меньше 0,73 и при  $p=0$  - не меньше 0,81. При значениях относительной прочности бетона при двухосном растяжении по отношению к одноосному растяжению меньшем, чем указано выше, приводит к перелому в области двухосного растяжения.

#### 1.4.8. Сопоставление критериев прочности с данными экспериментальных исследований

Экспериментальным исследованиям прочности бетонов при не одноосных напряженных состояниях посвящены работы ряда авторов, но все их исследования проводились на бетонах, различающихся по прочности и на образцах разных размеров, а также с различной степенью успешности устранения контактного трения. Это вносило дополнительные погрешности в полученные результаты и требует учета при оценке достоверности того или иного критерия.

Для оценки достоверности критериев прочности выполнена проверка сходимости теоретических и опытных результатов при различных видах напряженных состояний для бетонов с сопоставимыми начальными характеристиками механических свойств. При анализе результатов по критериям прочности использовались следующие значения относительной прочности бетона при одно-, двух- и трехосном растяжении, а также при двухосном сжатии по отношению к одноосному сжатию, соответственно:

$$\frac{R_t}{R_c} = 0,08; \quad \frac{R_{2t}}{R_c} = 0,08; \quad \frac{R_{3t}}{R_c} = 0,08; \quad \frac{R_{2c}}{R_c} = 1,2. \quad (1.47)$$

Указанные отношения приняты согласно результатам экспериментальных исследований [3, 10, 11, 15, 47, 68, 101, 114, 123, 124, 125, 129, 133, 139, 141, 148, 153, 8, 38, 80, 83, 100, 109, 114, 119, 120, 128, 129, 132, 138, 140, 141, 142, 144, 148] по соответствию наибольшему количеству сопоставимых опытных данных.

Для оценки критериев прочности [16, 17, 31, 43, 71, 99, 149] в области двухосного сжатия были построены следы пересечений предельных поверхностей с главными плоскостями (рис.1.2). Результаты сопоставления расчетных величин с экспериментальными данными в областях сжатия с растяжением и двухосного растяжения представлены на рис.1.3 и 1.4.

Для критерия Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой [17] в области, близкой к двухосному равномерному сжатию (рис.1.2), характерно изменение кривизны образующей с выпуклой на вогнутую, что противоречит постулату Д. Драккера - Р. Хилла.



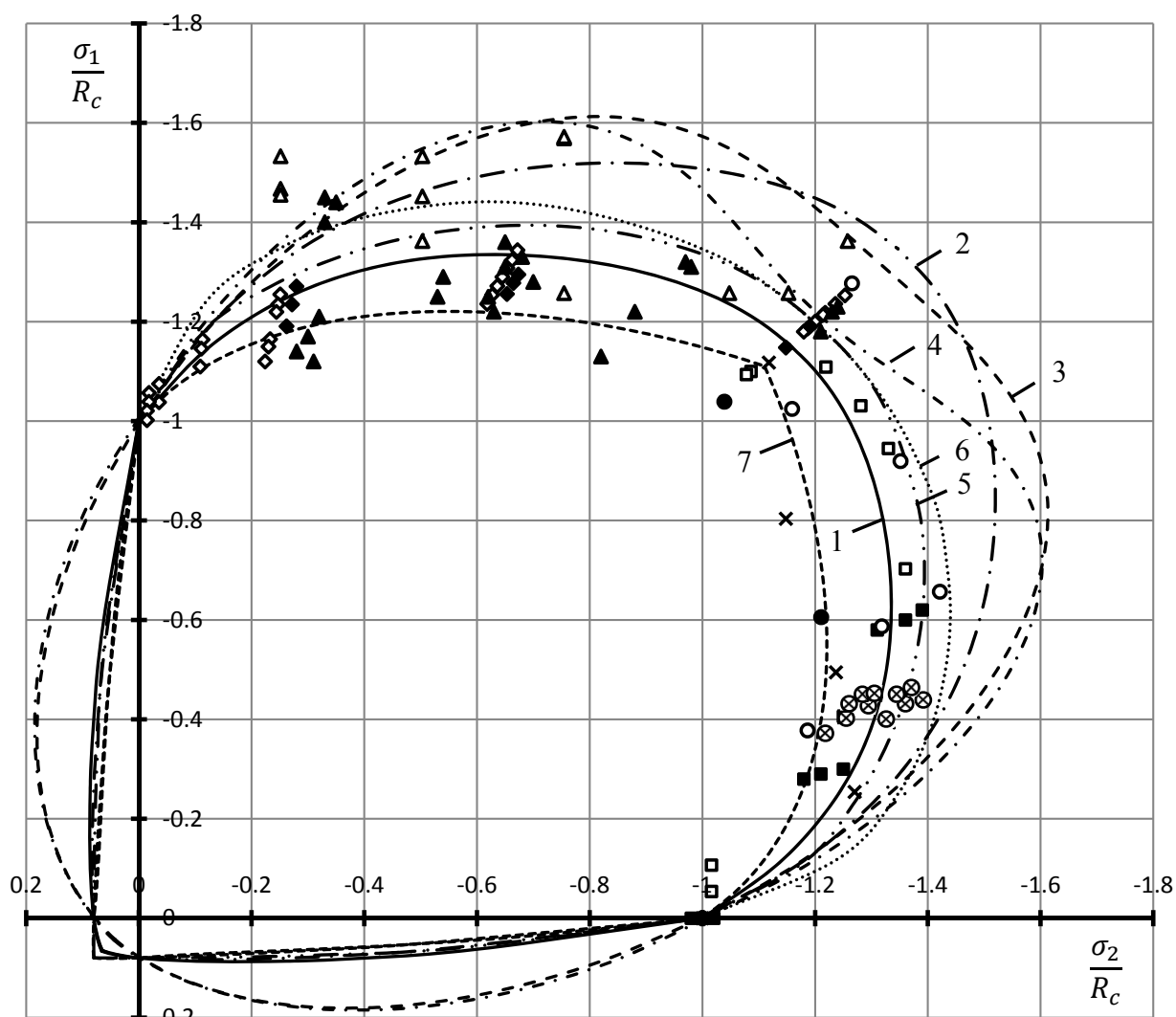


Рис. 1.2. Сопоставление критериев прочности в условиях плоского напряженного состояния с экспериментальными данными авторов:

- |                           |                         |                           |
|---------------------------|-------------------------|---------------------------|
| ◇ - Lin T.C.Y. [125];     | ● - Tasuji M.E. [141];  | ▣ - Zielinski A.J. [153]; |
| ◆ - Kupfer H. [123, 124]; | × - Schröder S. [139];  | ○ - Wang H.L. [148];      |
| △ - Mills L. [129];       | ✱ - Веригин К.П. [11];  | ⊗ - Hansen T.C. [119];    |
| ▲ - Яшин А.В. [101];      | + - Гвоздев А.А. [15];  | ◇ - Tan T.H. [140];       |
| □ - Geel Van E. [114];    | ▣ - Кулик И.И. [68];    | ⊗ - Корсун В.И. [47].     |
| ■ - Бамбура А.Н. [3];     | ▣ - Буслер Л.Э. [10];   |                           |
| ○ - Rosenthal I. [133];   | ▣ - Перваков В.Н. [80]; |                           |

Теоретические кривые по условиям прочности:

- 1 ————— - Е.С. Лейтеса [71] по формулам (1.10-1.14);
- 2 - · - · - · - А.В. Яшина [99] по формулам (1.15-1.21);
- 3 - - - - - Г.А. Гениева [16] по формулам (1.5-1.9);
- 4 - · - · - · - Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой [17] по формулам (1.22-1.23);
- 5 - · - · - · - С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43] по формулам (1.24-1.28);
- 6 ········· - К.Ж. Уиллам - Е.Р. Варнке [149] по формулам (1.29-1.34).
- 7 - - - - - Н.И. Карпенко [31] по формулам (1.35-1.46).

Условия прочности Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой [17] и А.В. Яшина [16] завышают расчетные значения прочности при неравномерном двухосном сжатии при угле  $\varphi_\sigma = 30^\circ$ , в среднем, на 20%. Наиболее близко к опытным значениям прочности бетона проходят следы поверхностей построенных по предложениям Е.С. Лейтеса [71], С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43], Н.И. Карпенко [31] и К.Ж. Уиллама - Е.Р. Варнке [149].

Из рис.1.3 следует, что критерии Г.А. Гениева [16], Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой [17] в области сжатия с растяжением завышают расчетную прочность бетона примерно в два раза в сравнении с данными опытов. В данной области хорошее соответствие опытным данным демонстрируют критерии Е.С. Лейтеса [71], А.В. Яшина [99], С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43], Н.И. Карпенко [31] и К.Ж. Уиллама - Е.Р. Варнке [149]. Эти критерии допускают выполнять их корректировку в данной области путем задания соответствующих значений прочности бетона на одноосное растяжение.

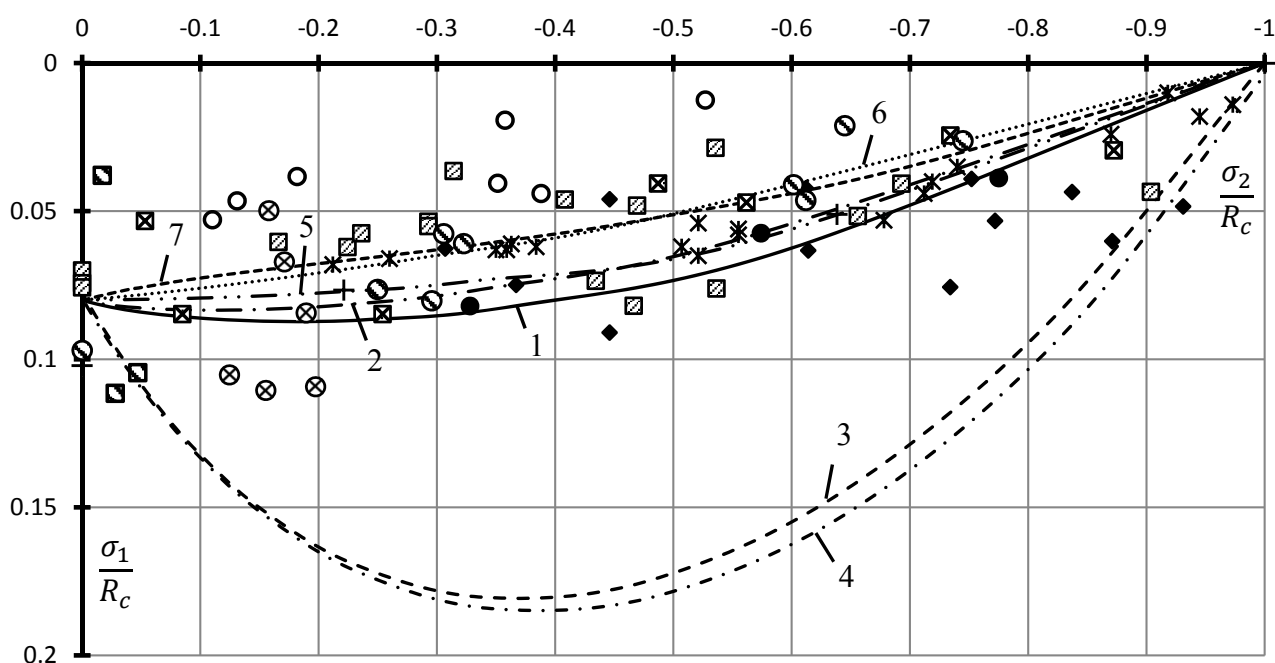


Рис. 1.3. Сопоставление критериев прочности в области плоского напряженного состояния "сжатие-растяжение". Условные обозначения - согласно рис.1.2.

Данные на рис.1.4. иллюстрируют значительные расхождения теоретических кривых с опытными данными. Это объясняется как значительными расхождениями в величинах исходной прочности испытанных бетонов, так и различиями между действительными и принятыми в расчетах значениями параметра хрупкости для бетонов, определяемого как отношение прочности бетона на осевое растяжение к прочности на осевое сжатие.

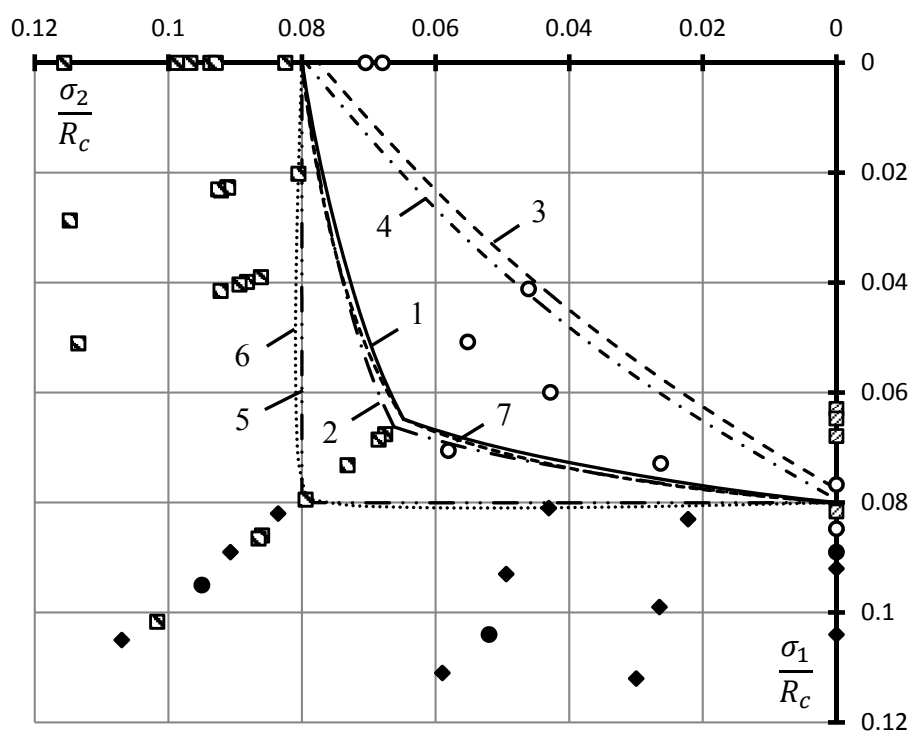


Рис. 1.4. Сопоставление критериев прочности в области двухосного растяжения. Условные обозначения - согласно рис.1.2.

В соответствии с экспериментальными исследованиями параметр хрупкости для бетона изменяется в диапазоне  $0,12 > R_t/R_c > 0,065$ . Представленные на рис.1.4 данные построены по критериям прочности при значении параметра хрупкости в формуле (1.47), равном  $R_t/R_c=0,08$ . Критерии Г.А. Гениева [16], Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой [17], Е.С. Лейтеса [71] и А.В. Яшина [99] не содержат возможностей корректировки поверхности прочности в области двухосного растяжения. Их параметры задаются через характеристики прочности бетона при одноосном сжатии и растяжении. Указанное ограничение влечёт за

собой занижение расчетной прочности при двухосном растяжении на величину до 10% в критериях Е.С. Лейтеса [71] и А.В. Яшина [99], и на 50% в критериях Г.А. Гениева [16] и Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой [17]. Критерии С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43], Н.И. Карпенко [31] и К.Ј. Willam - Е.Р. Warnke [149] предоставляют возможность корректировки поверхности прочности бетона в области двухосного растяжения, что позволяет изменять расчетные параметры указанных критериев прочности под любой класс бетона по прочности. В критерии [43] корректировка осуществляется путем непосредственного изменения прочности на двухосное равномерное растяжение, а в критерии [149] - косвенным путем через корректировку прочности на трехосное сжатие.

На рис.1.5. представлены следы меридиональных кривых на главных плоскостях при углах вида напряженного состояния  $\varphi_\sigma$ , равных  $0^\circ$  и  $60^\circ$ . Сопоставление выполнено с соответствующими опытными данными при трехосном напряженном состоянии.

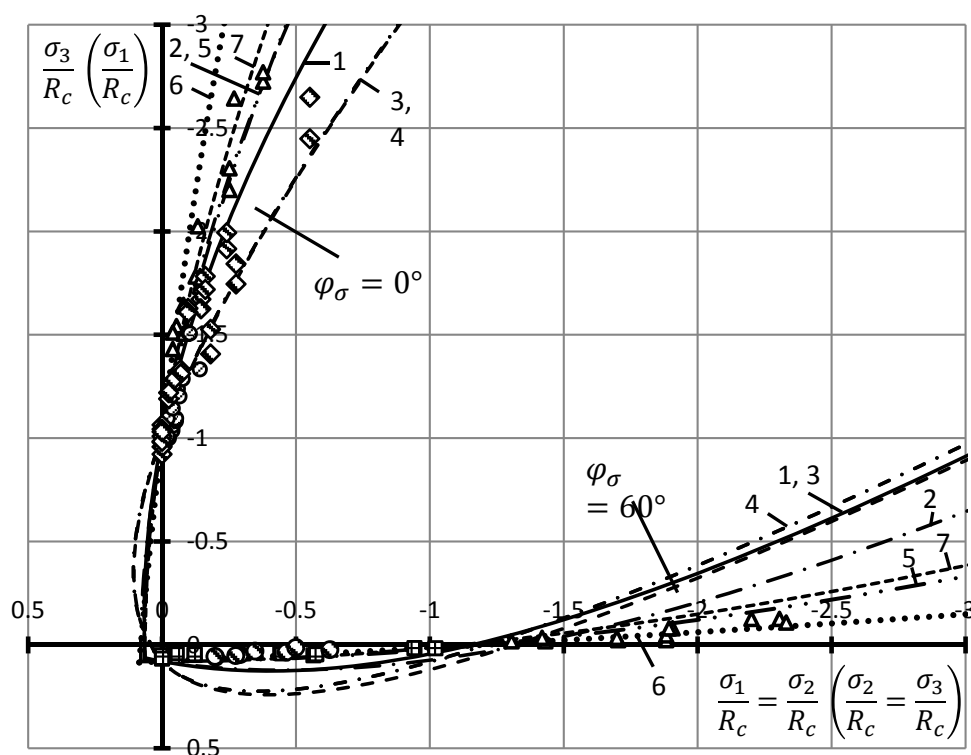


Рис. 1.5. Сопоставление критериев прочности с опытными данными в условиях трехосного напряженного состояния. Условные обозначения - согласно рис.1.2 и обозначение напряжений в скобках указано для угла вида напряженного состояния  $\varphi_\sigma$  равного  $60^\circ$ .

В области  $\sigma_1=\sigma_2>\sigma_3$ ,  $\sigma_1<0$  и  $\varphi_\sigma=0^\circ$  хорошее соответствие опытам демонстрируют критерии Е.С. Лейтеса [71], А.В. Яшина [99], С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43], Н.И. Карпенко [31] и К.Ж. Уиллама - Е.Р. Варнке [149]. Предельная поверхность по критерию К.Ж. Уиллама - Е.Р. Варнке требуют уточнения в данной области через корректировку положения расчетной точки в области трехосного сжатия при угле  $\varphi_\sigma=0^\circ$ . Критерии Г.А. Гениева [16], и Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой [17] при уровне напряжений выше  $|\sigma_3|=1,25\cdot R_c$  значительно, до 30%, занижают расчетные значения прочности в сравнении с опытными данными.

В области  $\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3$ ,  $\sigma_1<0$  и  $\varphi_\sigma=60^\circ$  критерии С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43], Н.И. Карпенко [31] и К.Ж. Уиллама - Е.Р. Варнке [149] наиболее близко описывают опытные данные.

В области  $\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3$ ,  $\sigma_1>0$  и  $\varphi_\sigma=60^\circ$  (рис.1.6) результаты расчета по критериям С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43], Н.И. Карпенко [31] и К.Ж. Уиллама - Е.Р. Варнке [149] наиболее близки к опытным значениям. Критерии Г.А. Гениева [16], Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой [17], Е.С. Лейтеса [71] и А.В. Яшина [99] дают завышение значений растягивающего напряжения от 1,5 до 3,5 раз в сравнении с опытными величинами при разрушении образцов бетона.

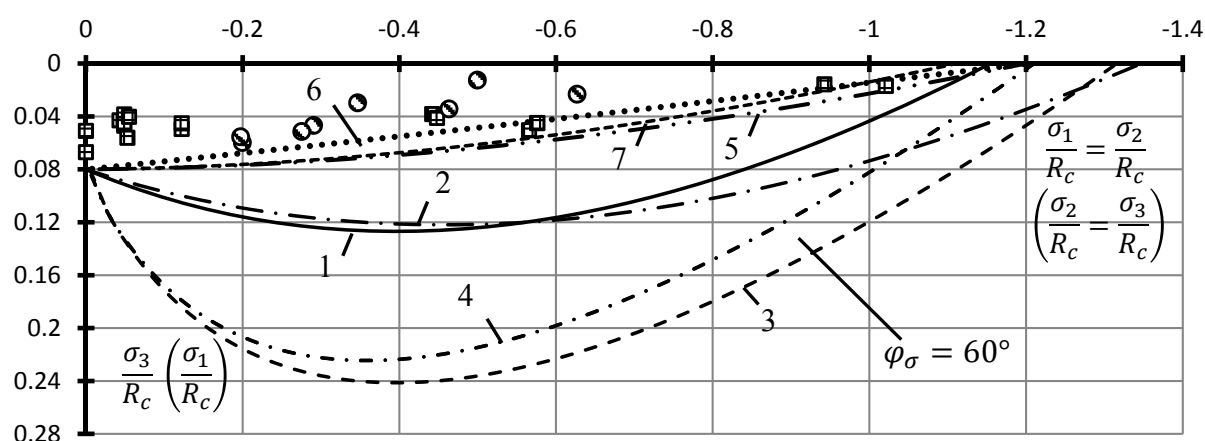


Рис. 1.6. Сопоставление критериев прочности с опытными данными в условиях трехосного напряженного состояния при  $\sigma_1>\sigma_2=\sigma_3$ ,  $\sigma_1>0$  и  $\varphi_\sigma=60^\circ$ . Условные обозначения - согласно рис.1.2 и обозначение напряжений в скобках указано для угла вида напряженного состояния  $\varphi_\sigma$  равного  $60^\circ$ .

Критерии Е.С. Лейтеса [71] и А.В. Яшина [99] достаточно хорошо описывают опытные данные в условиях плоского напряженного состояния, однако для областей трехосного напряженного состояния они нуждаются в дополнительной корректировке.

Условия прочности Г.А. Гениева [16] и Г.А. Гениева - Н.М. Аликовой [17] требуют осторожного применения с учетом их отклонений от опытных данных в условиях плоских напряженных состояний (рис. 1.2÷1.4).

Меридиональные кривые для поверхности прочности, предложенные в работах С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43] и К.Ј. Willam - Е.Р. Warnke [149] в виде полинома второй степени, демонстрируют наилучшее совпадение с опытными данными для бетонов средней прочности. В выражениях для меридиональных кривых присутствует пять корректируемых параметров, с помощью которых существенно расширяются возможности для трансформации поверхности прочности для бетона.

Критерии прочности для бетона С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43], Н.И. Карпенко [31] и К.Ј. Willam - Е.Р. Warnke [149] наиболее точно описывают опытные данные во всех характерных областях объемного напряженного состояния. Более высокая точность указанных критериев достигается введением в их определяющие соотношения достаточного количества корректируемых параметров.

При построении критериев прочности важной является форма представления функций девиаторных кривых. Для изучения закономерностей их изменения необходимо проведение целенаправленных экспериментальных исследований на однотипных образцах из бетонов близких по классам прочности при напряженных состояниях, характеризующихся значениями угла вида напряженного состояния, отличными от  $0^\circ$  и  $60^\circ$ , и при постоянных значениях  $\sigma_0$ .

## **1.5. Модели деформирования бетона при неодноосных напряженных состояниях**

Разработка методов расчетной оценки деформаций бетона при неодноосных напряженных состояниях осуществляется в рамках трех групп расчетных моделей: физически нелинейной теории упругости [31, 35, 36, 103, 105, 107, 126, 131], деформационной теории пластичности бетона [16, 41, 43, 48, 53, 65, 66, 72, 102,] и теории течения [41, 70].

Наиболее разработанной и широко применяемой в проектной практике в настоящее время является модель деформирования бетона Г.А. Гениева [16], построенная в форме соотношений деформационной теории пластичности. Дальнейшее развитие эта модель получила в исследованиях В.И. Корсуна [48, 53] в виде варианта модифицированной деформационной теории пластичности бетона, в котором модель Г.А. Гениева [16] развита в части учета влияния вида напряженного состояния на диаграмму деформирования бетона, а также в части учета направленного развития микроразрушений в структуре бетона (эффектов сжимаемости и дилатации).

### **1.5.1. Основные предпосылки и соотношения деформационной теории пластичности бетона Г.А. Гениева**

Деформационная теория пластичности Г.А. Гениева [16] применительно к бетону построена на основе теории малых упругопластических деформаций при следующих дополнительных предпосылках:

1. Принята нелинейная связь между первыми инвариантами тензоров напряжений и деформаций – средним напряжением  $\sigma_0$  и средней деформацией  $\varepsilon_0$ :

$$\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{K_\sigma} + \theta_d \quad (1.48)$$

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (1.49)$$

где:  $K_\sigma$  - модуль объемного сжатия;

$\theta_d$  - составляющая деформации относительного изменения объема бетона, обусловленная явлением дилатации, с помощью которой учитывается кажущееся увеличение объема бетона при сжатии вследствие микротрещинообразования в его структуре:

$$\theta_d = q(\gamma_i) \cdot \gamma_i^2 \quad (1.50)$$

$q(\gamma_i)$  - модуль дилатации [16];

$\gamma_i$  - интенсивность деформаций сдвига:

$$\gamma_i = \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad (1.51)$$

2. Связь между вторыми инвариантами тензоров напряжений и деформаций принята в предположении геометрического подобия кривых деформирования бетона для всех случаев напряженных состояний в форме:

$$\gamma_i = \frac{\tau_i}{G} \quad (1.52)$$

$$\text{где } \tau_i = \frac{1}{\sqrt{6}} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (1.53)$$

В формулах (1.48) и (1.49) модули линейных  $E$ , сдвиговых  $G$  и объемных  $K_\sigma$  деформаций бетона приняты изменяющимися в зависимости от уровня деформирования  $\eta_\gamma$  по единому закону:

$$E = E_b \cdot F(\eta_\gamma); \quad G = G_b \cdot F(\eta_\gamma); \quad K_\sigma = K_{\sigma o} \cdot F(\eta_\gamma); \quad (1.54)$$

где  $F(\eta_\gamma)$  – функция изменения секущего модуля в зависимости от уровня деформирования, определяется по формуле:

$$F(\eta_\gamma) = (1 - \frac{\eta_\gamma}{2}); \quad \eta_\gamma = \frac{\gamma_i}{\bar{\gamma}_i} \quad (1.55)$$

Начальный модуль сдвига

$$G_b = \frac{E_b}{2 \cdot (1 + \mu)} \quad (1.56)$$

Начальный модуль объемного сжатия



$$K_{\sigma\sigma} = \frac{E_b}{3 \cdot (1 - 2\mu)} \quad (1.57)$$

3. Значения коэффициента поперечной деформации бетона  $\mu$  принято постоянным для всех уровней нагружения и равным начальному значению  $\mu_0$ .

4. Развитие микроразрушений в структуре бетона (эффект дилатации) принято «в среднем по объему», то есть, в одинаковых пропорциональных вдоль направлений трех главных осей. При этом компоненты линейных деформаций определяются из выражений:

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_i}{E} - \frac{\mu_0}{E} \cdot (\sigma_j + \sigma_k) + \frac{1}{3} \theta_d; \quad (i, j, k = 1, 2, 3). \quad (1.58)$$

Таким образом принимается справедливой гипотеза о соосности компонентов тензоров напряжений и деформаций.

5. Соотношения (1.48) ÷ (1.58) модели Г.А. Гениева [16], как и в теории малых упругопластических деформаций, применимы для случаев кратковременного простого (пропорционального) нагружения без разгрузки.

### **1.5.2. Варианты развития деформационной теории пластичности бетона**

Дальнейшее развитие деформационная теория пластичности бетона Г.А. Гениева [16] получила в работах Е.С. Лейтеса [72], А.В. Яшина [102], А.П. Кричевского [65], В.М. Круглова, С.Ф. Клованича [41], В.И. Корсуна [48, 53] и др. Предлагаемые указанными авторами уточнения относились к формам учета влияния вида напряженного состояния на законы изменения модулей линейных, сдвиговых и объемных деформаций бетона, а также к предложениям по более точному учету составляющих полной деформации, обусловленных дилатацией. К наиболее удачным решениям относятся предложения Е.С. Лейтеса [72] и В.И. Корсуна [48].

#### **1.5.2.1. Развитие модели Г.А. Гениева в исследованиях Е.С. Лейтеса**

В работе [72] Е.С. Лейтесом предложено развитие модели Г.А. Гениева [16] на случай учета нисходящей ветви диаграммы деформирования бетона.

В дополнение к предпосылкам, использованным в модели [16], в данном варианте теории предположено:

1) интенсивность деформаций сдвига  $\gamma_i$  в процессе деформирования бетона монотонно возрастает. При этом относительное изменение объема  $\varepsilon_0$  может не следовать процессу «простого деформирования» (учет эффекта дилатации).

2) секущий модуль сдвига  $G = G_b \cdot F(\eta_\gamma)$  и объемных деформаций бетона  $K_\sigma = K_{\sigma_0} \cdot F(\eta_\gamma)$  приняты положительными. Тем самым не допускается в процессе деформирования перемена знака величины объемной деформации бетона.

В работе [72] предложено аналитическое выражение для определения модуля дилатации, в том числе для участка нисходящей ветви деформирования:

$$\theta_d = q(\gamma_i) \cdot \gamma_i^2 = \gamma_i^2 \cdot \frac{|\sigma_0|}{\tau_i} \cdot \frac{1}{\gamma_i} \cdot \frac{1 - \exp(-\eta^3)}{\eta + \exp(-\eta^3)} \quad (1.59)$$

#### **1.5.2.2. Развитие дилатационной модели Г.А. Гениева в исследованиях В.И. Корсуна**

Вариант ортотропной дилатационной модели деформирования бетона В.И. Корсуна [48, 53] представлен как дальнейшее развитие модели Г.А. Гениева [16] с учетом предложений Е.С. Лейтеса [72] в части выражения для модуля дилатации.

##### Развитие осуществлено в двух составляющих:

- принята трансформируемая в зависимости от вида напряженного состояния диаграмма деформирования бетона;
- предложен учет направленного развития составляющих деформаций уплотнения (эффект сжимаемости) и разуплотнения (эффект дилатации), обусловленных процессами микротрещинообразования в структуре бетона.

Диаграмма деформирования бетона принята в форме, рекомендованной ЕКБ [44]. Трансформирование диаграммы в зависимости от вида сложного напряженного состояния осуществляется с помощью функции вида напряженного состояния  $f(\sigma_0; \tau_i)$ .

Модули линейных  $E$ , сдвиговых  $G$  и объемных  $K_\sigma$  деформаций бетона в модели [48] определяются выражениями в форме (1.42), при этом функция  $F(\eta_\gamma)$  принимается зависимой от вида напряженного состояния:

$$F(\eta_\gamma) = \frac{1 - \eta_i / k}{1 + (k - 2) \cdot \eta_i}; \quad (1.60)$$

$$\text{где } k = k_1 \cdot f(\sigma_o, \tau_i) \geq 1; \quad k_1 = E_b \cdot \bar{\varepsilon}_u / R_b; \quad \eta_i = \gamma_i / \bar{\gamma}_i. \quad (1.61)$$

$f(\sigma_o, \tau_i)$  - функция вида напряженного состояния, с помощью которой трансформируется диаграммы деформирования бетона в широком диапазоне значений от прямой в случае равномерного двухосного растяжения до пологой кривой в случаях двух- и трехосного сжатия:

$$f(\sigma_o, \tau_i) = \frac{5}{6} - \frac{\sqrt{3}}{6} \cdot \frac{\sigma_o}{\tau_i} \quad (1.62)$$

Для случаев трехосного сжатия и трехосного растяжения рекомендуемое значение функции -  $f(\sigma_o, \tau_i) = 1$ .

Направленность процесса микротрещинообразования в структуре бетона учитывается на основе разработанной сдвига-отрывной модели разрушения структуры бетона по типу пространственно ориентированных зигзаг-трещин [48].

Для модуля дилатации в работе [53] принято аналитическое выражение Е.С. Лейтеса [72] в виде формулы (1.59).

Таким образом, в модифицированном варианте дилатационной модели деформирования бетона [48] бетон представлен моделью ортотропного тела, ортотропные свойства которого обусловлены направленным развитием микроразрушений в структуре бетона, проявляющимися в виде эффектов сжимаемости и дилатации.

Компоненты полных деформаций вдоль направлений осей ортотропии при кратковременном нагружении ( $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ ) в модели [48] определяются соотношениями:

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_i}{E} - \frac{\mu_o}{E} \cdot (\sigma_j + \sigma_k) + b_i \cdot \theta_{pc} + a_i \cdot \theta_d; \quad (i, j, k = 1, 2, 3). \quad (1.63)$$

где  $b_i, a_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) – коэффициенты разложения объемных деформаций сдвигового уплотнения  $\theta_{pc}$  и дилатации  $\theta_d$  на составляющие вдоль главных осей, значения которых (табл. 1.2) определяются из предложенной в [48] сдвиго-отрывной модели разрушения структуры бетона (рис.1.7) по типу "зигзаг-трещин":

$$a_1 = \frac{(r_{12} + r_{13})^2}{r_{23}^2 + (r_{12} + r_{13})^2}; \quad a_2 = \frac{r_{23}^2}{r_{23}^2 + (r_{12} + r_{13})^2}; \quad a_3 = 0;$$

$$b_1 = 0; \quad b_2 = \frac{r_{12}^2}{r_{12}^2 + (r_{23} + r_{13})^2}; \quad b_3 = \frac{(r_{23} + r_{13})^2}{r_{12}^2 + (r_{23} + r_{13})^2}; \quad (1.64)$$

$$r_{ik} = \frac{\sigma_i - \sigma_k}{\sigma_1 - \sigma_2}; \quad (ik=12,13, 23);$$

$$b_1 + b_2 + b_3 = 1; \quad a_1 + a_2 + a_3 = 1. \quad (1.65)$$

Таблица 1.2

Расчетные значения коэффициентов  $a_i$  и  $b_i$  для основных видов напряженных состояний

Расчетные случаи напряженных состояний $S_1 : S_2 : S_3$							$S_i = \sigma_i /  \sigma_{\min} , \quad (i=1, 2, 3)$				
$S_1$	+1	+1	+1	+1	+1	0	0	0	0	-1	-1
$S_2$	+1	+1	0	0	0	0	-1	-1	-1	-2	-1
$S_3$	+1	0	0	-1	-5	-1	-2	-1.5	-1	-5	-1
Расчетные значения коэффициентов ортотропии $a_i$											
$a_1$	-	0.5	1	0.9	0.66	0.5	0.9	0.96	1	0.73	-
$a_2$	-	0.5	0	0.1	0.34	0.5	0.1	0.04	0	0.27	-
$a_3$	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
$b_1$	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
$b_2$	-	0	0.5	0.1	0.01	0	0.1	0.2	0.5	0.02	-
$b_3$	-	1	0.5	0.9	0.99	1	0.9	0.8	0.5	0.98	-

В формулах (1.48) - (1.65):  $E_b, \mu_0, \bar{\varepsilon}_u$  – соответственно начальный модуль упругости, коэффициент поперечных деформаций и предельная сжимаемость бетона;  $\sigma_0$  – среднее напряжение;  $\tau_i$  и  $\gamma_i$  – соответственно интенсивность касательных напряжений и интенсивность деформаций сдвига;  $\bar{\gamma}_i$  – предельное значение интенсивности деформаций сдвига, определяемое в зависимости от

предельного значения интенсивности касательных напряжений  $\bar{\tau}_i$  в соответствии с принятым условием прочности.

$$\bar{\gamma}_i = \frac{k \cdot \bar{\tau}_i}{G_b} \quad (1.66)$$

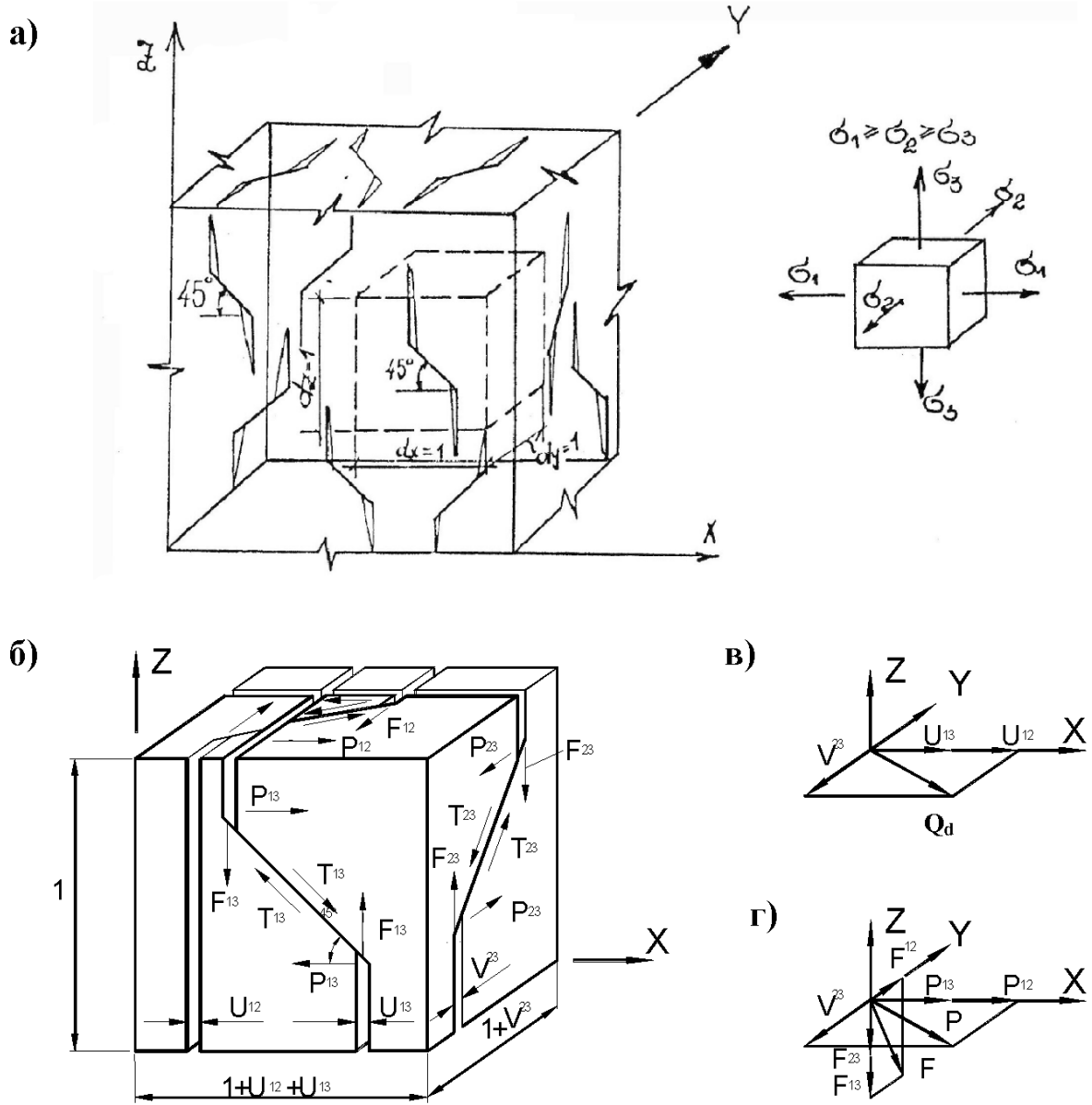


Рис. 1.7. Сдвиго-отрывная модель В.И. Корсуна [48] развития микроразрушений в структуре бетона:

а) идеализированная схема развития микротрещин; б) схема деформирования элементарного объема бетона при развитии "зигзаг-трещин"; в) составляющие деформации  $\theta_d$  элементарного объема вдоль координатных осей, обусловленные трещинами нормального отрыва; г) главные векторы сил сдвигового уплотнения  $F$  и отрывного разуплотнения  $P$  структуры бетона и их проекции  $F_{ik}$  и  $P_{ik}$  на координатные оси.

### 1.5.3. Ортотропная модель деформирования бетона Н.И. Карпенко

Связь между напряжениями и деформациями предложена в работе Н.И. Карпенко [31] для бетона при объемном напряженном состоянии в направлении главных осей в следующем виде:

$$\begin{aligned}\varepsilon_1 &= c_{b11} \cdot \sigma_1 + c_{b12} \cdot \sigma_2 + c_{b13} \cdot \sigma_3; \\ \varepsilon_2 &= c_{b21} \cdot \sigma_1 + c_{b22} \cdot \sigma_2 + c_{b23} \cdot \sigma_3; \\ \varepsilon_3 &= c_{b31} \cdot \sigma_1 + c_{b32} \cdot \sigma_2 + c_{b33} \cdot \sigma_3.\end{aligned}\tag{1.67}$$

Коэффициенты матрицы податливости бетона:

$$\begin{aligned}c_{b11} &= \frac{1}{E_b^0} \cdot \frac{1}{\nu_{b1}}; & c_{b12} &= -\frac{1}{E_b^0} \cdot \frac{\mu_{b12}}{\nu_{b1}^-}; & c_{b13} &= -\frac{1}{E_b^0} \cdot \frac{\mu_{b13}}{\nu_{b1}^-}; \\ c_{b21} &= -\frac{1}{E_b^0} \cdot \frac{\mu_{b21}}{\nu_{b1}^-}; & c_{b22} &= \frac{1}{E_b^0} \cdot \frac{1}{\nu_{b2}}; & c_{b23} &= -\frac{1}{E_b^0} \cdot \frac{\mu_{b23}}{\nu_{b2}^-}; \\ c_{b31} &= -\frac{1}{E_b^0} \cdot \frac{\mu_{b31}}{\nu_{b1}^-}; & c_{b32} &= -\frac{1}{E_b^0} \cdot \frac{\mu_{b32}}{\nu_{b2}^-}; & c_{b33} &= \frac{1}{E_b^0} \cdot \frac{1}{\nu_{b3}};\end{aligned}\tag{1.68}$$

где  $\nu_{be}$  ( $e = 1, 2, 3$ ) – коэффициенты изменения секущих модулей деформаций бетона;

$\mu_{bek}$  ( $ek = 12, 23, 13$ ) – коэффициенты поперечной деформации бетона;

$E_b^0$  – начальный модуль деформаций бетона.

Выражения для функций изменения секущих модулей деформаций приняты в виде:

$$\nu_{be} = \hat{\nu}_{be} \pm (\nu_{0e} - \hat{\nu}_{be}) \cdot \sqrt{1 - \omega_{1e} \cdot \eta_e - \omega_{2e} \cdot \eta_e^2}\tag{1.69}$$

где  $\hat{\nu}_{be}$  – предельное значение, коэффициента изменения секущего модуля деформации бетона;

$\nu_{0e}$  – начальное значение коэффициента  $\nu_{be}$ ;

$\eta_e$  – уровни главных напряжений (параметры нагружения).

Коэффициенты выражения (1.69) соответственно:

- для восходящей ветви

$$\omega_{1e} = 2 - 2,05 \cdot \hat{\nu}_{be}; \quad \omega_{2e} = 1 - \omega_{1e}\tag{1.70}$$

- для нисходящей ветви

$$\omega_{1e} = 1,95 \cdot \hat{\nu}_{be} - 0,138; \quad \omega_{2e} = 1 - \omega_{1e}$$

Параметры нагружения:

$$\eta_e = \frac{\sigma_e}{\hat{\sigma}_e} \quad (e = 1, 2, 3) \quad (1.71)$$

Выражение для коэффициентов поперечной деформации в обозначениях, принятых в [31]:

$$\mu_{bek} = \mu_{bke} = \hat{\mu}_{bek} \pm (\mu_b^0 - \hat{\mu}_{bek}) \cdot \sqrt{1 - \eta_e^2} \quad (1.72)$$

где  $\hat{\mu}_{bek}$  – предельное значение, коэффициента поперечной деформации;

$\mu_b^0$  – начальное значение коэффициента поперечной деформации (рекомендуемое значение в пределах от 0,15 до 0,2).

В формулах (1.69) и (1.72) знак «минус» вводится при учете деформирования элемента на нисходящей ветви.

При использовании ортотропной модели деформирования бетона Н.И. Карпенко [31] основные коэффициенты необходимо определять в зависимости от случая напряженного состояния: трехосное сжатие  $\sigma_1 < 0$  ; смешанное нагружение, в том числе при всестороннем растяжении  $\sigma_1 > 0$  .

**Определения коэффициентов для случая трехосного сжатия при  $\sigma_1 < 0$  .**

Коэффициенты изменения секущего модуля деформации бетона:

$$\nu_{b1} = \nu_{b2} = \nu_b^- = \nu_{b3} \quad (1.73)$$

Коэффициент  $\nu_{b3}$  вычисляется по формуле (1.69), полагая  $\eta_e = \eta_3$  .

Начальное значение коэффициента изменения секущего модуля деформации бетона:

$$\nu_{0e} = \nu_{03} = \nu_{0e}^0 \cdot \left[ 1 - c \cdot \left( \left| \frac{\sigma_3}{\hat{\sigma}_b} \right| \right)^{1/3} \right] \quad (1.74)$$

где значения: на восходящей ветви:

$$\begin{aligned} \nu_{0e}^0 &= 1; \\ c &= \left(0,75 \cdot |\hat{\nu}_b - \hat{\nu}_{b3}|\right)^s; \\ 5 > s &= R_1 / (R_2 - \hat{\sigma}_b). \end{aligned}$$

на нисходящей ветви:

$$\begin{aligned} \nu_{0e}^0 &= 2,05 \cdot \hat{\nu}_{b3}; \\ c &= 0. \end{aligned}$$

где  $R_1, R_2$  – эмпирические величины ( $R_1 = 60 \text{ МПа}$ ,  $R_2 = 75 \text{ МПа}$ ).

Предельное значение коэффициента изменения секущего модуля деформации бетона при одноосном сжатии:

$$\hat{\nu}_b = \frac{\hat{\sigma}_b}{\hat{\varepsilon}_b \cdot E_b^0} \quad (1.75)$$

где  $\hat{\sigma}_b$  – значение напряжений в вершине диаграммы при сжатии  $\hat{\sigma}_b = -R_{b,ser}$ ;

$\hat{\varepsilon}_b$  – значение деформаций в вершине диаграммы в испытаниях на одноосное сжатие.

Предельное значение коэффициента изменения секущего модуля деформации бетона при не одноосном сжатии:

$$\hat{\nu}_{b1} = \hat{\nu}_{b2} = \hat{\nu}_{b3} = \hat{\nu}_{b3}^- = \hat{\nu}_b \cdot \varphi_R^n \quad (1.76)$$

Коэффициентом  $\varphi_R^n$  учитывается тот факт, что предельные деформации бетона в условиях трехосного сжатия намного превышают деформации бетона в условиях одноосного сжатия:

$$1 \geq \varphi_R^n = \left| \frac{\hat{\sigma}_b}{\hat{\sigma}_3} \right| \quad (1.77)$$

Предельное значение коэффициента поперечных деформаций [31]:

$$\hat{\mu}_{bek} = \mu_b^0 + \left(1 - \sqrt[3]{\hat{\nu}_{b3}}\right) \cdot \chi_{ek} \quad (1.78)$$

Параметром  $\chi_{ek}$  учитываются различия в величинах коэффициентов поперечных деформаций в условиях неравномерного трехосного сжатия по направлениям главных осей:



$$\chi_{ek} = \frac{|\hat{\sigma}_e - \hat{\sigma}_k| \cdot \varphi_R^s + |\hat{\sigma}_1 - \hat{\sigma}_3| \cdot (1 - \varphi_R^s)}{\hat{\sigma}_1 - \hat{\sigma}_3} \quad (1.79)$$

**Определение коэффициентов для случая смешанного нагружения при  $\sigma_1 > 0$ .**

Предельное значение, коэффициента изменения секущего модуля деформации бетона при растяжении.

$$\begin{aligned} \hat{\nu}_{be} &= \hat{\nu}_{be}^+ \cdot \hat{\nu}_{b3}^-; \\ \hat{\nu}_{be}^+ &= 1 - (1 - \hat{\nu}_{bt}) \cdot \sqrt[4]{\frac{\hat{\sigma}_e^+}{\hat{\sigma}_{bt}}}; \quad \hat{\nu}_{bt} = \frac{\left(0,6 + \frac{0,15 \cdot R_{btm}}{25}\right)}{\tilde{\gamma}_{btg}}. \end{aligned} \quad (1.80)$$

где  $\tilde{\gamma}_{btg}$  – коэффициент учета влияния градиентов деформаций при растяжении (рекомендуемое значение равно 1);

$\hat{\sigma}_{bt}$  - значение напряжений в вершине диаграммы при растяжении  $\hat{\sigma}_{bt} = -R_{bt,ser}$ ;

$R_{btm}$  – нормативное сопротивление бетона растяжению.

При  $\hat{\sigma}_e^+ / \hat{\sigma}_b \leq 1$ :

$$\hat{\nu}_{b3}^- = 1 - (1 - \hat{\nu}_b) \cdot \left| \frac{\hat{\sigma}_3^-}{\hat{\sigma}_b} \right| \quad (1.81)$$

При  $\hat{\sigma}_e^+ / \hat{\sigma}_b > 1$  значение  $\hat{\nu}_{b3}^-$  определяется по формуле (1.76).

Параметр  $\chi_{ek}$  определяется из выражения:

$$\chi_{ek} = \frac{|\hat{\sigma}_e - \hat{\sigma}_k|}{|\hat{\sigma}_1 - \hat{\sigma}_3|} \quad (1.82)$$

#### **1.5.4. Сопоставление моделей деформирования бетона с данными экспериментальных исследований**

Тестирование моделей выполнено сопоставлением опытных и теоретических кривых деформирования бетона на основе данных экспериментальных исследований В.И. Корсуна [46, 53] в условиях

пропорционального и непропорционального двухосного сжатия и данных А.В. Яшина и А.К. Кулманова [83, 100] в условиях пропорционального и непропорционального трехосного сжатия.

В исследованиях [46, 53] при двухосном сжатии реализованы два режима нагружения (рис.1.8 а):

- пропорциональное (простое) при постоянном соотношении главных сжимающих напряжений  $\sigma_3 : \sigma_2 = -3 : -1 (\sigma_1 = 0)$ ;

- непропорциональное (сложное), выполняемое в три этапа соответственно траекториям нагружения внутренних слоев сжатой зоны дымовой трубы:

ОА – одноосное сжатие  $\sigma_3 : \sigma_2 = -1 : 0$  соответственно собственному весу сооружения до уровня напряжений  $|\sigma_3| \approx 0,2 \cdot R_b$ .

АВ – догружение равномерным двухосным сжатием  $\Delta\sigma_3 : \Delta\sigma_2 = -1 : -1$ , соответствующее догружению температурными напряжениями при неравномерном нагреве сооружения до напряжений  $|\sigma_2| = 0,4 \cdot R_b$ ,  $|\sigma_3| = 0,6 \cdot R_b$ ;

ВС – догружение напряжением сжатия  $\sigma_3$  до разрушения при  $|\sigma_2| = 0,4 \cdot R_b = const$ , что отвечает догружению сжатой зоны горизонтального сечения дымовой трубы от действия ветровой нагрузки.

Траектории нагружения образцов в опытах [83, 100] при трехосном сжатии (рис.1.10, 1.11) представлены на рис.1.8 б,в. Образцы первоначально нагружали при постоянных соотношениях  $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$  по траекториям 2 и 3 до высокого уровня напряжений порядка 0,9 от предельного значения. Затем нагружение продолжалось по траекториям 5 и 6 до разрушения образцов. Параметр Лоде-Надаи при этом изменялся от -1 до 0.5 и, наоборот, от 0.5 до -1. Величина среднего напряжения не была постоянной и изменялась таким образом, чтобы был обеспечен выход вектора нагружения на расчетную предельную поверхность прочности. Нагружение по указанным программам предназначалась для

определения влияния траектории нагружения на предельные величины напряжений и деформаций.

Отмечается достаточно близкое соответствие расчетных величин компонент линейных деформаций и относительного изменения объема опытными величинам при простом (пропорциональном) двухосном и трехосном нагружении (рис. 1.9а; 1.10а). Учет направленного развития составляющих деформаций дилатации в модели [48] позволяет получать более близкие к опытным расчетные значения деформаций в сравнении с результатами расчета по модели [16]. Для программ сложного (непропорционального) нагружения характерно более существенное превышение (рис. 1.8 а, б, в) опытных значений деформаций над расчетными (рис. 1.9 б; 1.11 а,б,в,г). При этом наибольшие расхождения характерны для высоких уровней нагружения при неравномерном боковом обжатии. Это объясняется проявлением дополнительных необратимых деформаций в бетоне вследствие явлений сжимаемости и дилатации в процессе разрушения его структуры, обусловленных действием компонент тензора-девиатора напряжений.

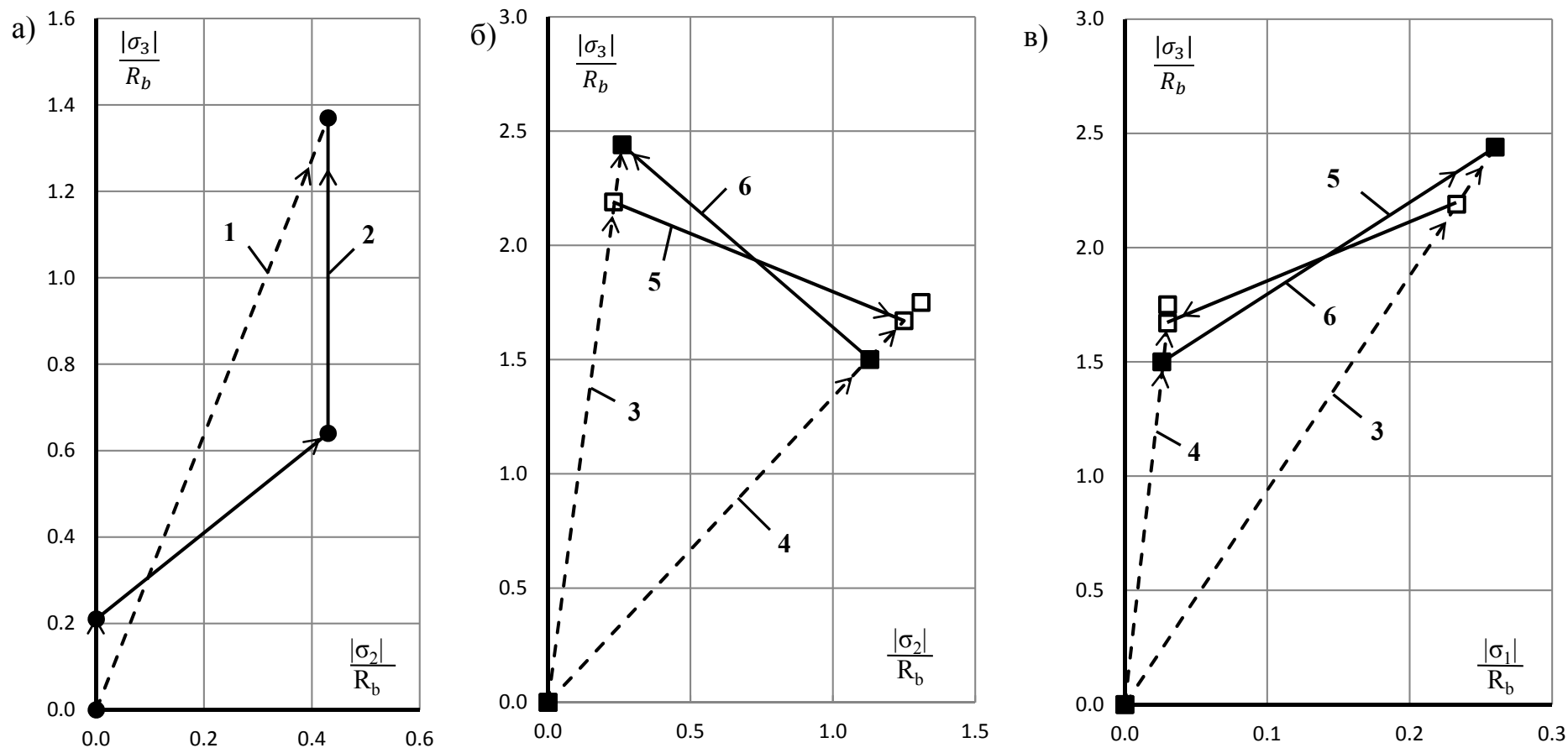


Рис. 1.8. Траектории простого (пропорционального) и сложного нагружений бетона в опытах В.И. Корсуна (а) [53] и А.В. Яшина А.К. Кулманова (б,в) [100]

Условные обозначения:

- ● □ ■ - простое нагружение по лучу 1 в опытах В.И. Корсуна (а) [46, 53] и по лучам 3, 4 в опытах А.В. Яшина (б,в) [100];
- ● — - сложное нагружение по траектории 2 в опытах В.И. Корсуна (а) [46, 53];
- □ — - сложное нагружение по траектории 3+5 в опытах А.В. Яшина и А.К. Кулманова (б,в) [100];
- ■ — - сложное нагружение по траектории 4+6 в опытах А.В. Яшина и А.К. Кулманова (б,в) [100].

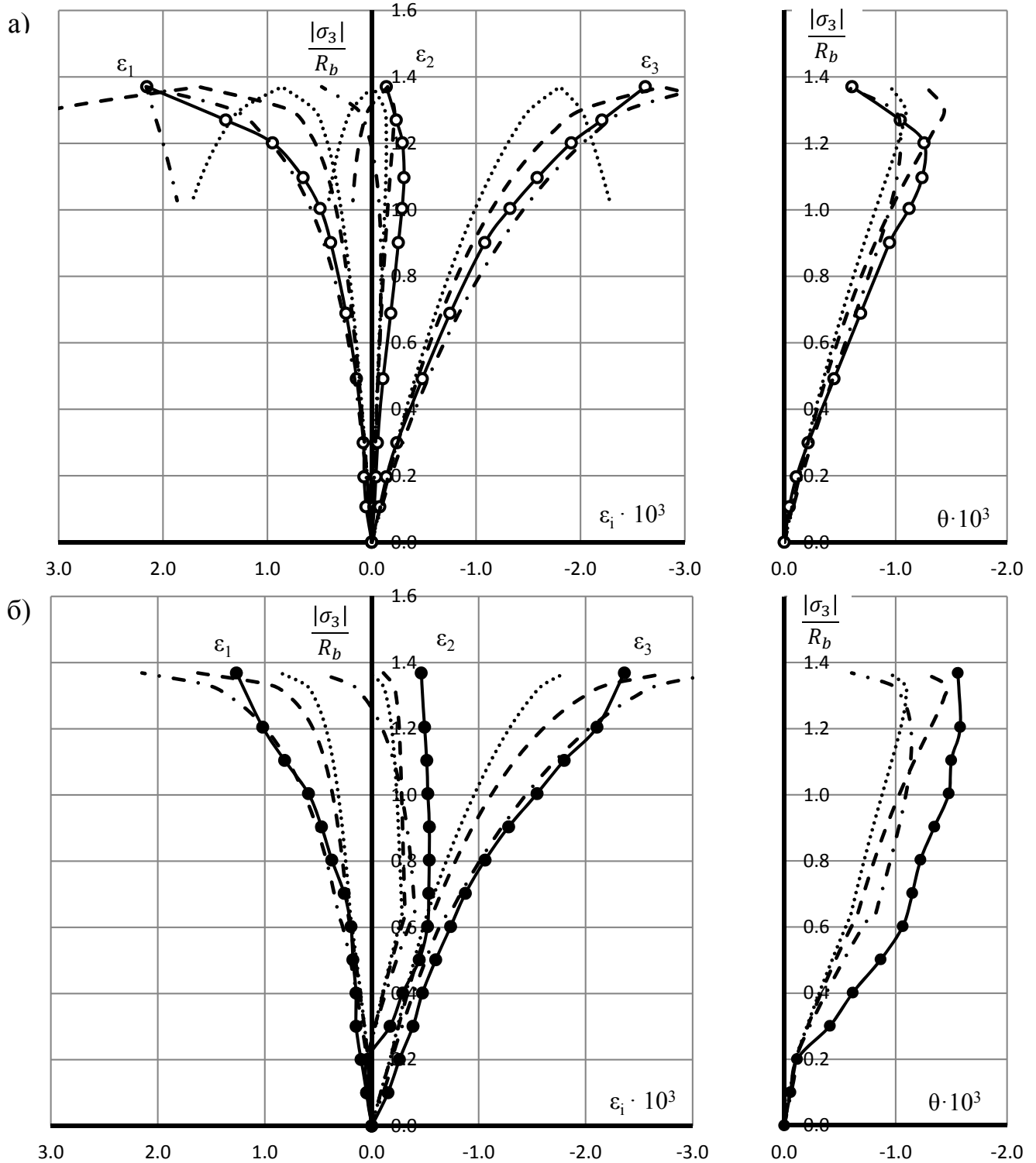


Рис. 1.9. Сопоставление опытных и расчетных диаграмм деформирования бетона при простом (а) и сложном (б) напряжениях в условиях двухосного сжатия.

Опытные данные В.И. Корсуна [46, 53]:

- — — — — - простое нагружение (а);
- — — — — - сложное нагружение (б) по траектории 2 (рис. 1.8а);

Теоретические значения:

- ..... - по модели Г.А. Гениева [16];
- - по модифицированному варианту В.И. Корсуна [48, 53];
- .-.-.-.- - по модели Н.И. Карпенко [31].

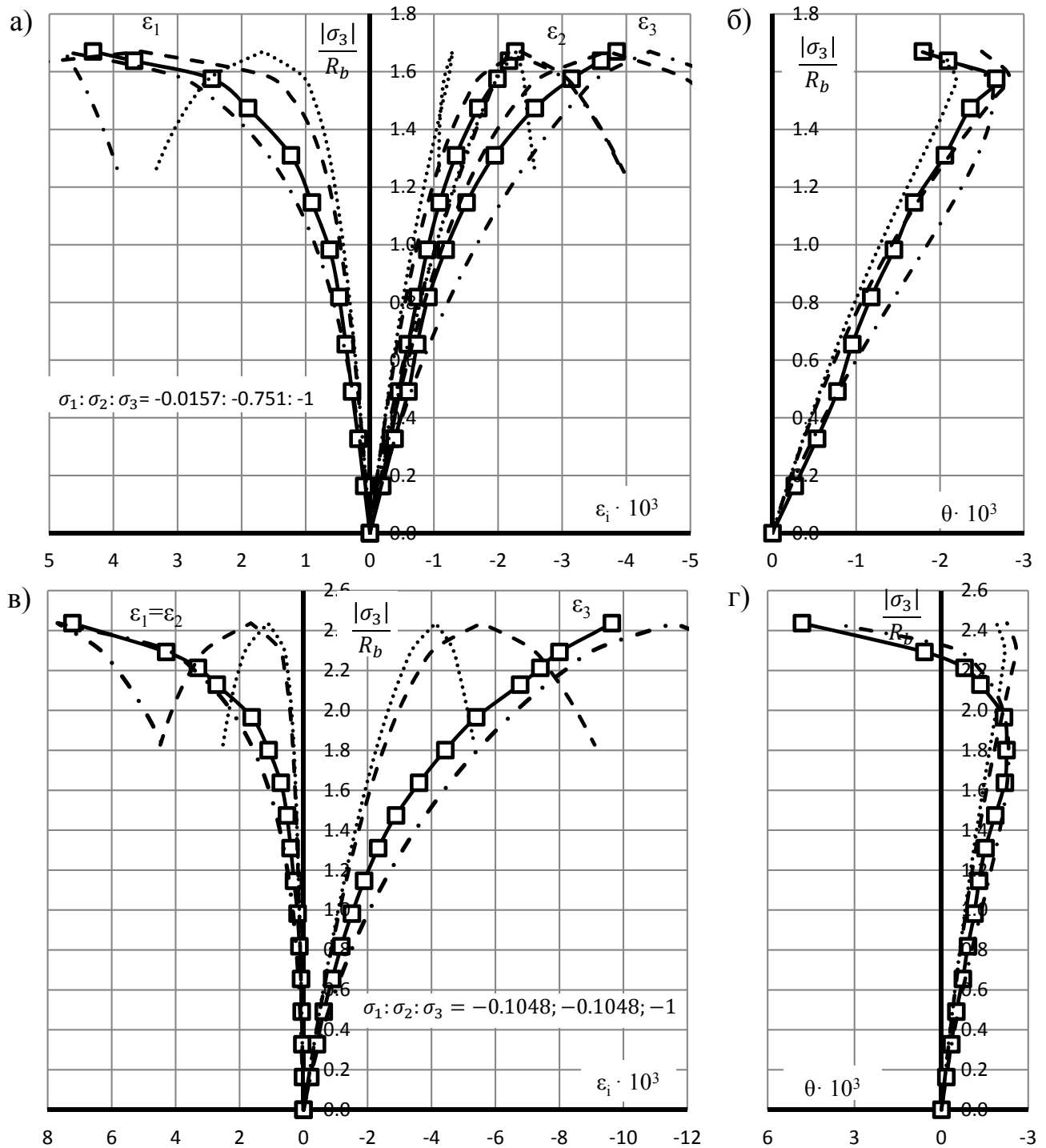


Рис. 1.10. Сопоставление опытных и расчетных диаграмм деформирования бетона в условиях простого нагружения трехосным сжатием.

Опытные данные А.В. Яшина и А.К. Кулманова [100]:

—  $\square$  — — — — — при трехосном сжатии  $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3 = -0.0157:-0.751:-1$  (а,б) и  $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3 = -0.1048:-0.1048:-1$  (в,г);

Теоретические значения:

..... - по модели Г.А. Гениева [16];  
 - - - - - по модифицированному варианту В.И. Корсуна [48, 53];  
 - · - · - · - по модели Н.И. Карпенко [31].

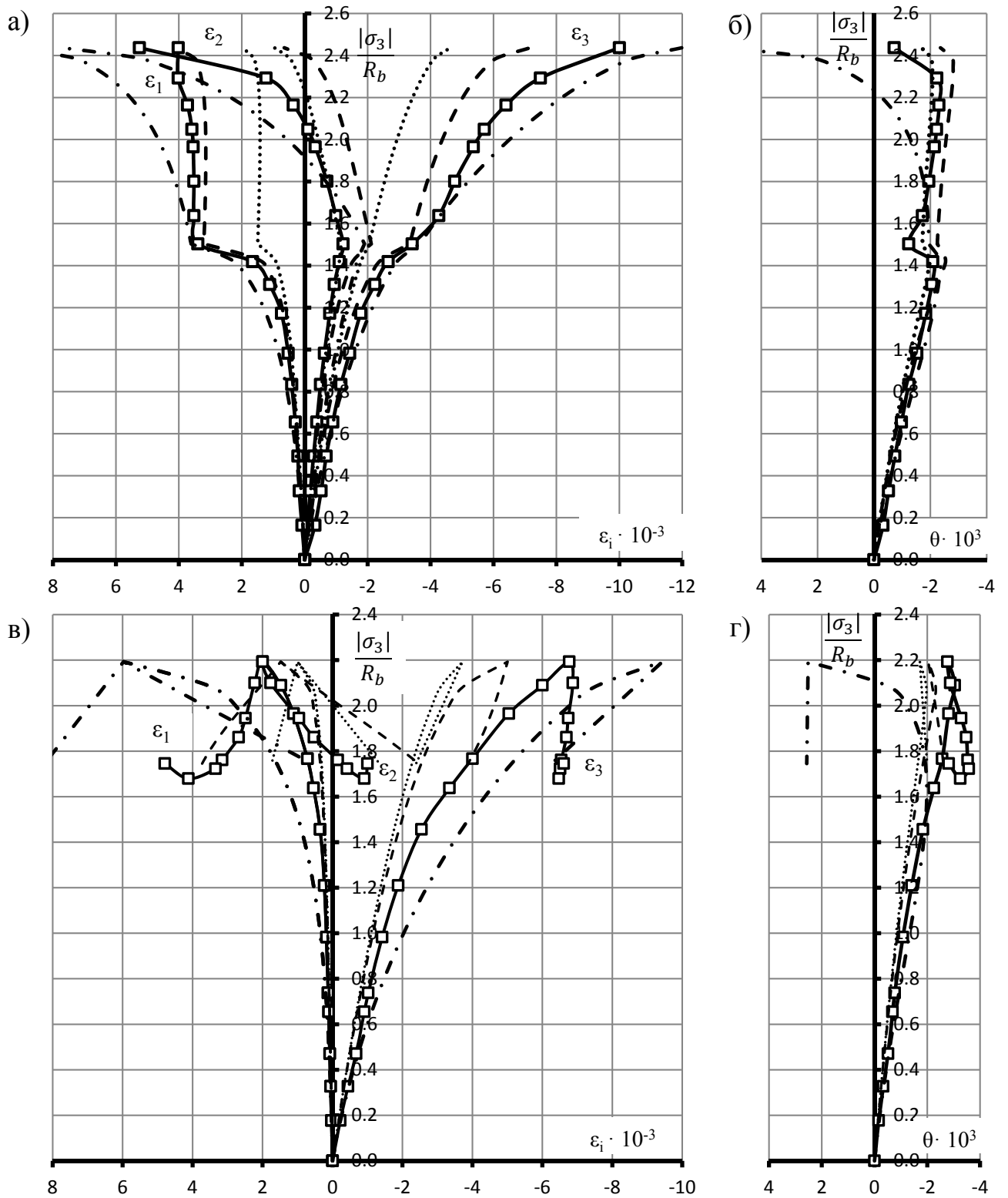


Рис. 1.11. Сопоставление опытных и расчетных диаграмм деформирования бетона в условиях сложного нагружения трехосным сжатием.

а, б – траектория 3+5 (рис.1.8 б,в)      в, г – траектория 4+6 (рис.1.8 б,в)

- - опытные данные А.В. Яшина, А.К. Кулманова [100];
- .....      - по модели Г.А. Гениева [16];
- - по модифицированному варианту В.И. Корсуна [48, 53];
- .-.-.-      - по модели Н.И. Карпенко [31].

## 1.6. Выводы по разделу 1

1. К настоящему времени не существует единой универсальной методики испытаний образцов бетона в условиях трехосного сжатия. Важными элементами методики являются конструкции опытных образцов, способы передачи давления на образец, способы устранения контактного трения и способы измерения деформаций.

2. Для экспериментальных исследований процессов деформирования и разрушения бетона при неодноосном сжатии наиболее предпочтительным является жесткий способ передачи давления на опытный образец, как позволяющий создавать высокие уровни напряжений сжатия, в том числе в условиях температурных воздействий.

3. Для испытаний бетонов низкой, средней и высокой прочности необходима разработка конструкций антифрикционных прокладок в соответствии с критериями по равенству значений прочности бетона вне зависимости от формы образцов и по равенству поперечных деформаций по высоте образца в условиях осевого сжатия.

4. Наиболее простой в изготовлении и достаточно эффективной в работе является конструкция многослойных антифрикционных прокладок из слоев медной или алюминиевой фольги, чередующихся со слоями графитовой смазки.

5. Для измерения деформаций бетона в условиях трехосного сжатия наиболее удобными являются наклеиваемые на бетон тензорезисторы, которые, однако, при нагружении сжатием выше уровня  $\eta \approx 0,8 \cdot R_b$ , дают погрешности вследствие высокой чувствительности к локальным деформациям и микротрещинам на поверхности бетона в процессе нагружения. Более точные и стабильные результаты измерения деформаций характерны для приборов механического действия (индикаторы часового типа МИГ-1 и МИГ-2), не связанных с локальными поверхностями деформации бетона. Однако их применение требует разработки специальных конструкций крепления к образцу и конструкций нагружающих штампов.



6. Для образцов из высокопрочных бетонов, склонным к хрупкому разрушению с относительно малой долей пластических деформаций, важным в методике испытаний является обеспечение равномерной передачи давления по плоскости нагружаемых граней для исключения раскалывания опытных образцов.

7. Наиболее точным критерием прочности бетона для общего случая объемного напряженного состояния являются условия С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко и K.J. Willam - E.P. Warnke. Во всех представленных областях были наиболее близкими к опытным данным, а так же имеют наибольшее количество корректируемых параметров, что в период использования инженерами мощной компьютерной техники не является недостатком.

8. В критериях прочности требуется уточнение функции девиаторных кривых для чего необходимо проведение целенаправленных экспериментальных исследований на бетонах одного класса по прочности и по единообразной методике при углах вида напряженного состояния, отличных от  $0^\circ$  и  $60^\circ$ , при постоянном значении  $\sigma_0$ .

9. Основные закономерности ортотропного деформирования бетона при многоосных нагружениях в определяющей степени зависят от вида напряженного состояния, уровня и последовательности приложения напряжений вдоль осей нагружения.

10. Соотношения деформационной теории пластичности бетона [16] и ее модифицированного варианта [48, 53] позволяют с удовлетворительной точностью описывать деформации бетона при различных программах сложного (непропорционального) двухосного сжатия. В условиях трехосного непропорционального нагружения при существенном изменении пропорций между напряжениями бокового обжатия различия между расчетными и опытными компонентами деформаций могут составлять более 50%.

11. Для всех рассмотренных траекторий сложного (непропорционального) нагружения характерно, в сравнении с пропорциональным нагружением, превышение опытных значений линейных компонент деформаций укорочения и удлинения над расчетными. Это может

быть объяснено проявлением дополнительных пластических деформаций, обусловленных микроразрушениями в структуре бетона и недостаточно учитываемых в деформационных моделях.

12. При простых и сложных траекториях нагружения наиболее близкие к опытным результатам дает вариант модифицированной деформационной теории пластичности бетона, разрабатываемый в ДонНАСА [48, 53]. Этот вариант является наиболее перспективным для последующего развития, как отражающий основные закономерности связей между напряжениями и деформациями в бетоне и учитывающий направленный характер развития микроразрушений в его структуре.

13. Дальнейшее развитие расчетной модели деформирования бетона целесообразно в направлении более точной количественной оценки составляющих деформаций уплотнения и разуплотнения объема бетона, обусловленных процессами микроразрушений в его структуре. Это требует проведения серии специальных экспериментов по программам сложного нагружения, в том числе отдельно для бетонов низкой, средней и высокой прочности.

## РАЗДЕЛ 2.

### МЕТОДИКА ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫХ И ТЕОРЕТИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЙ

#### 2.1. Составы бетонов и конструкция опытных образцов

Экспериментальные исследования физико-механических свойств выполнены на образцах, изготовленных из составов, рекомендованных для тяжелых бетонов классов по прочности В25, В50 и В80.

Составы бетонов в зависимости от класса по прочности приняты:

- состав №1 для бетона класса В25 согласно рекомендациям по подбору составов тяжелых и мелкозернистых бетонов [84] для применения в монолитном домостроении;

- состав №2 для бетона класса В50 согласно рекомендациям ВНИПИ Теплопроект (г. Москва) для возведения инженерных сооружений башенного типа [85];

- состав №3 для бетона класса В80 согласно рекомендациям [27, 29] и соответственно применяемому в исследованиях ДонНАСА [50] высокопрочному модифицированному бетону.

Составы бетонов представлены в табл.2.1, 2.2 и 2.3. Для получения высокопрочного модифицированного бетона использован органоминеральный модификатор (ОММ), представленный в виде сухой смеси и содержащий в долях от общего веса ОММ: микрокремнезем в составе SicaFume (20%); тонкомолотую золошлаковую смесь Углегорской ТЭС (30%); суперпластификатор С3 (2%); золунос Зуевской ТЭС (48%). В качестве суперпластификаторов для высокопрочного модифицированного бетона применяли следующие добавки:

- С-3 – продукт конденсации нафталинсульфокислоты и формальдегида в виде сухого порошка, страна-производитель – Россия;

- SicaViscocrete 5-600 – поликарбоксилатный эфир в виде раствора с концентрацией 41%, страна-производитель - Швейцария.

Таблица 2.1.

Расход материалов на 1м<sup>3</sup> бетонной смеси для состава №1

№ п/п	Наименование компонентов	Расход, кг(л)/м <sup>3</sup>
1.	Портландцемент пластифицированный М400 Балаклейского цемкомбината	332
2.	Щебень гранитный Караньского карьера	1080
3.	Песок кварцевый Краснолиманского карьера	750
4.	Вода	215 л
Объемный вес		2388

Таблица 2.2.

Расход материалов на 1м<sup>3</sup> бетонной смеси для состава №2

№ п/п	Наименование компонентов	Расход, кг(л)/м <sup>3</sup>
1.	Портландцемент пластифицированный М500 Балаклейского цемкомбината	450
2.	Щебень гранитный Караньского карьера	1128
3.	Песок кварцевый Краснолиманского карьера	630
4.	Вода	180 л
Объемный вес		2377

Таблица 2.3.

Расход материалов на 1м<sup>3</sup> бетонной смеси для состава №3

№ п/п	Наименование компонентов	Расход, кг(л)/м <sup>3</sup>
1.	Портландцемент пластифицированный М500 Балаклейского цементного комбината	545
2.	Щебень гранитный Караньского карьера	870
3.	Песок крупнозернистый фракции 2-2,5мм Краснолиманского карьера	660
4.	Органоминеральный модификатор (ОММ)	190
5.	Вода	153 л
6.	Суперпластификатор SicaViscocrete5-600	16,8 л
Объемный вес		2388

В качестве основных опытных образцов для исследования закономерностей деформирования и разрушения бетонов в условиях объемного сжатия приняты кубы с размером ребра 150 мм, в качестве дополнительных образцов для определения прочностных и деформационных свойств исследуемых бетонов приняты призмы с размерами 150x150x600 мм.

Перемешивание бетонных смесей производилось в течение 10÷15 мин в растворобетоносмесителе принудительного действия РБП-150. Объем готового замеса – 95 л. Наиболее жесткой была бетонная смесь по составу №2 (ОК = 2÷3 см). Бетонная смесь по составу №3 характеризуется высокой подвижностью (ОК = 18÷25 см) и достаточно низкой водопотребностью, характеризующейся показателями В/В=0,21 и В/Ц=0,28.

Изготовление опытных образцов осуществлялось в стальных формах. Образцы-призмы изготавливались в горизонтальном положении. Уплотнение бетонной смеси производилось глубинными вибраторами при времени вибрирования около 45 сек. Через 4-5 часов после бетонирования открытые грани образцов покрывались слоем влажной газетной бумаги и укрывались плотным полиэтиленом. Выдерживание образцов в формах производилось в течение четырех суток. После распалубливания неровные грани образцов шлифовались с помощью угловой шлифовальной машины с насадкой из обдирочного шлифовального алмазного круга, затем производились маркировка и контрольный обмер образцов. Контроль качества бетона осуществлялся внешним осмотром и взвешиванием. Образцы, отличавшиеся по плотности более чем на 3% от средних значений, отбраковывались. Образцы на период хранения размещались на деревянных щитах и были закрыты слоем влажного песка по газетной бумаге, а также плотно обернуты в полиэтилен. Влажные условия хранения образцов обеспечивалась до возраста в 28 суток. Затем выдерживание образцов до момента их испытания осуществлялось при температурно-влажностных условиях цеха.

Для выявления в экспериментальных исследованиях влияния условий высыхания на основные характеристики прочности и деформационных свойств бетона в нормальных условиях были приняты опытные образцы-призмы и кубы с

полной и частичной гидроизоляцией их граней (рис.2.1). Гидроизоляция боковых поверхностей и торцов образцов, производилась сразу же после распалубливания и контрольного взвешивания с помощью слоя эпоксидно-цементного компаунда.

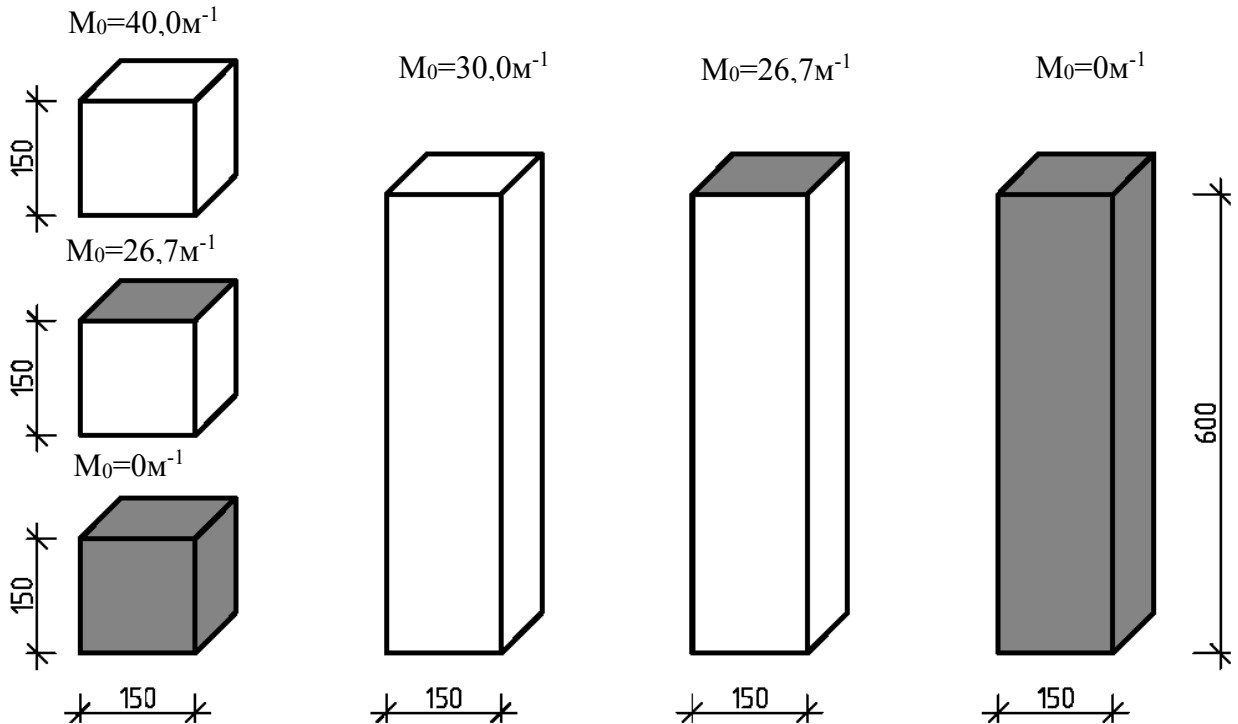


Рис. 2.1. Размеры и схема гидроизоляции опытных образцов.

Возраст бетона к началу испытаний на сжатие в условиях нормальной температуры составлял 28 и 60 суток. Второй временной промежуток соответствует стабилизированным значениям деформаций усадки в бетонных образцах с размерами поперечного сечения 150x150 мм.

Начальные измерения деформаций усадки образцов-призм производилось на четвертые сутки после бетонирования, сразу после распалубливания. Измерительные приборы и схема их расположения приняты согласно требованиям [19].

Для изготовления всего количества образцов согласно программе экспериментальных исследований, выполнено 7 серий бетонирования. При этом три серии бетонирования выполнены из обычного тяжелого бетона со значениями прочности: по составу №2 - в 2-х сериях в пределах от 51,2 МПа до 52,4 МПа и по

составу №1 в 1-й серии - в пределах от 24,3 МПа до 25,8 МПа, что соответствует классам бетона по прочности соответственно В50 и В25. Четыре серии выполнены из высокопрочного модифицированного тяжелого бетона состава №3. Значения прочности образцов-кубов из бетона состава №3 находились в пределах от 76,6 МПа до 81,1 МПа, что соответствует классу бетона по прочности В80.

Все экспериментальные исследования проведены в лабораторном корпусе ДонНАСА с относительно стабильными температурно-влажностными условиями: температура воздуха -  $+20\pm 5^{\circ}\text{C}$ , влажность воздуха –  $70\pm 10\%$ .

## **2.2. Системы измерения деформаций в экспериментальных исследованиях**

Для измерения линейных деформаций при испытаниях бетонных образцов наиболее распространёнными и самыми доступными являются механические приборы часового типа ИЧ-10 и МИГ-1 (МИГ-2). Современные электронные системы измерения деформаций являются дорогостоящими и трудно доступными в приобретении. В исследованиях [47, 49] для измерения деформаций на образцах бетона в испытаниях в условиях одно-, двух- и трехосных напряженных состояний успешно применялись индикаторы часового типа со специальными способами крепления к опытному образцу.

Поэтому в данном исследовании решалась задача усовершенствования апробированной системы измерения деформаций, основанную на использовании механических приборов часового типа ИЧ-10 и МИГ-1 (МИГ-2) в направлении минимизации исключения их основных недостатков.

Основные недостатки механических приборов часового типа:

1. Необходимость разработки специальной системы крепления приборов к опытному образцу.
2. Влияние субъективного человеческого фактора при визуальной фиксации показаний приборов.
3. Невозможность автоматической записи показаний приборов на электронные носители информации.

4. Невозможность одновременной фиксации показаний особенно на этапах, близких к разрушению.

5. Потребность в большом количестве персонала при фиксировании показаний с труднодоступных и расположенных в разных плоскостях приборов.

Указанные факторы затрудняют измерение деформаций и могут приносить дополнительные погрешности в результаты испытаний.

Достоинства механических приборов:

1. Достаточно высокая точность измерения порядка  $1 \cdot 10^{-3}$  мм.
2. Нечувствительность к локальным поверхностным деформациям бетона (особенно важно на этапах, близких к разрушению бетона).
3. Возможность применять в условиях воздействия повышенных и отрицательных температур без специальной температурной компенсации.

В рамках данной работы разработан способ усовершенствования считывания показаний механических приборов часового типа, который заключается в применении в процессе испытаний регистрирующих веб-камер с параллельной записью на электронные носители информации в единой шкале времени.

Осуществление данного способа стало возможным с помощью программного приложения «Active WebCam», обеспечивающего подключение к компьютеру группы веб-камер.

С помощью программы «Active WebCam» запись видеоизображений с веб-камеры осуществляется с титрами в виде текущего времени и номера прибора. Пример реализаций программы «Active WebCam» с отображением получаемого изображения с веб-камер представлен на рис. 2.2. Конструкция крепления веб-камеры к рамке крепления индикаторов через специальные выносные пластины отображена на рис. 2.3. На рис. 2.4. представлены фотографии испытуемых образцов, снаряженных измерительными приборами с использованием веб-камер.



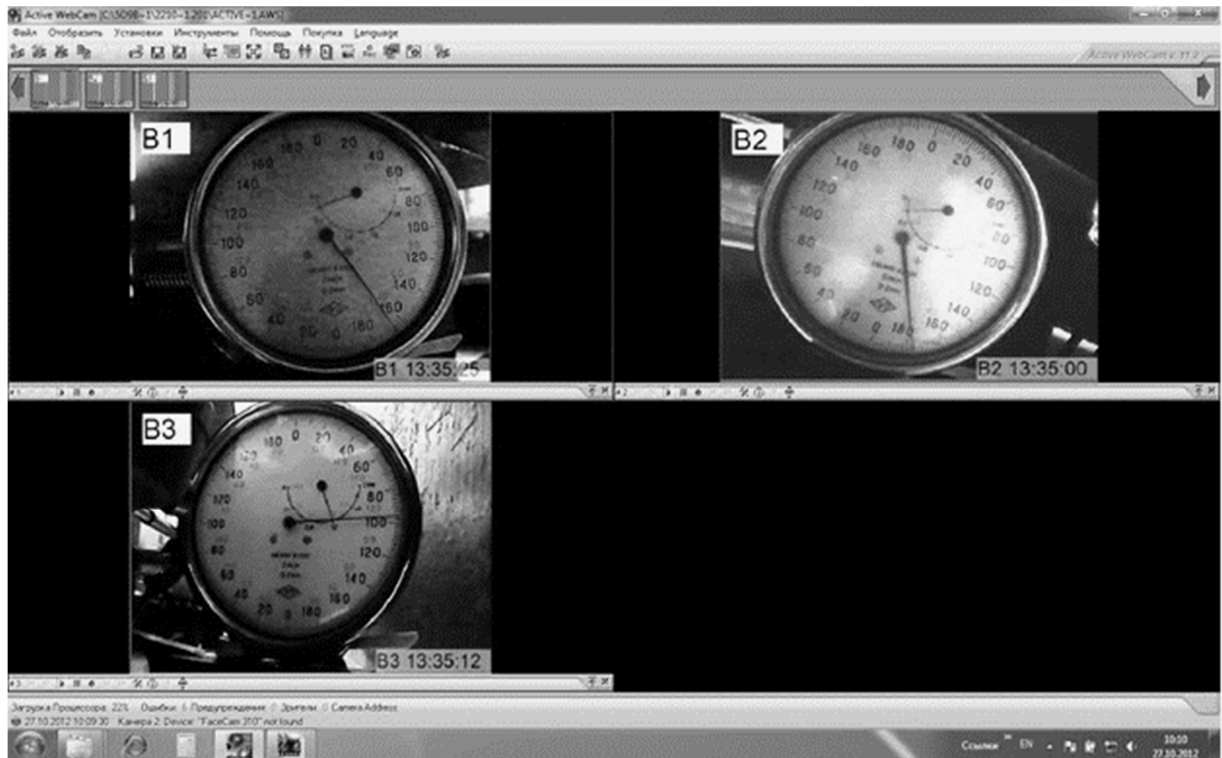


Рис. 2.2. Отображение получаемого изображения с веб-камер с помощью программы «Active WebCam».

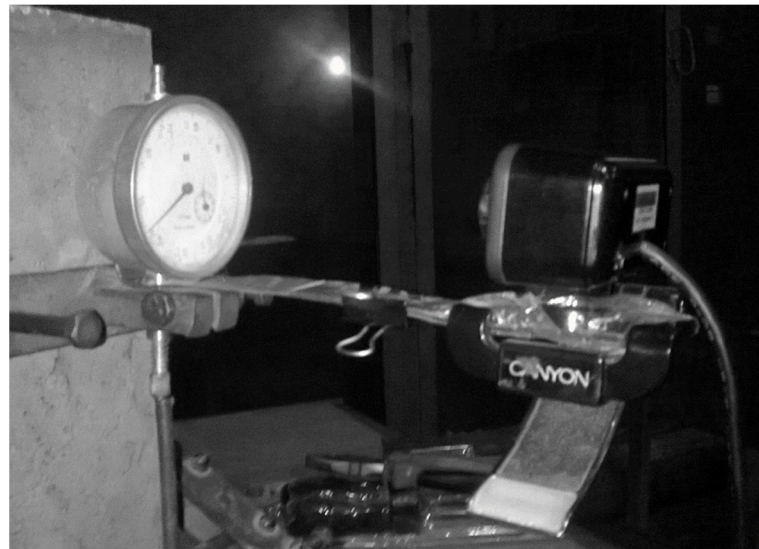


Рис.2.3. Конструкция крепления веб-камеры к опорной рамке через специальные выносные пластины.

При стандартном испытании образца-призмы используется 8 индикаторов часового типа (4 в продольном и по 2 в двух поперечных направлениях) и такое же количество веб-камер. В связи с ограничениями на количество веб-камер, подключаемых к одному компьютеру (не более 3-х), потребовалось

синхронизация работы всех используемых в одном эксперименте персональных компьютеров.

Процесс записи в память компьютера показаний с приборов производился по единому сигналу в виде изображений с мониторов персональных компьютеров.

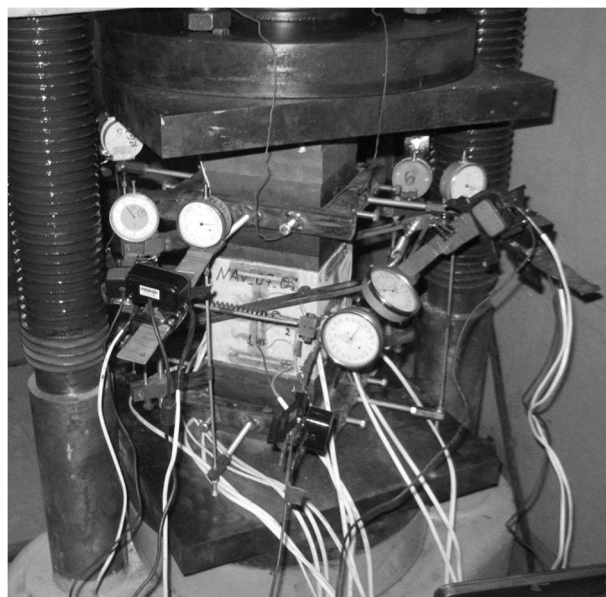
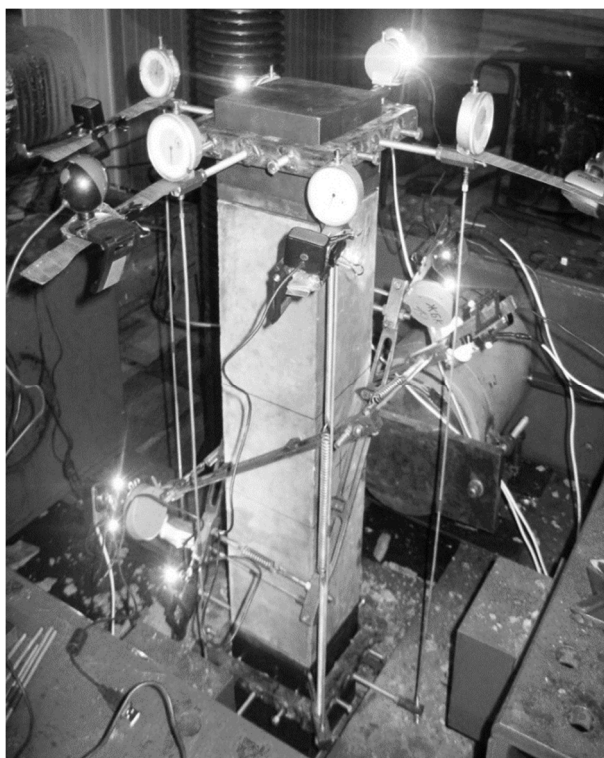


Рис.2.4. Фото изображения испытываемых образцов в процессе испытания.

Применение данного способа позволило получить достоверные данные о деформациях образцов на всех этапах нагружения, включая стадию разрушения.

Для повышения надежности измерения деформаций на начальных этапах нагружения были параллельно использованы тензорезисторы, наклеиваемые на грани бетонного образца. Съем показаний с тензорезисторов осуществлялся с помощью измерительной системы, выпускаемой фирмой «OWEN».

Измерительная система из приборов фирмы «OWEN» состоит из следующих компонентов:

1. Модуль ввода сигналов тензодатчиков МВ 110-224.2.ТД.
2. Модуль дискретного вывода МУ 110-220.32Р.
3. Автоматический преобразователь интерфейсов OWEN AC4

Модуль ввода сигналов тензодатчиков МВ 110-224.2.ТД предназначен для измерения сигналов мостовых тензометрических датчиков, преобразования данных измерений в значение физической величины и передачи результатов измерения в сеть RS-485.

Модуль дискретного вывода МУ 110-220.32Р предназначен для управления по сигналам из сети RS-485 встроенными дискретными выходными элементами, используемыми для подключения исполнительных механизмов с дискретным управлением.

Автоматический преобразователь интерфейсов ОВЕН АС4 предназначен для взаимного преобразования сигналов интерфейсов USB и RS-485. Он позволяет подключить к информационной сети RS-485 персональный компьютер, имеющий USB-порт.

Данная измерительная система предназначена для измерения статических и медленно меняющихся деформаций. Система работает по схеме уравновешенного измерительного моста Уинстона. Тензорезистор, закрепленный на испытываемой конструкции, является первичным прибором, воспринимающий ее деформации, возникающие под действием нагрузки. Он одновременно является одним из плеч моста, а изменение его сопротивления при деформации вызывает разбалансировку моста. Мостовая схема обеспечивает высокую чувствительность и точность регистрирующего устройства вследствие того, что измерительный прибор в этом случае рассчитан только на измерения приращений, а не полных сопротивлений. Мост состоит из активного тензорезистора R1, компенсационного тензорезистора R2 и сопротивлений R3, R4, образующих внутренний полумост. Компенсационный тензорезистор включен в смежное плечо моста для устранения температурных погрешностей при измерении деформаций.

Схема электрического моста измерительной системы показана на рис.2.5. Измерительная система из приборов фирмы «OWEN» позволяет подключить одновременно до 32 тензорезисторов. Время опроса одного моста с 8-ю подключенными тензорезисторами составляет около 12 сек. Измерительная система в сборе из приборов фирмы «OWEN» представлена на рис.2.6.

Для управления переключением реле прибора МУ 110-220.32Р и снятия показаний с прибора МВ 110-224.2.ТД использовалась программный продукт «MasterSCADA». В программе «MasterSCADA» была создана мнемосхема (рис.2.7), позволяющая контролировать каналы подключения тензорезисторов на их работоспособность и на текущие показания, а также время текущее и последних пяти отчетов, видеть таблицу деформаций для центровки образца в направлении нагружения.

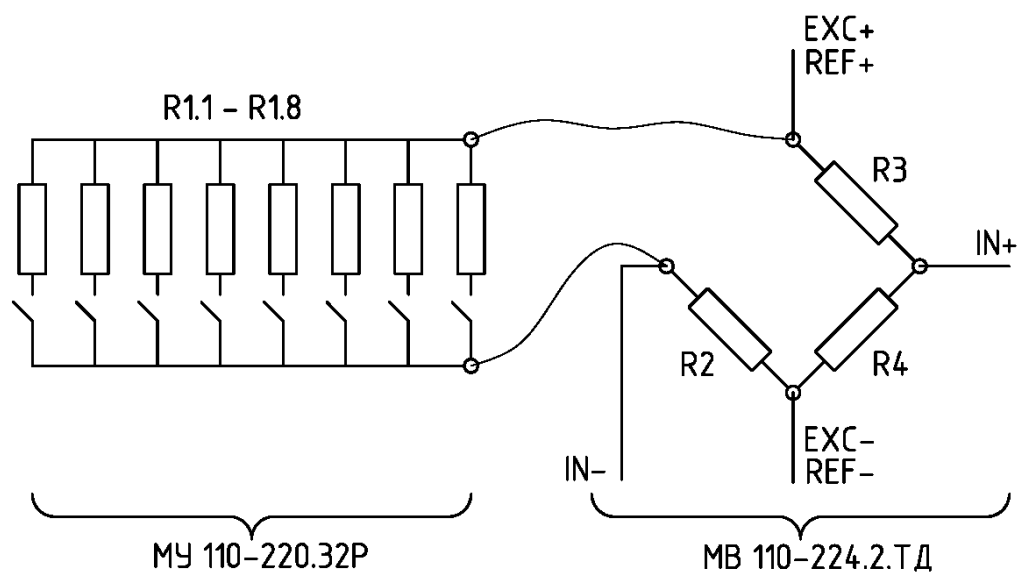


Рис. 2.5. Схема электрического моста измерительной системы.

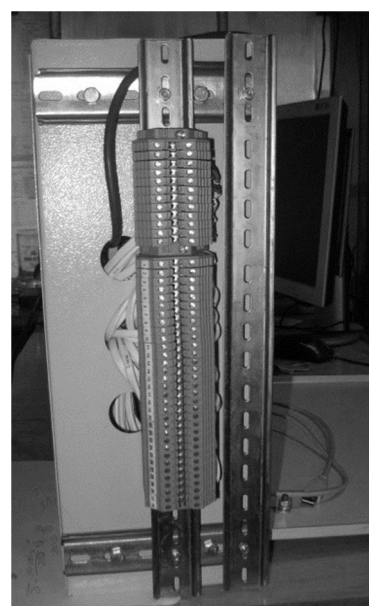
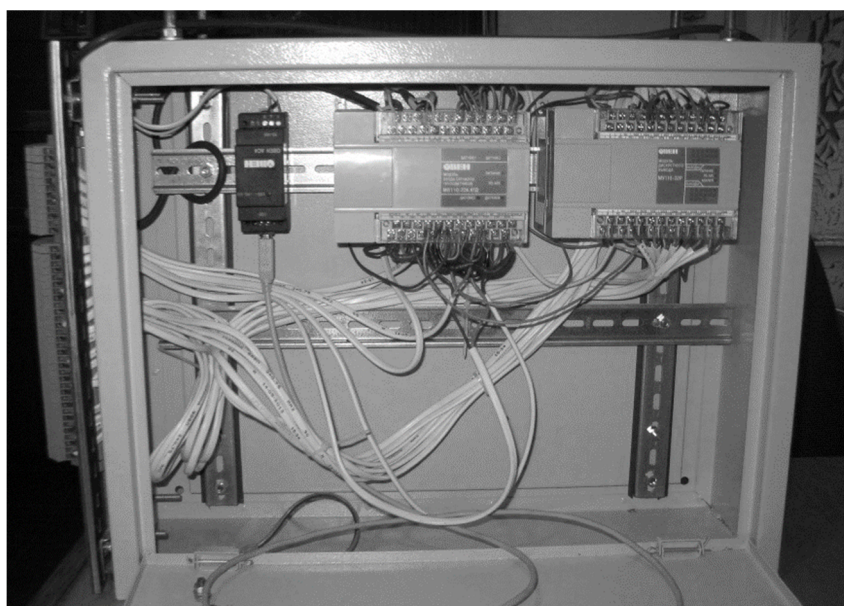


Рис. 2.6. Измерительная система в сборе из приборов фирмы «OWEN».

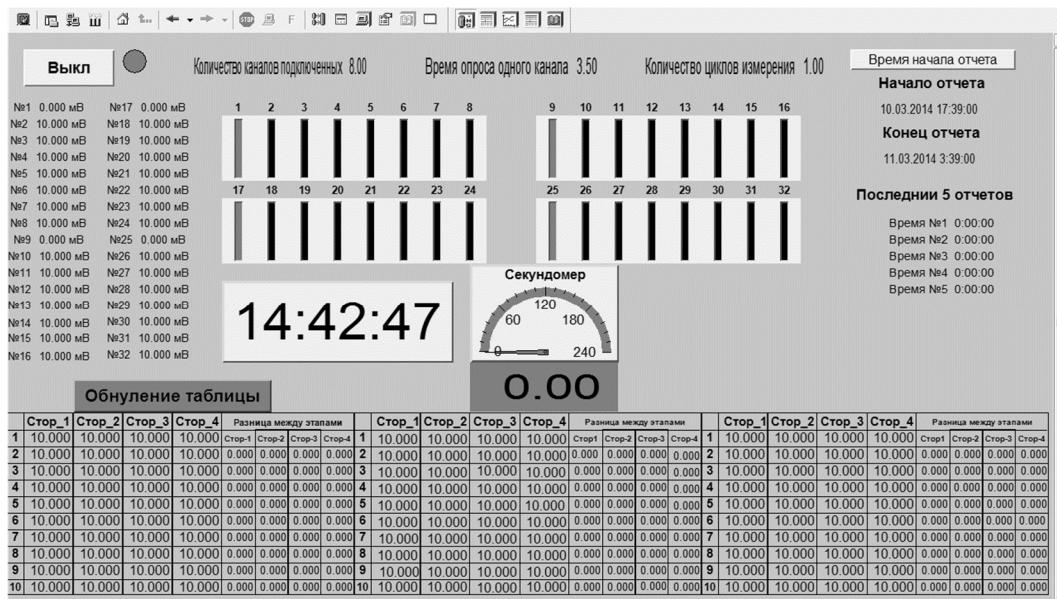


Рис. 2.7. Мнемосхема управления измерительной системой, разработанная в программе «MasterSCADA».

### 2.3. Выбор способов устранения контактного трения

При нагружении бетонных образцов жесткими штампами большое влияние на результаты испытаний оказывают силы трения на поверхностях контакта бетонных образцов со стальными плитами нагружающих устройств вследствие сдерживания деформаций материала образца в поперечном направлении, что обуславливает возникновение в бетоне контактной зоны неоднородного объемного напряженного состояния – трехосного сжатия.

Выбор конструкции антифрикционных прокладок осуществлялся с применением следующих критериев оценки достоверности полученных результатов:

1. Примерное равенство значений прочности образцов разных форм – кубов, призм, пластин и др. при принятом способе устранения трения.
2. Примерное равенство поперечных деформаций бетона в различных уровнях по высоте образца-призмы в условиях осевого сжатия.

Первым критерием констатируется, что прочность бетона есть характеристика материала и не должна зависеть от формы и размеров опытных образцов. Выполнение второго критерия характеризует создание в образце



однородного деформированного состояния, при котором силы контактного трения не оказывают сдерживающего влияния на поперечные деформации образца.

Конструкции разработанных в работах [47, 49] слоистых антифрикционных прокладок из фольги и графита применялись для бетонов средней прочности классов В30÷В50. Подбор их конструкции осуществлен с использованием первого из двух выше указанных критериев. Пробные испытания образцов-кубов из бетона класса В80 показали недостаточную эффективность прокладок разработанной в исследовании [47, 49] конструкции. Напряжения, создаваемые кубах из высокопрочного бетона, концентрировалось ближе к центру контактной зоны, что приводило к расколу образцов по ориентированной вертикально магистральной трещине еще на ранних стадиях нагружения при напряжениях порядка  $\eta \approx 0,3 \cdot R_b$ . Эти результаты показали необходимость подбора новых конструкций антифрикционных прокладок для образцов бетона с более высокими значениями прочности до В80.

При подборе составов антифрикционных прокладок с целью обеспечения однородного напряженного и деформированного состояния бетона в направлениях нагружения решались две основные задачи: обеспечение равномерной передачи давления на образец от жесткого штампа и снижение контактного трения на границе контакта «жесткий штамп - образец». Тестирование антифрикционных прокладок осуществлялось в условиях осевого сжатия образцов-кубов размерами 150х150х150мм путем сопоставления значений их прочности и деформаций с соответствующими значениями на образцах-призмах размерами 150х150х600мм, испытанных по стандартной методике [18]. Исследования выполнены для бетонов классов по прочности В25, В50 и В80.

В испытаниях использовались следующие конструкции антифрикционных прокладок (сокращенно – КАП):

1. Конструкция №1 (КАП-1) состоит из четырнадцати слоев алюминиевой фольги (два наружных слоя толщиной  $\delta = 0,15$ мм, двенадцать внутренних слоев толщиной  $\delta = 9$ мкм), чередующихся со слоями графитовой смазки, выполненной

из порошкообразного графита марки ГЛ-1 (ГОСТ 5279-74), пропитанного маслом И-40 и перемешанного до пастообразного состояния. Составляющие прокладку слои прошивались по периметру нитью и обжимались нагрузкой 100÷120 тонн под прессом. Общая толщина прокладки после изготовления составляла в среднем  $\delta = 1,25\text{мм}$ .

2. Конструкция №2 (КАП-2) состоит из жесткой резины, толщиной 1,35мм, разрезанной на квадраты размером 10x10мм, которые приклеивались с помощью клея на слой алюминиевой фольги толщиной  $\delta = 0,15\text{мм}$ .

3. Конструкция №3 (КАП-3) представлена слоем цементно-эпоксидного компаунда состава Ц:Эп=1:2, наносимого в пастообразном состоянии на грани образца и выдерживаемого до полного отверждения.

4. Конструкция №4 (КАП-4) состоит из листа цветного металла латуни, алюминия и магния с характеристиками механических свойств, приближенными к характеристикам бетона.

Критерием подбора антифрикционных прокладок конструкции №4 является обеспечение одинаковых поперечных деформаций бетонного образца и антифрикционной прокладки в контактной зоне.

$$\varepsilon_{\text{попер.}}^{\text{np}} = \varepsilon_{\text{попер.}}^{\delta}, \quad \frac{\mu^{\text{np}}}{E^{\text{np}}} = \frac{\mu^{\delta}}{E^{\delta}}, \quad \mu^{\text{np}} = \frac{E^{\text{np}} \cdot \mu^{\delta}}{E^{\delta}} \quad (2.1)$$

Соответственно исследованным классам бетонов по прочности наиболее эффективными являются следующие конструкции антифрикционных прокладок:

КАП-4.1 – для бетонов класса В25 из листа магния марки МА8 толщиной 2мм (табл.2.4);

КАП-4.2 – для бетонов класса В50 из листа дюралюминия марки АМГ2Н толщиной 3мм (табл.2.5);

КАП-4.3 – для бетонов класса В80 из листа латуни марки Л63 толщиной 2мм (табл.2.6).

Экспериментальные результаты подбора составов антифрикционных прокладок для бетонов В25, В50 и В80 представлены в табл.2.4, 2.5 и 2.6.

Таблица 2.4

Обоснование состава антифрикционной прокладки для бетона класса В25

№ п/п	Материал прокладки	Физические характеристики				Условный коэффициент поперечных деформаций по формуле (2.1) для прокладок	Показатель соответствия прокладок для данного типа бетона
		прокладки		бетона			
		$E^{\text{пр}}$ , МПа	$\mu^{\text{пр}}$	$E^{\text{б}}$ , МПа	$\mu^{\text{б}}$		
1.	сталь	210000	0.28	30000	0.2	1.40	5.00
2.	латунь	115000	0.35			0.77	2.19
3.	алюминий	70000	0.34			0.47	1.37
4.	магний	45000	0.33			0.30	0.91

Таблица 2.5

Обоснование состава антифрикционной прокладки для бетона класса В50

№ п/п	Материал прокладки	Физические характеристики				Условный коэффициент поперечных деформаций по формуле (2.1) для прокладок	Показатель соответствия прокладок для данного типа бетона
		прокладки		бетона			
		$E^{\text{пр}}$ , МПа	$\mu^{\text{пр}}$	$E^{\text{б}}$ , МПа	$\mu^{\text{б}}$		
1.	сталь	210000	0.28	42400	0.2	0.99	3.54
2.	латунь	115000	0.35			0.54	1.55
3.	алюминий	70000	0.34			0.33	0.97
4.	магний	45000	0.33			0.21	0.64

Таблица 2.6

Обоснование состава антифрикционной прокладки для бетона класса В80

№ п/п	Материал прокладки	Физические характеристики				Условный коэффициент поперечных деформаций по формуле (2.1) для прокладок	Показатель соответствия прокладок для данного типа бетона
		прокладки		бетона			
		$E^{\text{пр}}$ , МПа	$\mu^{\text{пр}}$	$E^{\text{б}}$ , МПа	$\mu^{\text{б}}$		
1.	сталь	210000	0.28	52000	0.15	0.61	2.16
2.	латунь	115000	0.35			0.33	0.95
3.	алюминий	70000	0.34			0.20	0.59
4.	магний	45000	0.33			0.13	0.39



Для устранения трения между нагружающим штампом и прокладками по конструкции №4 рекомендуется использовать антифрикционные прокладки КАП-1 (обозначение в конце шифра прокладки «п.1») и КАП-2 («п.2»). В исследованиях использовались конструкции прокладок из цельных листов, а также составные прокладки из разделенных на 4 части листов (обозначение в конце шифра прокладки «р.1») и на 16 частей («р.2»).

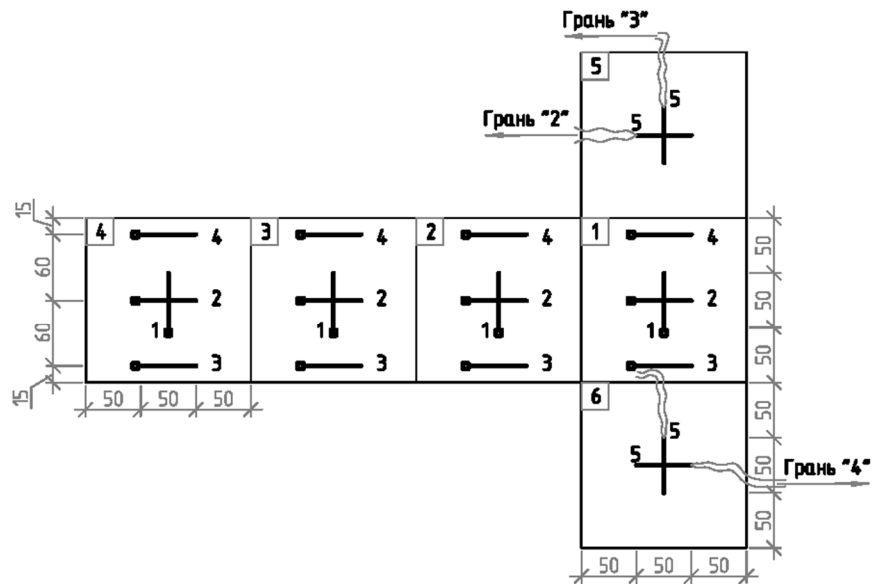
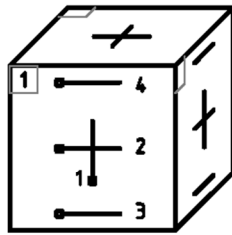
#### **2.4. Методика экспериментальных исследований прочности и деформаций бетона при одноосном сжатии**

В процессе испытаний измерялись относительные линейные деформации  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  по направлениям главных осей каждого образца на каждой ступени нагружения, а также фиксировались соответствующие величины нагрузки. По результатам испытаний бетонных образцов-кубов и призм определялись: предельные деформации  $\bar{\varepsilon}_1, \bar{\varepsilon}_2, \bar{\varepsilon}_3$  по направлениям главных осей образца, призмная прочность  $R_b$ , кубиковая прочность при различных конструкциях антифрикционных прокладок, начальный модуль упругости  $E_b$  и коэффициент поперечных деформаций  $\mu$  бетона.

Испытания на осевое сжатие бетонных призм размером 150x150x600 и кубов с размерами ребра 150мм проводились на гидравлическом прессе ПММ-125 для бетона класса по прочности В25 и на прессе ПММ-1000 для бетонов классов по прочности В50 и В80.

При испытаниях призм и кубов измерения продольных деформаций осуществлялись индикаторами часового типа ИЧ-10, поперечных деформаций - индикаторами МИГ-1, закрепленных на специальных конструкциях выносных рамок. Дополнительно деформации измерялись тензорезисторами, наклеенными на поверхности граней образцов с помощью клея БФ-2. Схемы расположения тензорезисторов представлены на рис. 2.8. На части призм в испытаниях по проверке эффективности работы антифрикционных прокладок тензорезисторы поперечного направления наклеивались цепочками в нескольких уровнях по высоте образцов для контроля равномерности поперечного деформирования призм.

а)



б)

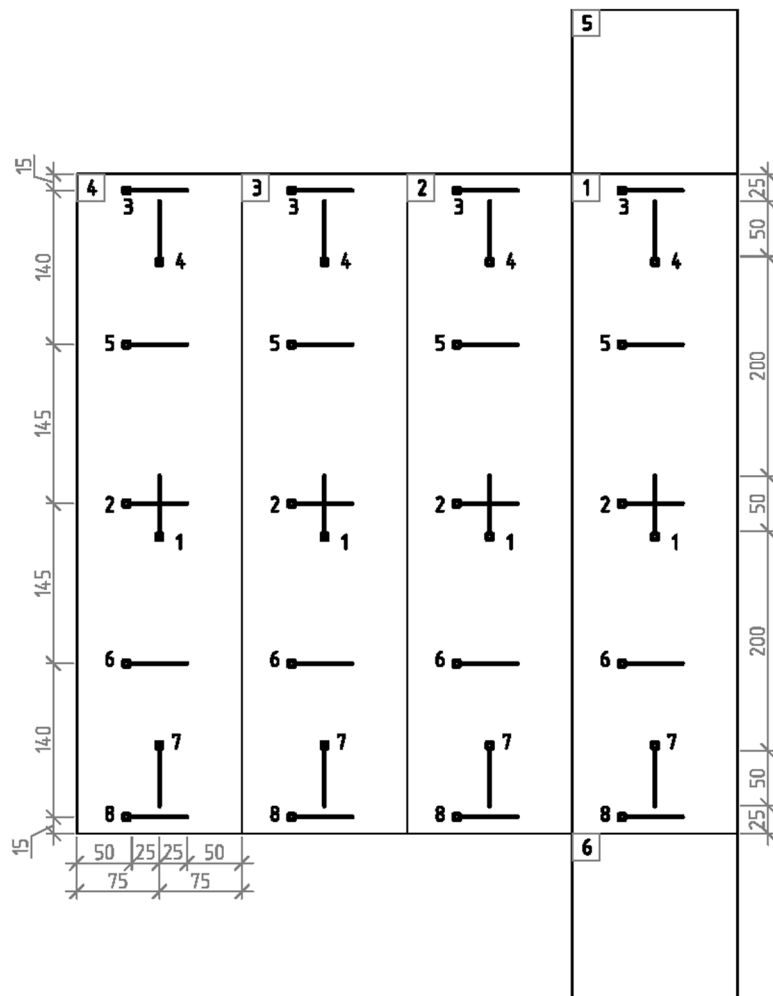
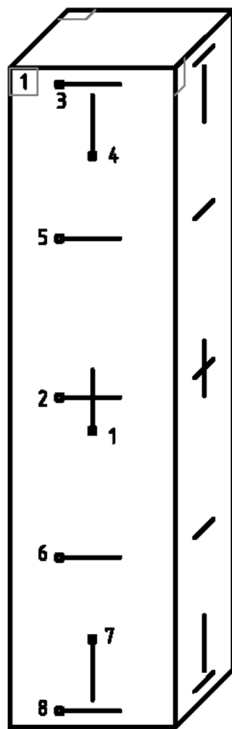


Рис. 2.8. Схемы расположения тензорезисторов на поверхностях бетонных образцов-кубов (а) и призм (б). Маркировка схем измерения деформаций - СИКТ-1 (а), СИПТ-1 (б).

В испытаниях использовались четыре конструкции специальных поддерживающих рамок под приборы. Расположение рамок на бетонных образцах, а также схемы измерения деформаций призм (СИП) и кубов (СИК) представлены на рис. 2.9 и рис. 2.10 соответственно. Использовались разные сочетания расположения поддерживающих рамок под приборы для повышения надежности измерения деформаций.

Отличия в схемах измерения деформаций образцов-призм и кубов:

1. СИП-1 соответствует рекомендованной схеме расположения приборов и рамок для образцов-призм согласно ГОСТ 24452-80 [18];

2. СИП-2 аналогична СИП-1 с добавлением нагружающих штампов (1) и рамок №1 (2) из конструкции установки для испытаний образцов-кубов на трехосное сжатие [49];

3. СИП-3 аналогична СИП-2, закрепление рамок №2 (3) осуществлялось на нагружающие штампы (1);

4. СИП-4 аналогична СИП-3 с добавлением рамок №3 (4), которые приклеивались на бетон на расстоянии 125мм от края образца с помощью эпоксидно-цементного компаунда.

5. СИК-1 соответствует расположению приборов из установки на испытания образцов-кубов на трехосное сжатие [49] с отсутствием боковых нагружающих штампов;

6. СИК-2 аналогична СИК-1 с добавлением рамок №2 (3), которые закреплялись на нагружающие штампы (1).

При осевом сжатии центрирование по физическому центру тяжести образцов осуществлялось по показаниям индикаторов и тензорезисторов при уровнях нагружения порядка  $0,2 \div 0,3$  от призмочной прочности. Приложение нагрузки осуществлялись ступенями вплоть до разрушения. Величина ступени составляла порядка  $0,05 \div 0,1$  от расчетной предельной нагрузки, время выдержки на каждой ступени – 4 минуты. После достижения нагрузки уровня 0,8 от призмочной прочности величина прикладываемых нагрузок и времени выдержки в последующих ступенях уменьшались вдвое.

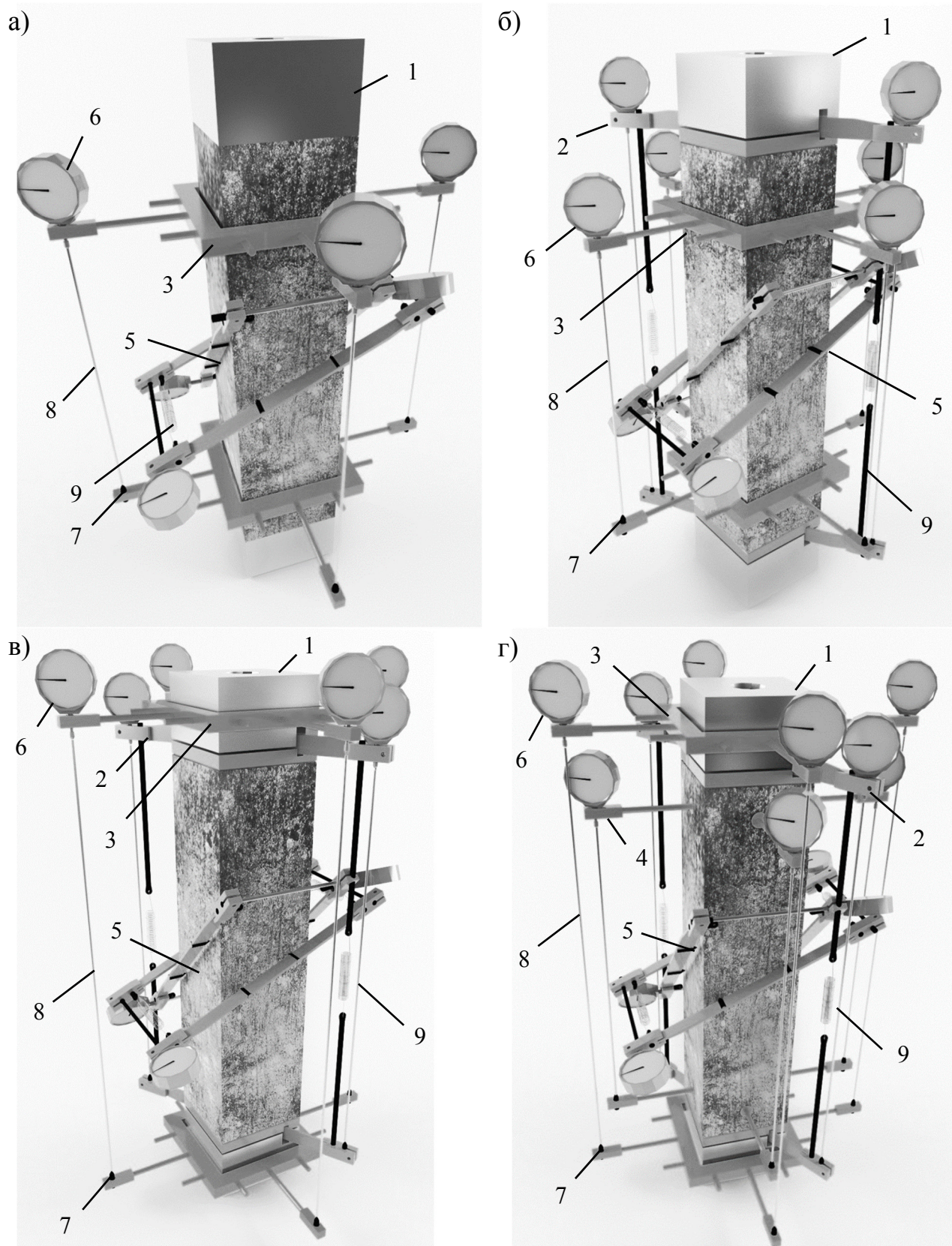
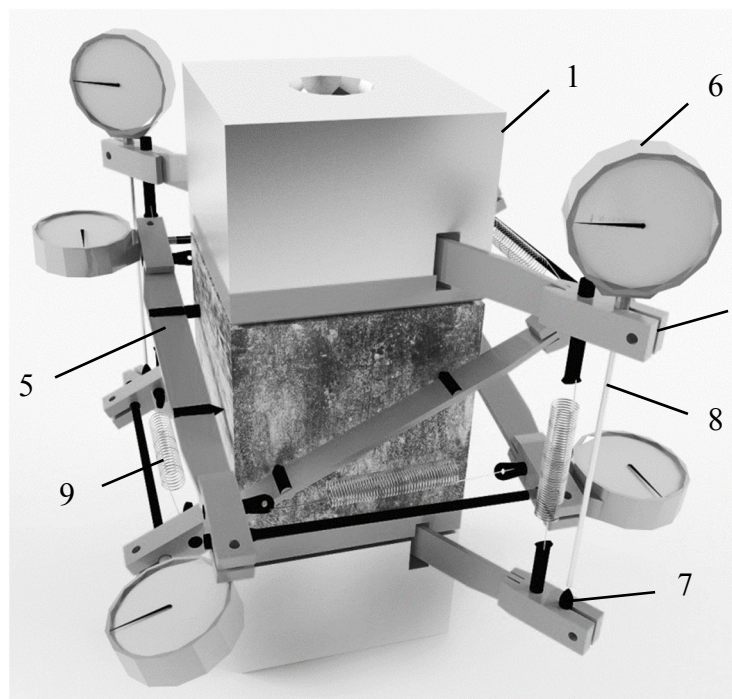


Рис. 2.9. Схемы расположения индикаторов часового типа на образцах-призмах с размерами 150x150x600мм. Маркировка схем измерения деформаций призм СИП-1 (а), СИП-2 (б), СИП-3 (в), СИП-4 (г). Условные обозначения см. рис. 2.9.



а)



б)

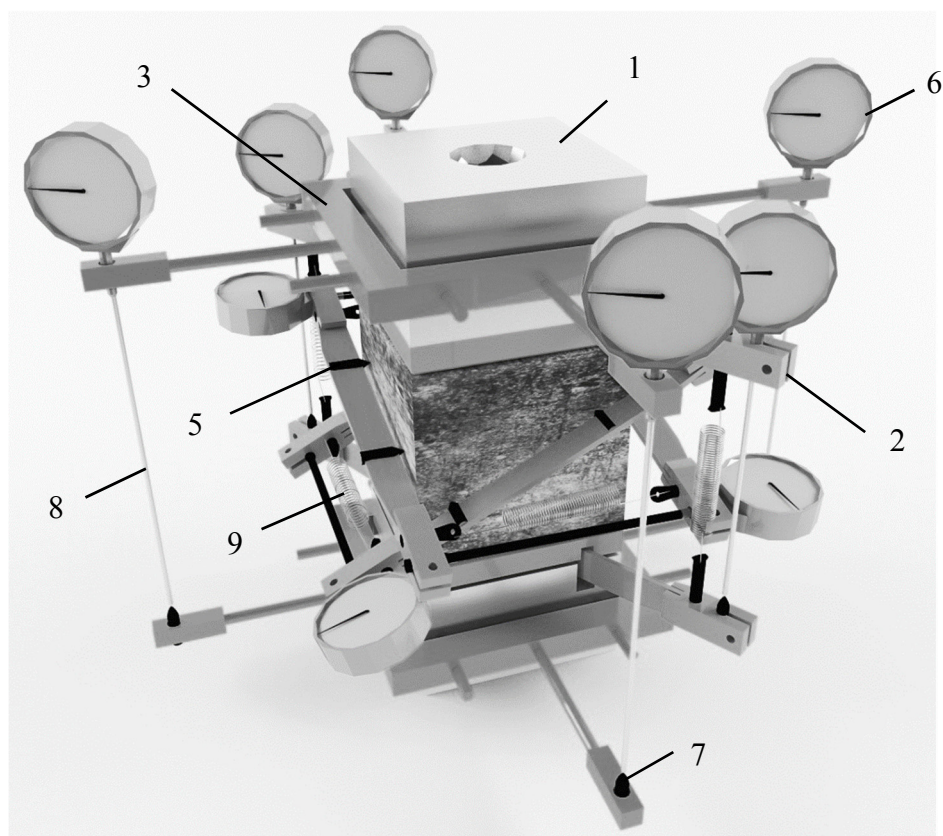


Рис. 2.10. Схемы расположения индикаторов часового типа на образцах-кубах с ребром 150мм. Маркировка схем измерения деформаций кубов СИК-1 (а), СИК-2 (б). Условные обозначения: 1 – нагружающий штамп; 2 – рамка №1; 3 – рамка №2; 4 – рамка №3; 5 – рамка №4; 6 – индикаторы часового типа; 7 – упорные болты; 8 – удлинители; 9 – стяжные пружины.

Общая продолжительность испытаний одного образца составляет около 40÷90 минут в зависимости от класса бетона по прочности.

В процессе экспериментальных исследований всего было испытано на одноосное сжатие 63 образца, из которых 24 образца-призмы, 17 образцов-кубов на прочность и 22 образца-куба с измерением линейных компонентов деформаций.

## **2.5. Методика экспериментальных исследований прочности и деформаций бетона в условиях трехосного сжатия**

Экспериментальные исследования процессов деформирования и разрушения бетона при трехосном сжатии выполнены на образцах-кубах с размером ребра 150 мм в условиях нормальной температуры.

Для выполнения нагружения использовалась специальная установка, разработанная Корсуном В.И. и Калмыковым Ю.Ю. [49] (рис. 2.11, 2.12). Установка представляет собой пространственную раму, в которой вертикальное усилие создается прессом ПММ-1000, а горизонтальные – гидравлическими домкратами ДГ-200. Прикладываемые усилия передаются на опытный образец через жесткие стальные штампы с размерами 150×150×150мм. Конструкция установки позволяет при помощи системы вывинчивающихся опор производить центрирование образца по физическому центру тяжести, а также осуществлять пропорциональное и непропорциональное раздельное нагружение в направлениях главных осей образца.

Усилие, прикладываемое в направлении максимального по величине сжимающего напряжения, контролировалось по показаниям силоизмерительной шкалы прессы ПММ-1000. Контроль усилий бокового обжатия образца, осуществлялся по показаниям манометров в гидросистемах домкратов ДГ-200.

Перед проведением испытаний выполнялась тарировка домкратов на поверенном гидравлическом прессе П-250. По результатам тарировки были получены практически линейные зависимости между величинами усилий, создаваемых домкратами, и величинами давления масла в их гидросистеме.

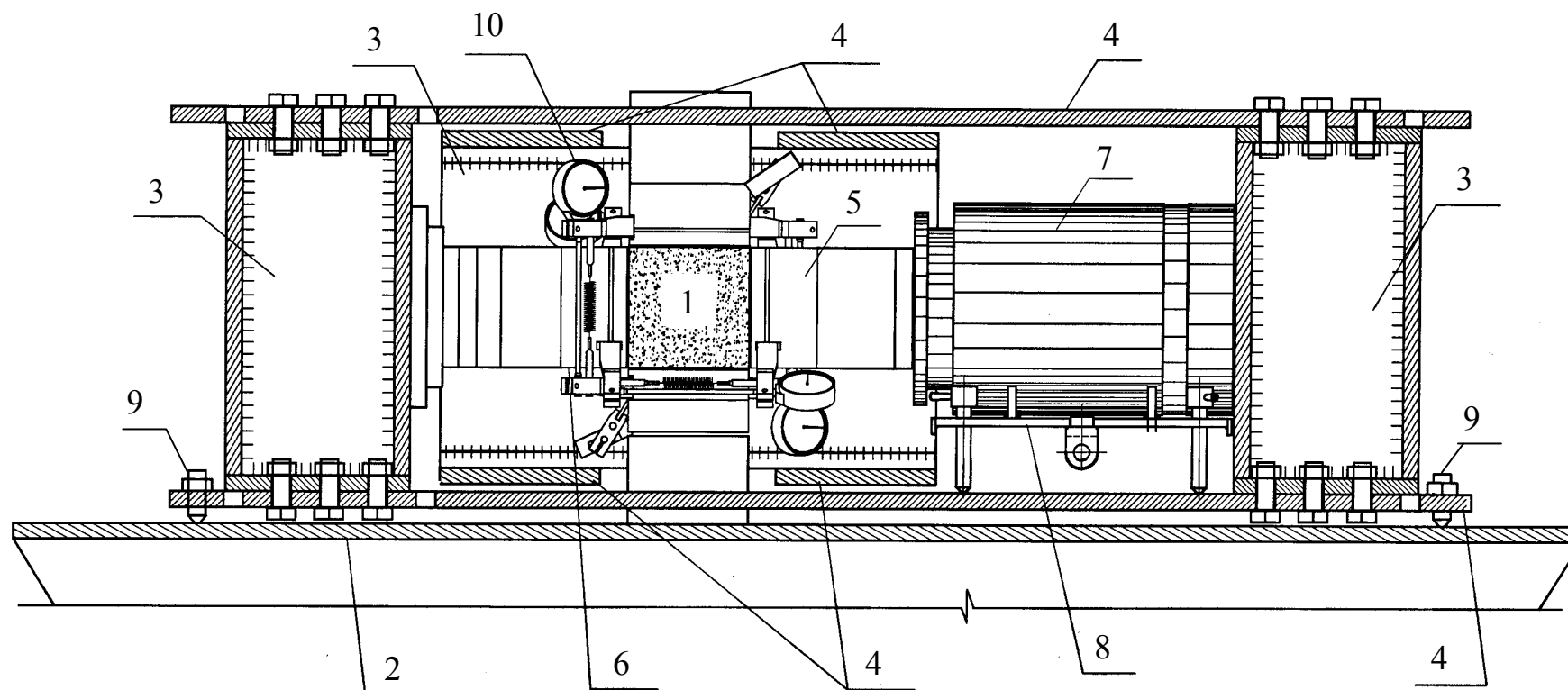
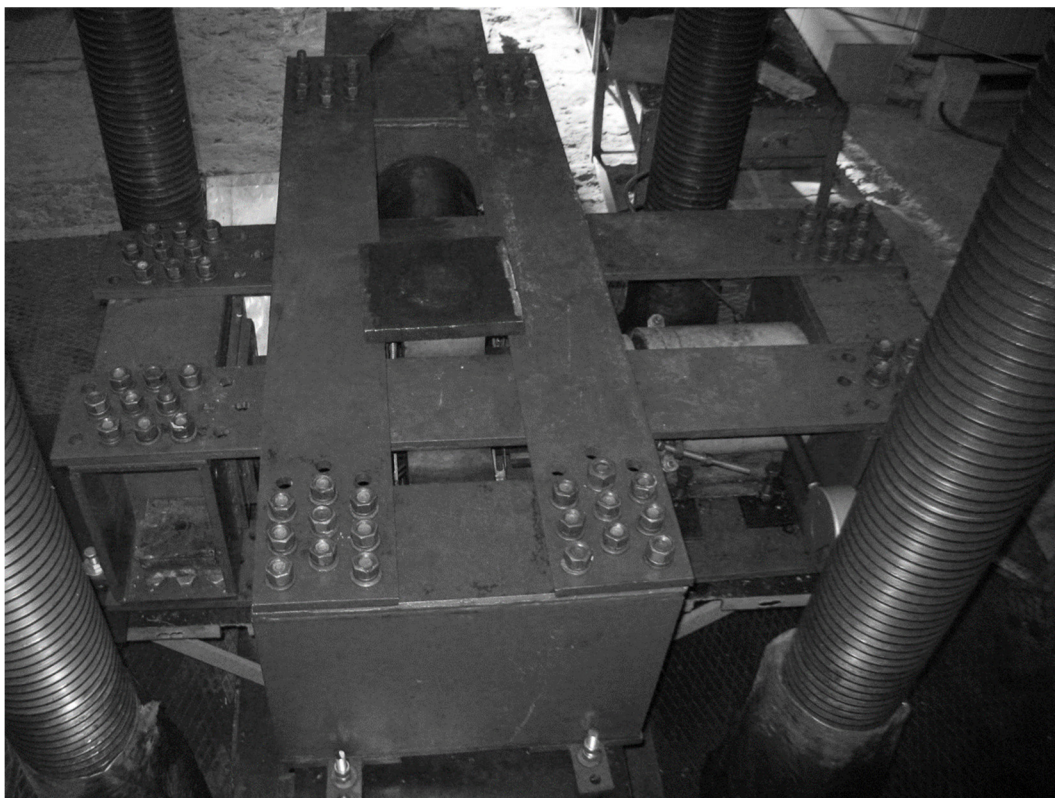


Рис. 2.11. Схема установки для испытаний бетонных кубов на трехосное сжатие:

1 – бетонный образец; 2 – подвижная тележка прессы; 3 – упорные траверсы пространственной рамы; 4 – тяги пространственной рамы; 5 – нагружающий штамп; 6 – рамка для крепления индикаторов; 7 – домкрат ДГ-200; 8 – опорный столик для центровки положения домкрата; 9 – вывинчивающиеся опоры; 10- индикатор часового типа МИГ-1.



а)



б)

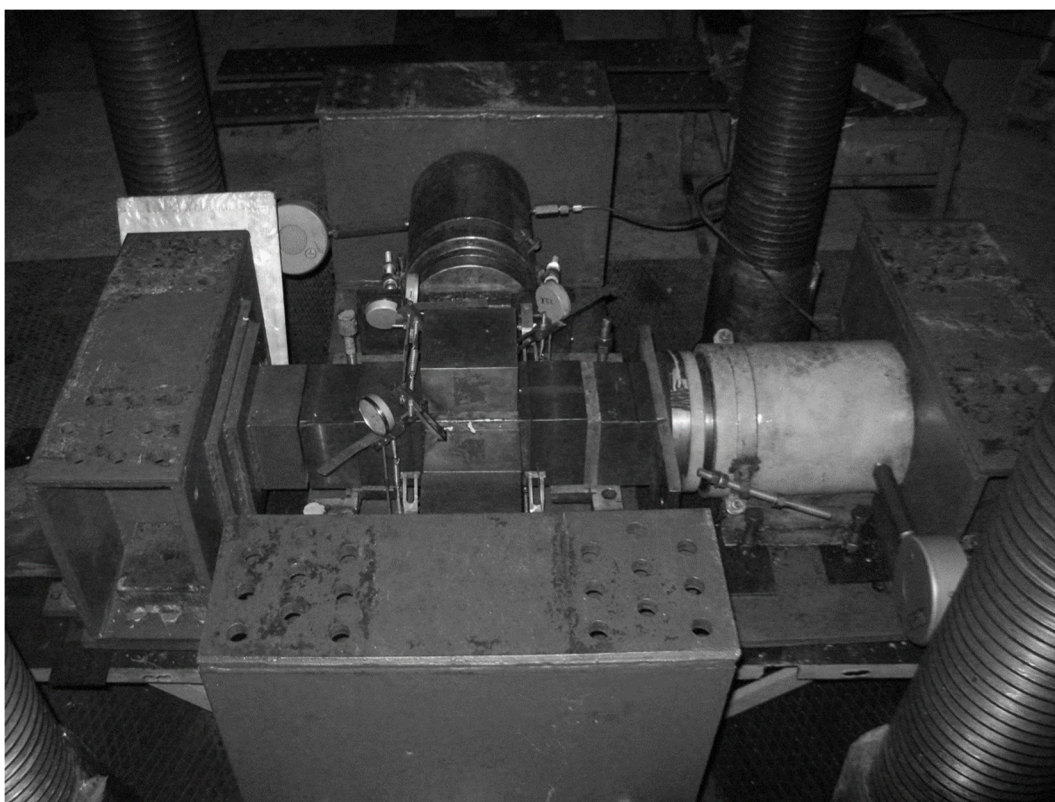


Рис. 2.12. Установка для испытаний бетона на трехосное сжатие.

а) в собранном виде; б) со снятыми верхними силовыми элементами.



Равномерность передачи нагрузки на образец обеспечивалось плоскостностью граней образца и нагружающих штампов, а также применением антифрикционных прокладок.

Выбор способа устранения трения на границах контакта образца с элементами нагружающих устройств осуществлен на основе специального экспериментального исследования, в которых образцы различной формы (куб, призма) испытывались на осевое сжатие при различных составах устраняющих трение прокладок на осевое сжатие. При испытаниях бетонного образца-куба в условиях двух- и трехосного сжатия рекомендуется конструкция антифрикционной прокладки КАП-1.

Для приложения нагрузки к образцу использовалось шесть специальных нагружающих штампов, конструкция которых, представленная на рис. 2.13, обеспечивала размещение в них рамок специальной конструкции для крепления индикаторов часового типа и измерения всех трех компонент деформаций бетонного образца.

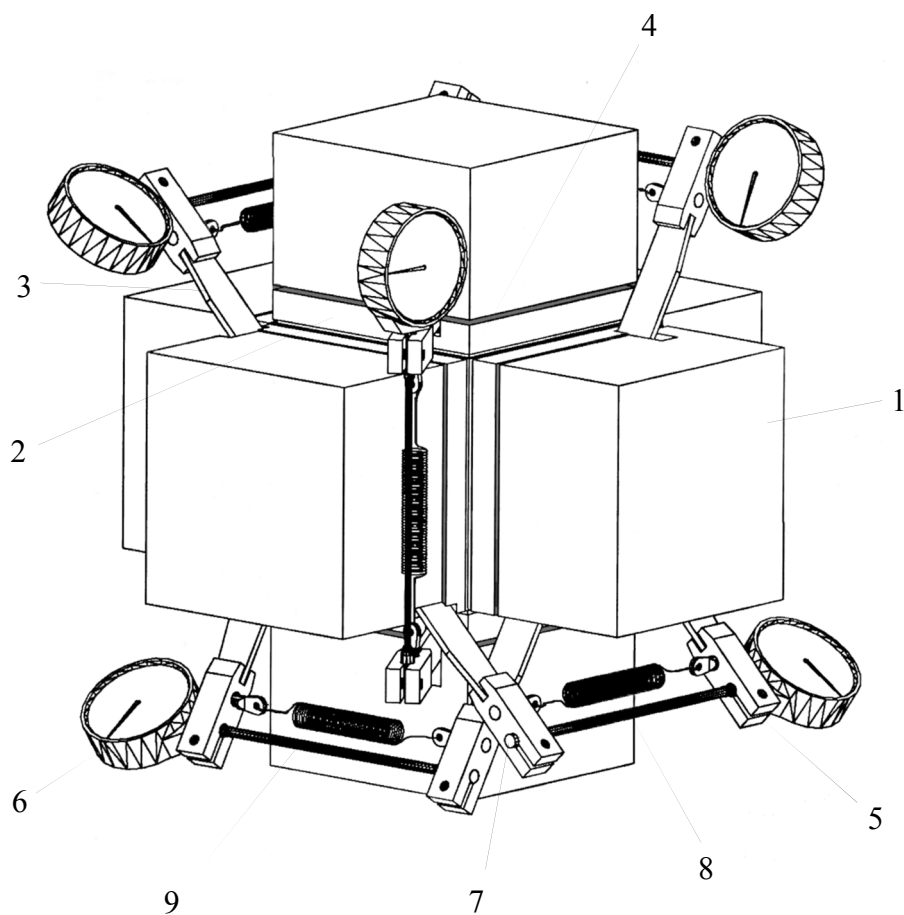
Нагружающие штампы (рис. 2.13) состоят из корпуса 1 с крышкой 2, а в специально устроенных прорезях размещаются рамки 3, опорные ножки которых упираются на грани образца 4. К наконечникам рамок 5 крепятся индикаторы часового типа 6 и упорные болты 7 с коническим концом. Прорези в корпусе 1 и крышке 2 для каждой пары нагружающих штампов имеют разные углы наклона относительно их геометрической оси. Рамки 3 попарно стягиваются между собой стяжными пружинами 8 и образуют плотно прижатый к бетонному образцу 4 контур, который при нагружении образца смещается, следуя за смещениями нагружаемых граней, не соприкасаясь с передающими нагрузку штампами. Деформации опытного образца 4 вдоль его главных осей фиксируются индикаторами часового типа 6 через удлинители 9, соединяющие штоки индикаторов 6 и упорные болты 7, закрепленные на противоположных наконечниках рамок 5. Для предотвращения скольжения опорных ножек рамок по поверхности образца и выдавливания бетона в отверстия штампа в местах

опирания ножек предварительно выполняются круглые потайные выемки диаметром 22,5мм и глубиной 3мм, в которые при помощи эпоксидно-цементного компаунда вклеиваются круглые стальные пластинки 10 диаметром 20мм и толщиной 2мм.

В ряде экспериментальных исследований параллельно выполнялся контроль деформаций, измеряемых механическими приборами часового типа и деформаций, измеряемых, с помощью тензорезисторов, наклеенных на грани образцов в специально подготовленные выемки. Использовались тензорезисторы с базой измерения 50 мм со специально изготовленной измерительной системой, описанной в разделе 2.2. Приклеивание тензорезисторов в пазы и заполнение пазов осуществлялось эпоксидно-цементным компаундом. Пазы для тензорезисторов в готовых образцах выполнялись с помощью ручной граверной машины с насадками по бетону на глубину 2÷3 мм. В работе использовались две схемы расположения выемок под тензорезисторы (рис. 2.14). Основное их отличие заключается в форме пазов для соединительных проводов с тензорезисторами. В первой схеме пазы устроены под соединительными отверстиями корпуса 1 и крышки 2 нагружающих штампов, что в процессе нагружения образца вследствие выдавливания в них бетона приводило к срезу соединительных проводов. Во второй схеме пазы выполнены с поворотом под соединительные провода.

В процессе экспериментальных исследований было всего испытано на трехосное сжатие 49 образцов-кубов.

a)



б)

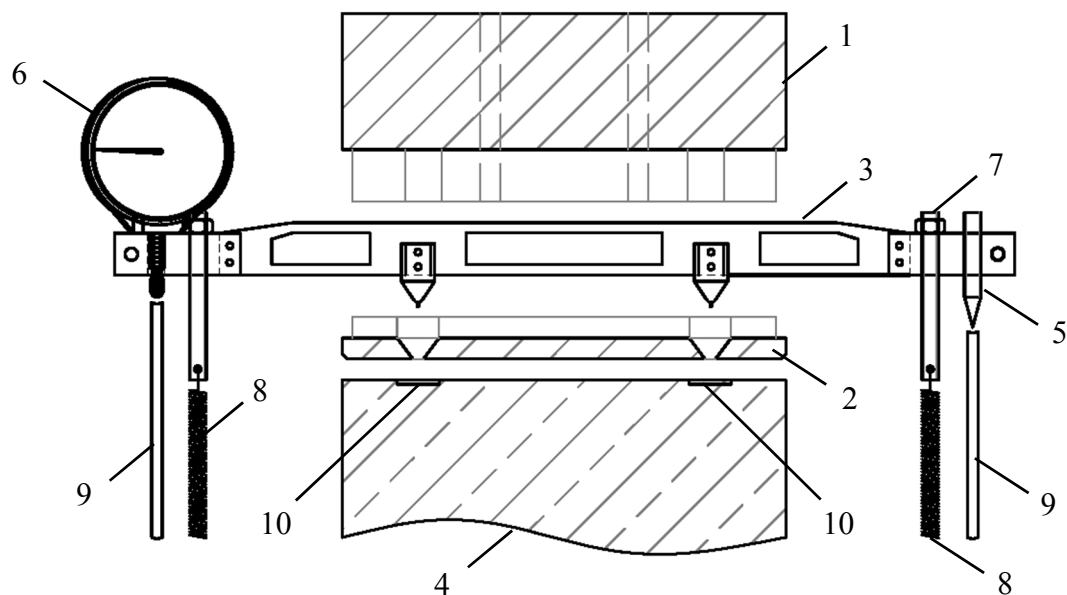
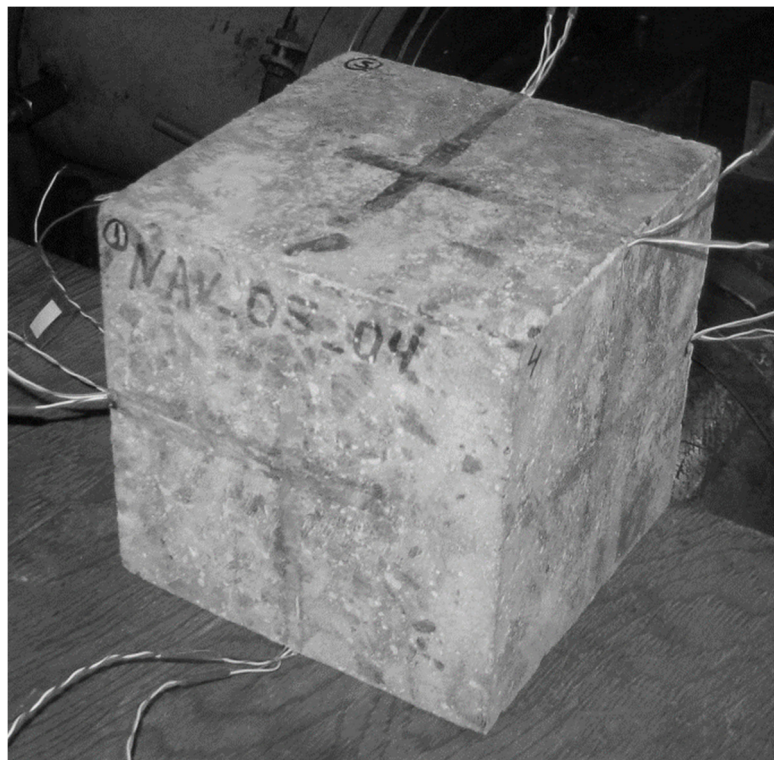


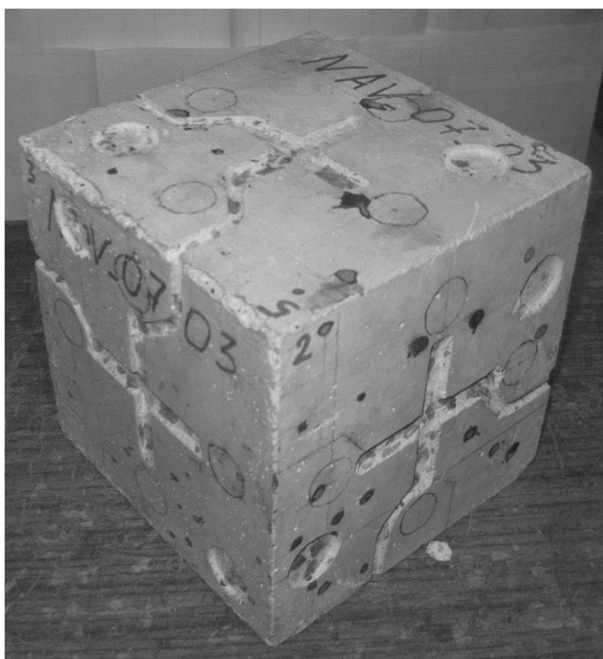
Рис. 2.13. Схема устройства нагружающих штампов (а) и разрез по оси симметрии прорезей, устроенных внутри нагружающих штампов (б):

1 - корпус; 2 - крышка; 3 - рамки; 4 - опытный образец; 5 – держатели; 6 – индикаторы часового типа; 7 - упорные болты; 8 - стяжные пружины; 9 – удлинители; 10 – круглые стальные пластинки.

a)



б)



в)

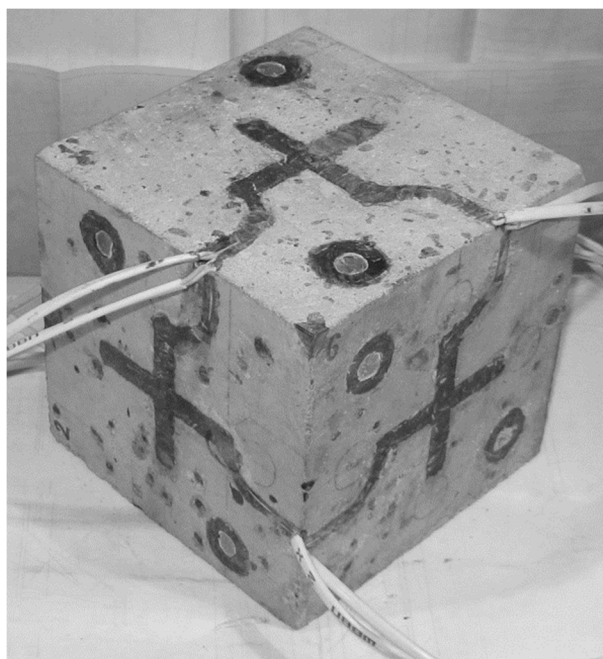


Рис. 2.14. Фотоиллюстрации расположения пазов под тензорезисторы по схеме 1 (а) и по схеме 2 (б, в).

## 2.6. Программа экспериментальных исследований прочности и деформаций бетона в условиях трехосного сжатия

В экспериментальных исследованиях реализованы следующие программы нагружения (рис.2.15) опытных образцов:

- программа 1 - трехосное равномерное (гидростатическое) сжатие равным по трем сторонам усилием до 200тс до уровня среднего напряжения  $\sigma_{0,\max}$ , достигающего значений от  $1 \cdot R_b$  до  $4,6 \cdot R_b$  в зависимости от класса прочности бетона с последующим догрузением по программам 2 или 3;

- программа 2 – нагружение на начальном этапе по программе 1 с последующим догрузением максимальным сжимающим напряжением  $\Delta\sigma_3$  и пропорциональным равномерным снижением бокового обжатия на соответствующие величины  $\Delta\sigma_1=\Delta\sigma_2=|\Delta\sigma_3/2|$  с сохранением постоянного значения среднего напряжения постоянным  $\sigma_{0,\max}=\text{const}$ ;

- программа 3 – нагружение на начальном этапе по программе 1 с последующим догрузением по направлению наибольшего сжимающего напряжения  $\sigma_3$  ступенями  $\Delta\sigma_3$  и синхронным снижением бокового обжатия ступенями  $\Delta\sigma_1=|\Delta\sigma_3|$  при сохранении  $\sigma_2=\text{const}$  и с сохранением постоянной величины среднего напряжения  $\sigma_{0,\max}=\text{const}$ .

Нагружение осуществлялось ступенями по 4,4 МПа поочередно напряжениями  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  в направлениях главных осей с выдержкой на каждом этапе одноосного догружения по 2 минуты и с измерением линейных деформаций  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$ ,  $\varepsilon_3$  по направлениям главных осей в начале и конце каждой ступени догружения.

По величинам линейных относительных деформаций оценивалось изменение относительного объема образца  $\theta$  на этапах гидростатического сжатия, а также устанавливалась зависимость между интенсивностью касательных напряжений  $\tau_i$  и изменением относительного объема  $\theta$  на этапах сложного догружения.

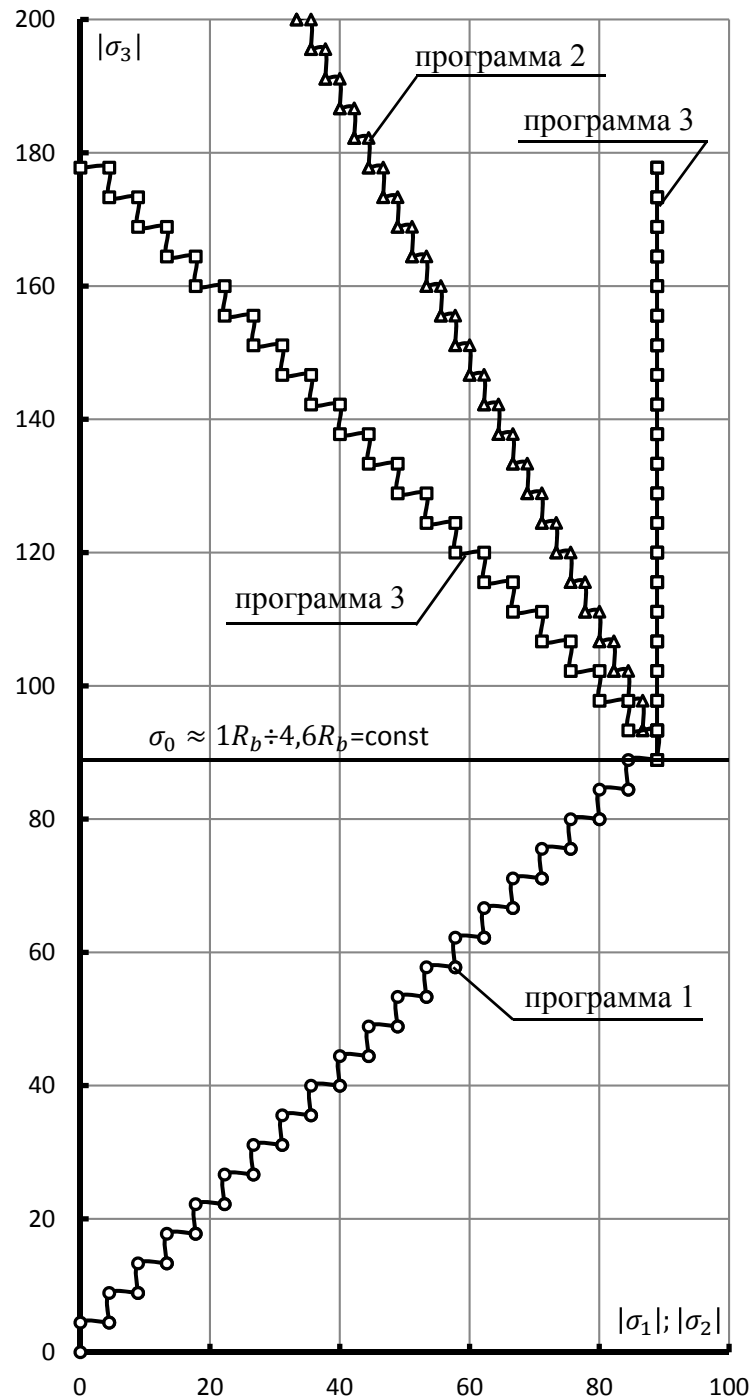


Рис. 2.15. Траектории нагружения опытных образцов напряжением  $\Delta\sigma_3$  на этапах трехосного сжатия:

- - программа 1 – гидростатическое сжатие при  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$  до уровня  $\sigma_0 = 88$  МПа;
- △— - программа 2 – догружение напряжениями  $\Delta\sigma_3$  при  $\sigma_{0,\max} = \text{const}$  и

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_{2,\max} - \frac{\Delta\sigma_3}{2};$$

- - программа 3 – догружение напряжениями  $\Delta\sigma_3$  при  $\sigma_{0,\max} = \text{const}$  и при  $\sigma_1 = \sigma_{1,\max} - \Delta\sigma_3$  и  $\sigma_{2,\max} = \text{const}$ .

Начальный модуль линейных деформаций  $E_b$  и начальный модуль объемного сжатия бетона  $K_\sigma$  на каждой ступени нагружения определялись по формулам [83]:

$$E_b = \frac{\Delta \sigma_i}{\Delta \varepsilon_i} \quad (2.2)$$

$$K_\sigma = \frac{E_b}{3(1-2\mu)}, \quad (2.3)$$

где  $\Delta \sigma_i$  и  $\Delta \varepsilon_i$  – приращения соответственно нормальных напряжений и линейных относительных деформаций в направлениях главных осей образца на этапах нагружения от нуля до уровня нагрузки, равной 30% от реализуемой величины гидростатического сжатия;

Величины дифференциальных коэффициентов поперечных деформаций определялись при сложных режимах нагружения на ступенях одноосных догрузений приращениями напряжений по соотношениям соответствующих приращений поперечных и продольных деформаций:

$$\Delta \mu_{ik} = \frac{\Delta \varepsilon_i}{\Delta \varepsilon_k}; \text{ где } ik=13; 23 \text{ при } \Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_2 = 0 \text{ и } \Delta \sigma_3 < 0;$$

$$ik=12; 32 \text{ при } \Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_3 = 0 \text{ и } \Delta \sigma_2 < 0;$$

$$ik=31; 21 \text{ при } \Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = 0 \text{ и } \Delta \sigma_1 > 0. \quad (2.4)$$

## 2.7. Выводы по разделу

1. Для экспериментального исследования процессов деформирования и разрушения бетона при различных случаях неравномерного объемного сжатия наиболее применимы образцы в форме кубов, как соответствующие по форме характерным объемам бетона в теле массивных конструкций.

2. Экспериментальные исследования процессов деформирования и разрушения бетона при трехосном сжатии выполнены на образцах,

изготовленных из тяжелых бетонов различных классов по прочности В25, В50 и В80.

3. Жесткий способ передачи давления с использованием специальной силовой установки, разработанной в ДонНАСА [49], что позволяет реализовывать в испытаниях высокие уровни равномерного и неравномерного трехосного нагружения сжатием, а также различные траектории пропорционального и непропорционального нагружения образцов вплоть до разрушения.

4. Принятые способы устранения контактного трения для бетонов классов В25÷В80 и методика измерения деформаций проверены на специально поставленных экспериментах и обеспечивают получение достоверных данных о прочности и деформациях бетона для любого случая одно-, двух- и трехосного сжатия.

5. Использование приборов часового типа совместно с тензорезисторами, наклеиваемыми на бетон, позволяет повысить точность измерения деформаций бетона в условиях одно- и многоосных напряженных состояний.

6. Применение взб-камер в сочетании с современными компьютерными технологиями позволяет осуществлять единовременную фиксацию показаний измерительных приборов, что особенно важно для скоротечных процессов деформирования на этапах нагружения, предшествующих разрушению бетона.



### РАЗДЕЛ 3.

## ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАЦИИ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ В УСЛОВИЯХ ОДНО- И ТРЕХОСНОГО СЖАТИЯ

### 3.1. Характеристики механических свойств тяжелых бетонов в условиях осевого сжатия

#### 3.1.1. Прочность при одноосном сжатии

*Кубиковая прочность  $R$  ( $f_{ck,cube}$ )* определялась в процессе кратковременных прессовых испытаний стандартных кубов с ребром 150 мм по ГОСТ 24452-80 [18] в возрасте 28 суток. Среднее значение прочности кубов для тяжелых бетонов классов В25, В50 и В80 составили 25,41, 52,1 и 76,6 МПа.

*Призменная прочность  $R_b$  ( $f_{ck,prism}$ )*, определенная из испытаний образцов-призм размерами 150×150×600 в возрасте 28 суток для тяжелого бетонов классов В25, В50 и В80 составила, в среднем, 19,4, 43,22 и 70,70 МПа соответственно.

Коэффициент призменной прочности  $K_{nn} = R_b / R$  для тяжелых бетонов классов В25, В50 и В80 находился в пределах 0,72...0,76, 0,75...0,83 и 0,8...0,9. Опытные значения  $K_{nn}$  для исследуемых составов бетонов соответствуют экспериментальным данным других авторов [50, 51, 91, 92, 94, 147].

Разрушение образцов-призм – хрупкое с разделением, как правило, на две части по диагональной магистральной трещине (рис. 3.1). Поперечные деформации образцов в плоскости трещины развивались практически пропорционально уровню нагружения, а в направлении, перпендикулярном плоскости магистральной трещины, – более интенсивно при уровнях нагружения выше  $0,8 \cdot R_b$ .

Результаты экспериментальных исследований образцов-призм размерами 150х150х600 мм в возрасте 28 суток на одноосное сжатие представлены в табл. 3.1 и на рис. 3.2.

### 3.1.2. Начальный модуль упругости и коэффициент поперечных деформаций бетона

Значения начального модуля упругости при осевом сжатии для тяжелых бетонов классов В25, В50 и В80 возрастает с ростом прочности бетона в пропорции соответственно 1: 1,84: 2,17 (табл.3.1).

Значения коэффициента поперечной деформации в условиях нормальной температуры при уровне сжимающих напряжений не более  $0,3 \cdot R_b$  для тяжелого бетона классов В25, В50 и В80 также возрастает с повышением прочности бетона в пропорции 1: 1,19: 1,005.

Таблица 3.1

Характеристики механических свойств бетона при осевом сжатии

Класс бетона	Призмная прочность в возрасте 28 сут., $R_b$ , [МПа]	Начальный модуль упругости, $E_b$ , [МПа]	Предельные значения в вершинах диаграмм деформирования			Коэффициент Пуассона, $\mu$
			Интенсив. касательных напряжений, $\tau_i$ [МПа]	Линейные компоненты деформации, $\varepsilon_b \times 10^{-3}$	Интенсив. деформаций сдвига $\gamma_i \times 10^{-3}$	
В25	19.40	22680	11.20	-2.58	4.940	0.180
В50	43.22	41700	24.95	-2.45	4.593	0.214
В80	70.70	49200	40.82	-1.84	5.058	0.215

### 3.1.3. Диаграммы деформирования при одноосном сжатии

Анализ результатов испытаний бетонных образцов в условиях осевого сжатия (табл. 3.1) свидетельствует об увеличении величин начального модуля упругости и коэффициента Пуассона для более прочных бетонов. Прирост начального модуля упругости для образцов, выполненных из бетона класса В80, составил 116% по сравнению с модулем упругости образцов, выполненных из бетона В25. Прирост величины коэффициента Пуассона для аналогичных условий составил 16.2%. Величины деформаций укорочения бетона, зафиксированные в испытаниях на осевое сжатие в момент разрушения, имеют тенденцию к снижению с ростом класса бетона по прочности на сжатие. Это характерно для относительных деформаций бетона, измеренных в направлении действия

сжимающих напряжений  $\varepsilon_b$ . При этом значения интенсивности деформаций сдвига  $\gamma_i$  имеют близкие значения для всех классов бетона.

Сопоставительные графики, представленные на рис. 3.2 б, д, свидетельствуют о существенном влиянии начальной прочности опытных образцов на закономерности изменения объемных деформаций. Объемные деформации образцов из бетона классов В50 и В80 практически во всем диапазоне сжимающих напряжений изменяются по линейному закону деформирования упругих тел. Разрушение образцов происходило мгновенно и характеризуется как хрупкое. Развитие и накопление псевдопластических деформаций, обусловленных микроповреждениями структуры бетона, наблюдается на небольшом участке приращения напряжений, начиная с уровня  $0,78 \cdot R_b$  для бетона класса В50 и с уровня  $0,85 \cdot R_b$  для бетона класса В80. Дилатационные процессы, проявляющиеся в кажущемся увеличении объема бетона при сжатии, практические совпадали с моментом разрушения бетонных образцов. О практически упругом характере деформирования образцов из бетонов классов В50 и В80 вплоть до их разрушения дополнительно свидетельствуют близкие к постоянным значения коэффициентов Пуассона  $\mu$ .

Бетонам более низких классов прочности В25 и В50, как структурно более неоднородным материалам, характерна более высокая доля составляющих пластических деформаций в полной величине деформаций. Проявление псевдопластических деформаций, связанных с процессами развития и накопления микроповреждений в структуре бетона отмечается для уровня напряжений  $0.45 \dots 0.55 \cdot R_b$ . Деформации бетона, обусловленные дилатацией, наблюдаются, начиная с относительно низких уровней сжимающих напряжений в сравнении с образцами из более прочного бетона, и соответствуют уровням напряжений  $0.65 \dots 0.75 \cdot R_b$ .

Выявленные различия в процессах деформирования бетонов с разной начальной прочностью обусловлено, прежде всего, относительно более высокой однородностью структуры более прочных бетонов. Упорядочивание структуры бетона согласно [23, 27, 130] приобретает в результате введения специальных добавок, содержащих микрокремнезем, и повышающих существенно прочность цементного камня, приближая ее к прочности крупного заполнителя.

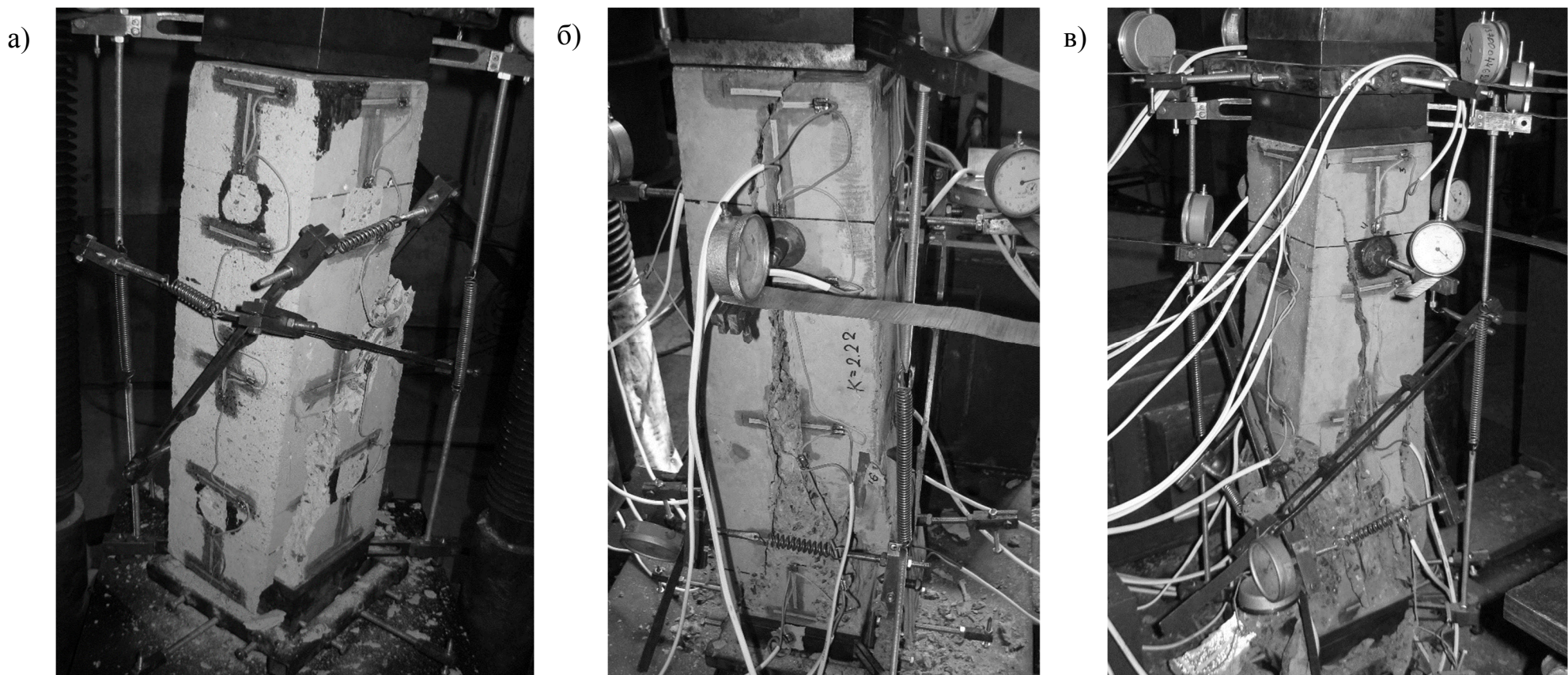


Рис. 3.1. Фото разрушенных образцов после испытаний на осевые сжатия из тяжелых бетонов классов В25 (а), В50 (б) и В80 (в).

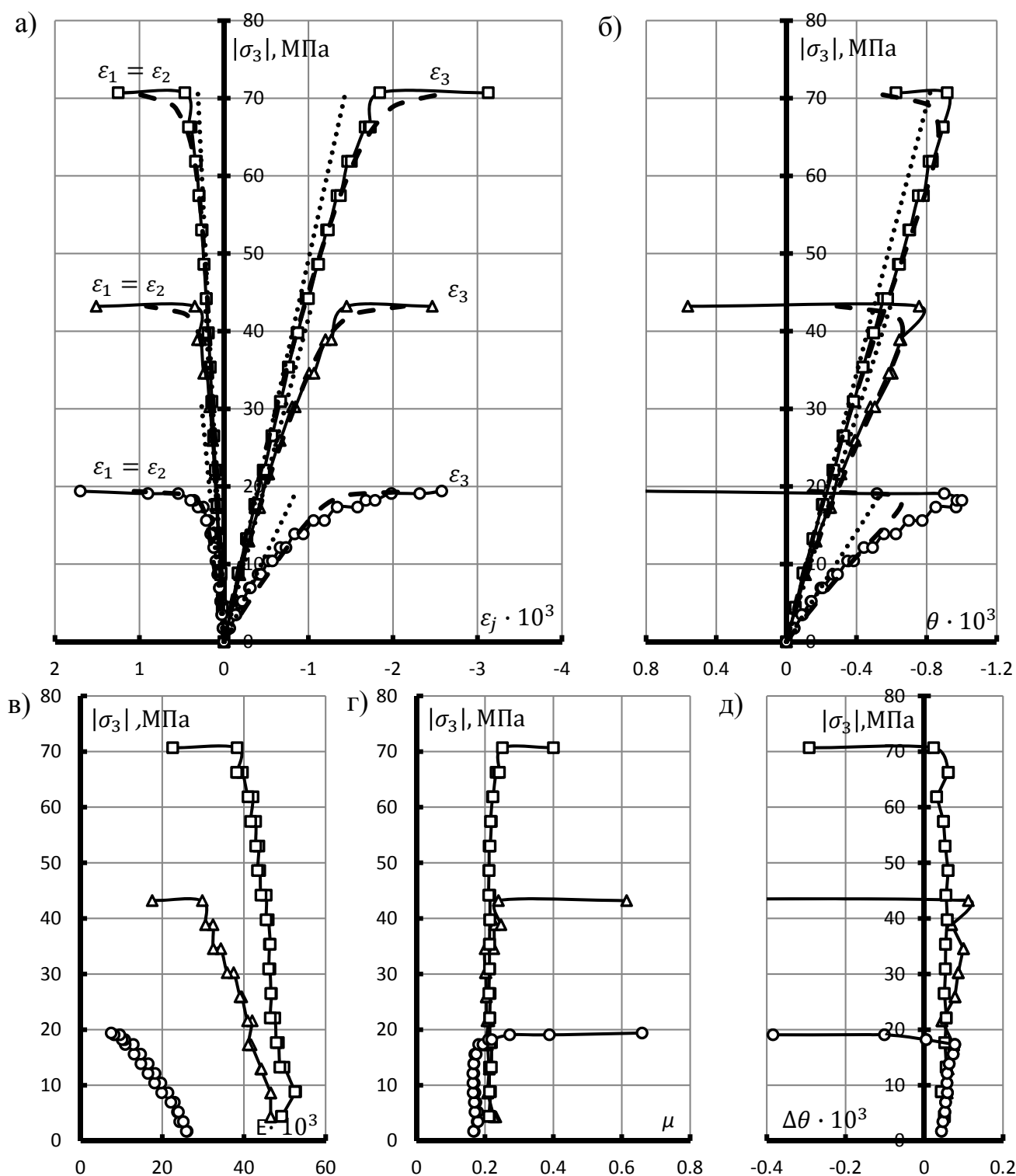


Рис. 3.2. Изменение компонент относительных линейных деформаций (а) и объемных деформаций (б), модулей продольных деформаций (в), коэффициентов поперечных деформаций (г) и приращений упругих составляющих объемных деформаций бетона  $\Delta\theta$  (д) на этапах одноосного сжатия.

Опытные данные соответственно классам бетона:

—□— — B70; —△— — B50; —○— — B25.

Теоретические значения:

— — — — упругий расчет; ..... — расчет в соответствии с соотношениями (3.1)÷(3.36).

## 3.2. Деформации и прочность тяжелых бетона в условиях трехосного сжатия

### 3.2.1. Прочность бетона при трехосном неравномерном сжатии

Равномерное трехосное нагружение бетонных образцов классов В25, В50 и В80 по программе №1 до сравнительно высокого уровня среднего напряжения, составляющего порядка  $4,5 \cdot R_b$ ,  $2,03 \cdot R_b$  и  $1,25 \cdot R_b$ , не привело к их разрушению на первом этапе приложения нагрузки, что соответствует современным представлениям о механизме сопротивления бетона при действии гидростатического сжатия.

При догрузении по программе №3 прочность образцов классов В25, В50 и В80 превысила на 30,8%, 33,4% и 33,3% прочность образцов испытанных по программе №2, что соответствует получаемым значениям предельных напряжений (рис. 3.3, рис. 3.4) по критерию прочности С.Ф. Клованич и Д.И. Безушко [43]. Прирост прочности (рис. 3.3 в, рис. 3.4 в) по отношению к призмочной прочности для образцов классов В25, В50 и В80 составил в 8.25, 3.86 и 2.44 - по программе №2 и 10.79, 5.15 и 3.25 - по программе №3. Испытуемые образцы классов В25, В50 и В80 превысили предельную прочность  $\bar{\sigma}_3$  (рис. 3.3 г, рис. 3.4 г), определенную по критерию прочности С.Ф. Клованич и Д.И. Безушко [43], в 1.22, 1.0 и 1.12 - по программе №2 и в 1.72, 1.46 и 1.26 – по программе №3. При реализации программы нагружения №2 наблюдается резкий выход на разрушающие напряжения с шагом прироста  $0,41 \div 0,46$  относительных напряжений  $\sigma_3 / \bar{\sigma}_3$  (рис. 3.3 г), что способствовало хрупкому разрушению образцов. Для программы нагружения №3 шаг прироста относительных напряжений  $\sigma_3 / \bar{\sigma}_3$  (рис. 3.4 г) составил 0,048.

По программе №2 и №3 образец испытывает сложное (непропорциональное) нагружение (рис. 3.3 а, рис. 3.4 а) и на каждом этапе нагружения угол вида напряженного состояния изменяется (рис. 3.3 б, рис. 3.4 б), что позволило оценить его влияние на прочностные и деформационные

характеристики образцов. Для гидростатического сжатия по программе №1 угол вида напряженного напряжения невозможно определить по причине равенства нулю второго инварианта девиатора напряжения, который находится в знаменатели формулы (1.2). Угол вида напряженного состояния при нагружении по программам №2 и №3 (рис. 3.3 б, рис. 3.4 б) изменяются от  $0^\circ$  ( $30^\circ$ ) до  $30^\circ$  ( $0^\circ$ ) и при выходе на предельные напряжения составляют  $30^\circ$  - для программы №2,  $0^\circ$  - для программы №3.

Характер разрушения образцов классов В25, В50 и В80 (рис. 3.5) зависит от режима нагружения: по программе №1+№2 происходит разрыв образца по магистральным трещинам на три треугольные призмы поперек наименьшего бокового сжимающего напряжения. Наиболее характерно картина разрушения представлена на образцах класса В80 (рис. 3.5 д). При нагружении по программе №1+№3 наблюдается сеть вертикальных трещин, ориентированных в направлении действия наибольшего сжимающего главного напряжения и равномерно распределенных по граням в направлении действия равномерного бокового обжатия.

Разрушение по программе №1+№2 можно характеризовать как хрупкое. Как это видно из представленных фотографий разрушенных образцов на рис. 3.5 (а, в, д), магистральные трещины концентрируются на определенных локальных участках, что связано с видом напряженного состояния. Траектории направлений разрушений идут под значительным углом к направлению действия максимального сжимающего напряжения  $\sigma_3$ . Поверхность разрушения вследствие структурной неоднородности бетона (крупный заполнитель) не является особенно гладкой и проходит со срезом зерен крупного заполнителя. По поверхности сцепления крупного заполнителя с растворной частью редко происходит выкол.

На образцах класса В25 картина разрушения представлена в менее явном виде, это связано с большей в 4,5÷5 раз деформативностью бетона по сравнению с образцами класса В80 по программам нагружения №1+№2 и №1+№3.

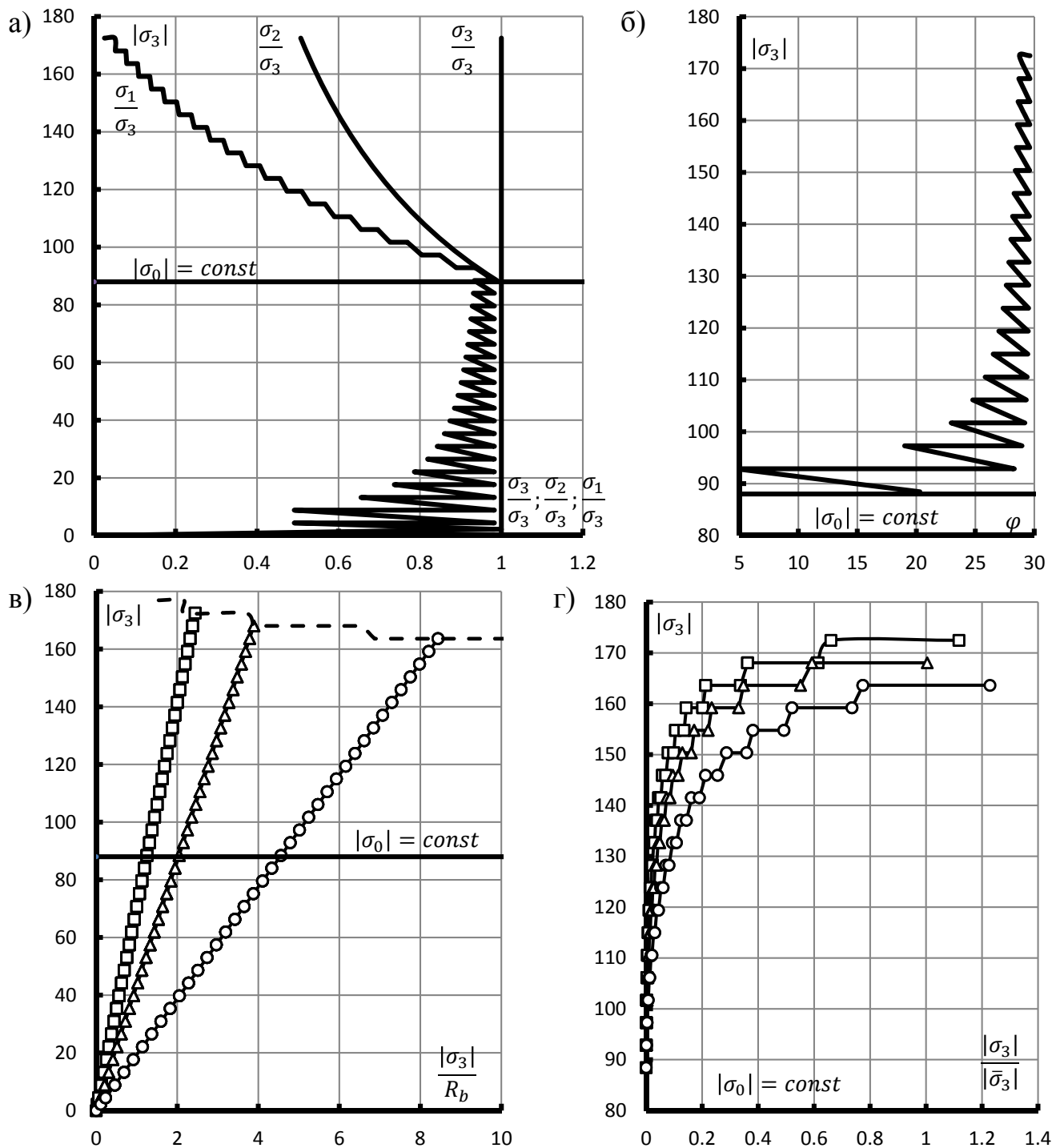


Рис. 3.3. График изменения соотношений напряжений (а), угла вида напряженного состояния (б), напряжений относительно призменной прочности (в) и напряжений относительно предельных напряжений, определенных по критерию прочности [43] при трехосном сжатии по программам (№1+№2).

Опытные данные соответственно классам бетона:

—□— — B80; —△— — B50; —○— — B25.

Теоретические значения:

— · — — след поверхности прочности по критерию С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43].



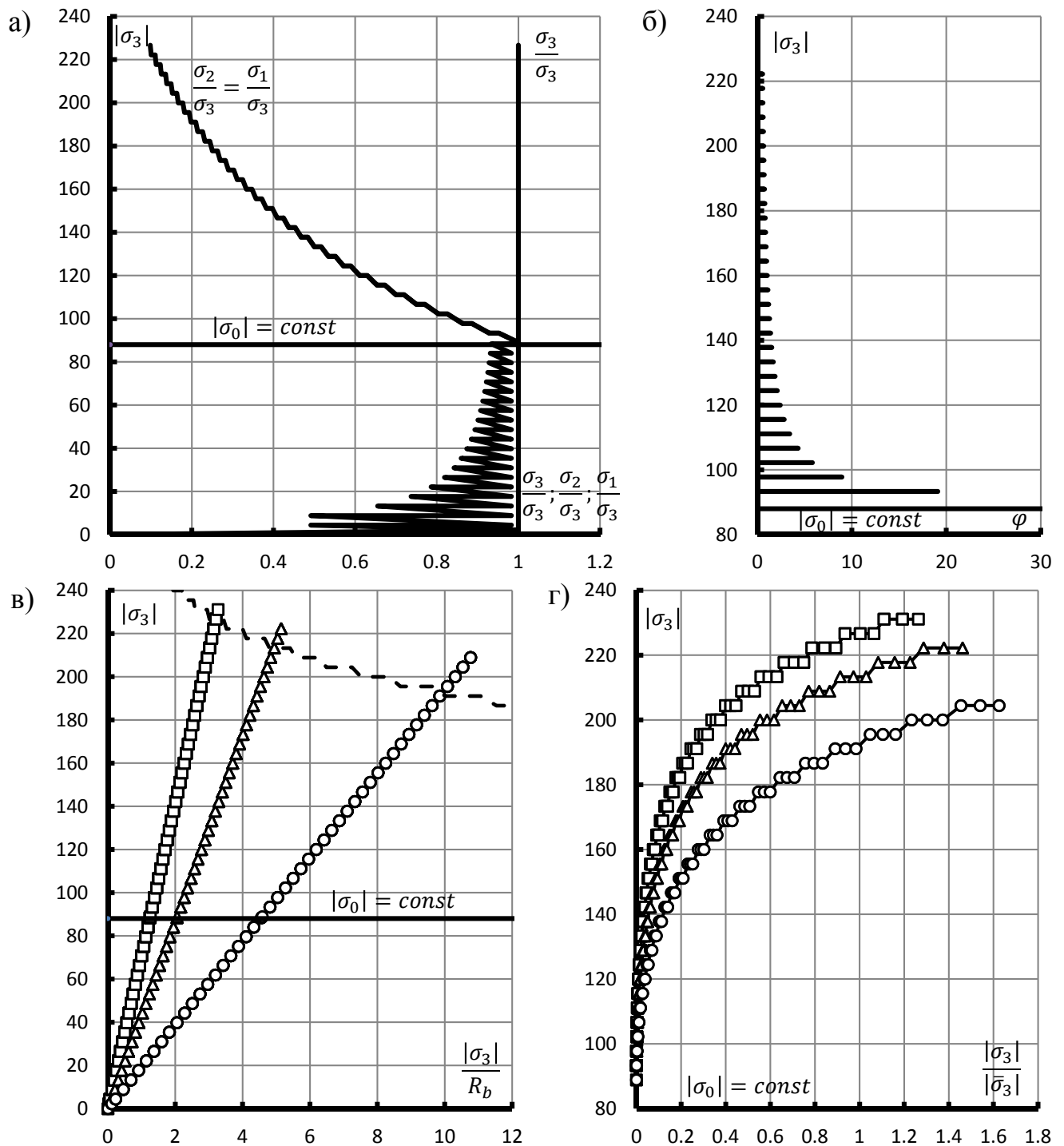


Рис. 3.4. График изменения соотношений напряжений (а), угла вида напряженного состояния (б), напряжений относительно призменной прочности (в) и напряжений относительно предельных напряжений, определенных по критерию прочности [43] при трехосном сжатии по программам (№1+№3).

Опытные данные соответственно классам бетона:

—□— — B80; —△— — B50; —○— — B25.

Теоретические значения:

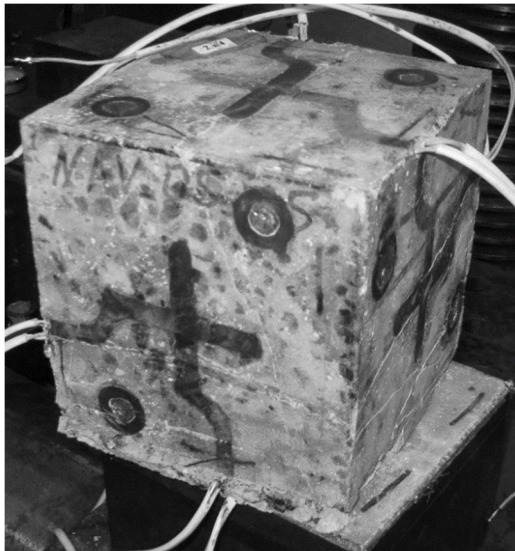
— · — — след поверхности прочности по критерию С.Ф. Клованича – Д.И. Безушко [43].

## Программа нагружения №1+№2

а)



в)

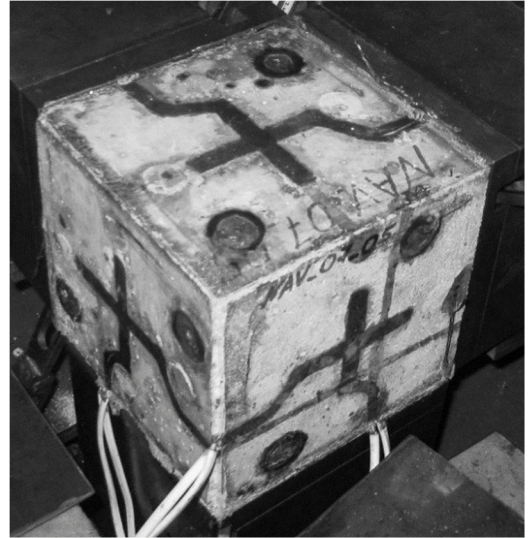


д)

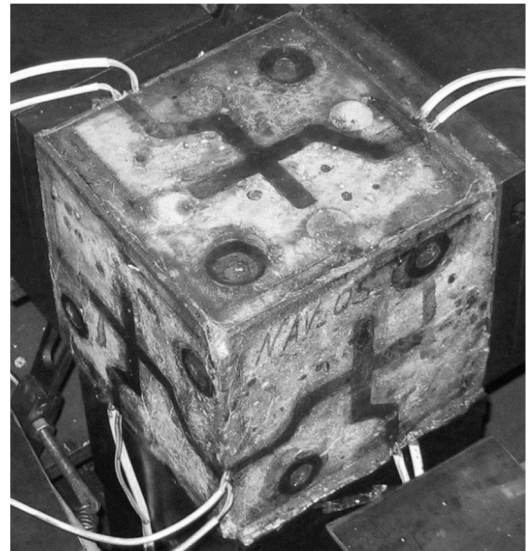


## Программа нагружения №1+№3

б)



г)



е)



Рис. 3.5. Схема разрушения бетонных кубов классов В25 (а, б), В50 (в, г) и В80 (д, е), испытанных по программам нагружения №1+№2 (а, в, д) и №1+№3 (б, г, е).

### 3.2.2. Диаграммы деформирования

Для разработки предложений по аналитическому описанию деформаций бетона в общем случае напряженного состояния была выполнена серия специальных экспериментальных исследований. Программа исследований предусматривала кратковременные испытания образцов бетонов классов по прочности В25, В50 и В80 в условиях одноосного и трехосного сжатия.

Экспериментальные исследования закономерностей развития упругопластических и псевдопластических деформаций бетона в условиях трехосного сжатия выполнены с использованием специальных программ нагружения. На первом этапе испытаний реализовывалась программа №1 (рис. 3.6а, 3.8а) – нагружение возрастающим равномерным гидростатическим сжатием  $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 < 0$  до максимально возможного уровня среднего напряжения  $\sigma_{o,max}$ . Для бетонов классов В25÷В80 величина наибольшего среднего напряжения  $\sigma_{o,max}$  зависела от возможностей силовой установки и составляла от  $4.6 \cdot R_b$  до  $1.25 \cdot R_b$ . На втором этапе испытаний реализовывались программы догружения №2 и №3 с различающимися соотношениями между главными напряжениями, но с неизменным значением среднего напряжения  $\sigma_{o,max} = const$ . Каждой ступени догружения сжатием  $\Delta\sigma_3$  по программе №2 соответствовала ступень боковой разгрузки  $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma_2 = |\Delta\sigma_3|/2$ , а по программе №3 – ступень разгрузки по оси  $\sigma_2$  ( $\Delta\sigma_2 = |\Delta\sigma_3|$ ) при сохранении неизменного значения  $\sigma_1 = const$  ( $\Delta\sigma_1 = 0$ ). При обеих программах догружения общая величина среднего напряжения не изменялась ( $\sigma_o = const$ ), так как величины приращений среднего напряжения также не изменялись:  $\Delta\sigma_o = \Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3 = 0$ .

В процессе испытаний фиксировались относительные линейные деформации по направлениям главных осей образца соответственно каждому уровню нагружения. По величинам  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  для каждой ступени нагружения вычислялись деформации относительного изменения объема  $\theta$  и интенсивность деформаций сдвига  $\gamma_i$  [5]. По компонентам напряжений  $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$  вычислялись значения среднего напряжения  $\sigma_o$  и интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$ .

Устанавливались опытные соотношения между обобщенными характеристиками напряженного и деформированного состояний: «  $\sigma_0-\theta$  » и «  $\tau_i-\gamma_i$  ».

Результаты экспериментальных исследований образцов-кубов в условиях трехосного сжатия представлены на рис. 3.6-3.9, которые содержат для бетонов исследованных классов прочности траектории нагружения образцов (рис. 3.6а, рис. 3.8а), графики изменения относительных линейных (рис. 3.7, рис. 3.9) и объемных деформаций (рис. 3.6в, рис. 3.8в).

Высокие уровни равномерного трехосного (гидростатического) сжатия образцов бетона по программе нагружения №1 позволили количественно оценить эффект дополнительного неупругого деформирования бетонов различных классов по прочности (рис. 3.6, 3.8). Величины дополнительных пластических деформаций относительного уплотнения объема  $\theta_{pl}$  характеризуются величиной отклонения полных опытных величин деформаций  $\theta$  от их расчетных значений  $\theta_{el}$  по закону упругого изменения объема (рис. 3.6, 3.8). Значения  $\theta_{pl}$  возрастают по мере снижения начальной прочности бетона.

Для наибольшего достигнутого в опытах уровня среднего напряжения  $\sigma_0 = 88$  МПа величины дополнительных пластических деформаций относительного изменения объема  $\theta_{pl}$  для бетонов классов В25, В50 и В80 составили соответственно 127%, 62% и 22% от соответствующих расчетных деформаций  $\theta_{el}$  в предположении упругого изменения объема.

Догружение опытных образцов в соответствии с программами №2 и №3 (рис. 3.6б, рис. 3.8б) характеризуется приростом компонент девиатора напряжений  $\tau_{ik}$  при неизменной величине среднего напряжения  $\sigma_0 = const$ . Действие компонент девиатора напряжений  $\tau_{ik}$  обуславливает проявление двух процессов, которые связаны с микрповреждениями в структуре бетона. На начальных этапах нагружения компонентами  $\tau_{ik}$  преобладают процессы дополнительного уплотнения объема опытных образцов. Эти процессы характерны для всех исследуемых бетонов.

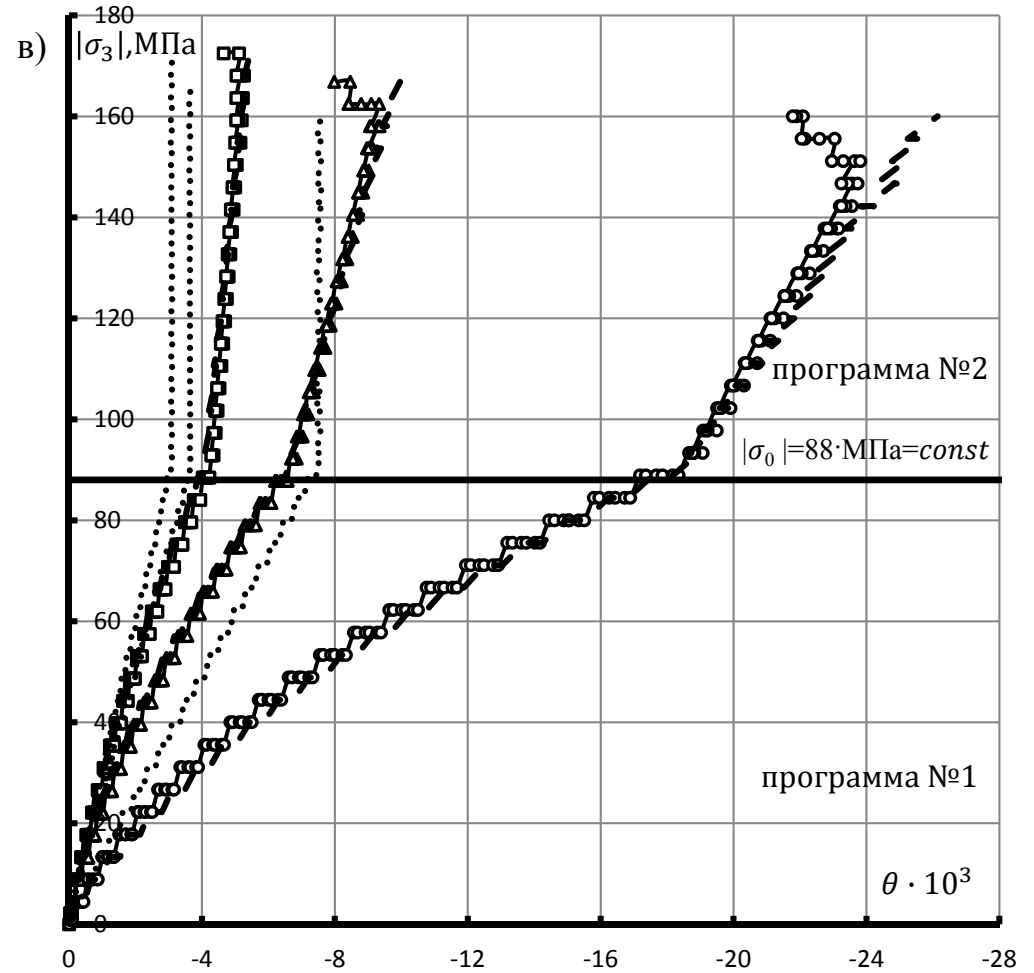
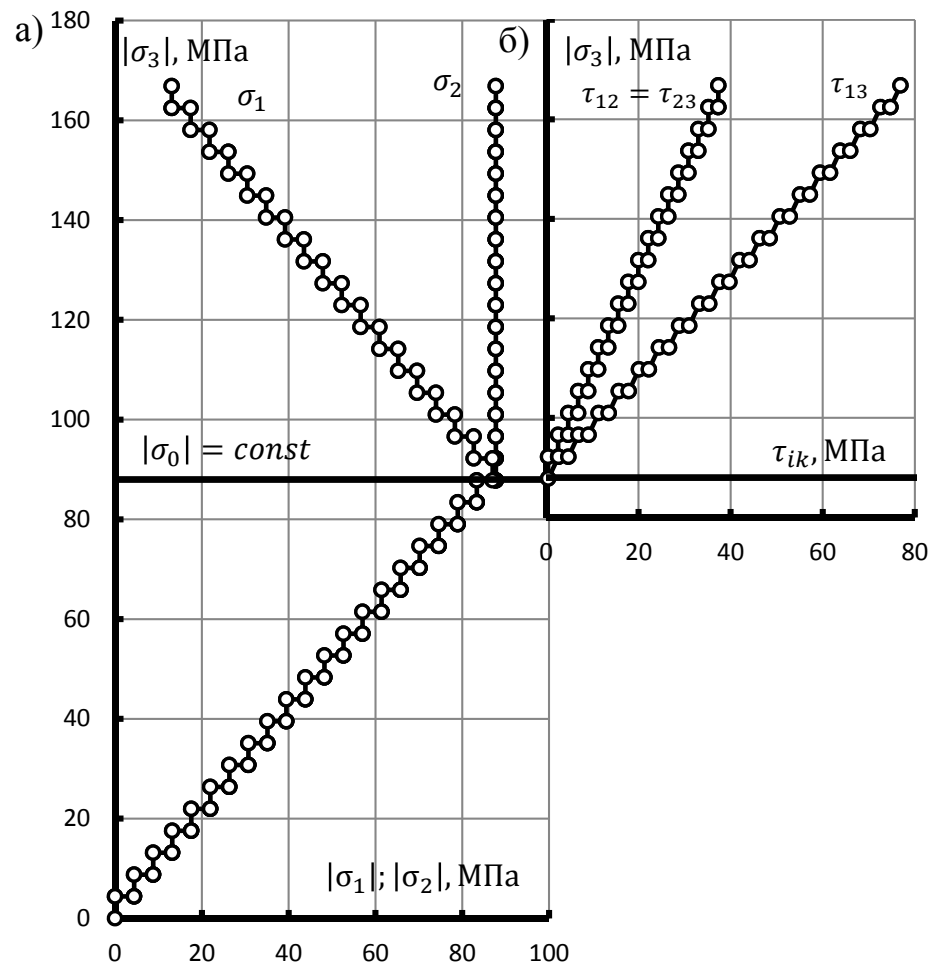


Рис. 3.6. Деформации относительного изменения объема  $\theta$  (в) при догрузении образцов бетона класса В25, В50 и В80 напряжениями  $\Delta\sigma_3$  на этапах (а, б) трехосного сжатия по программам (№1+№2).

Опытные данные соответственно классам бетона:

—□— — В80; —△— — В50; —○— — В25.

Теоретические значения:

..... — упругий расчет; — — — — расчет в соответствии с соотношениями (3.1) ÷ (3.36).

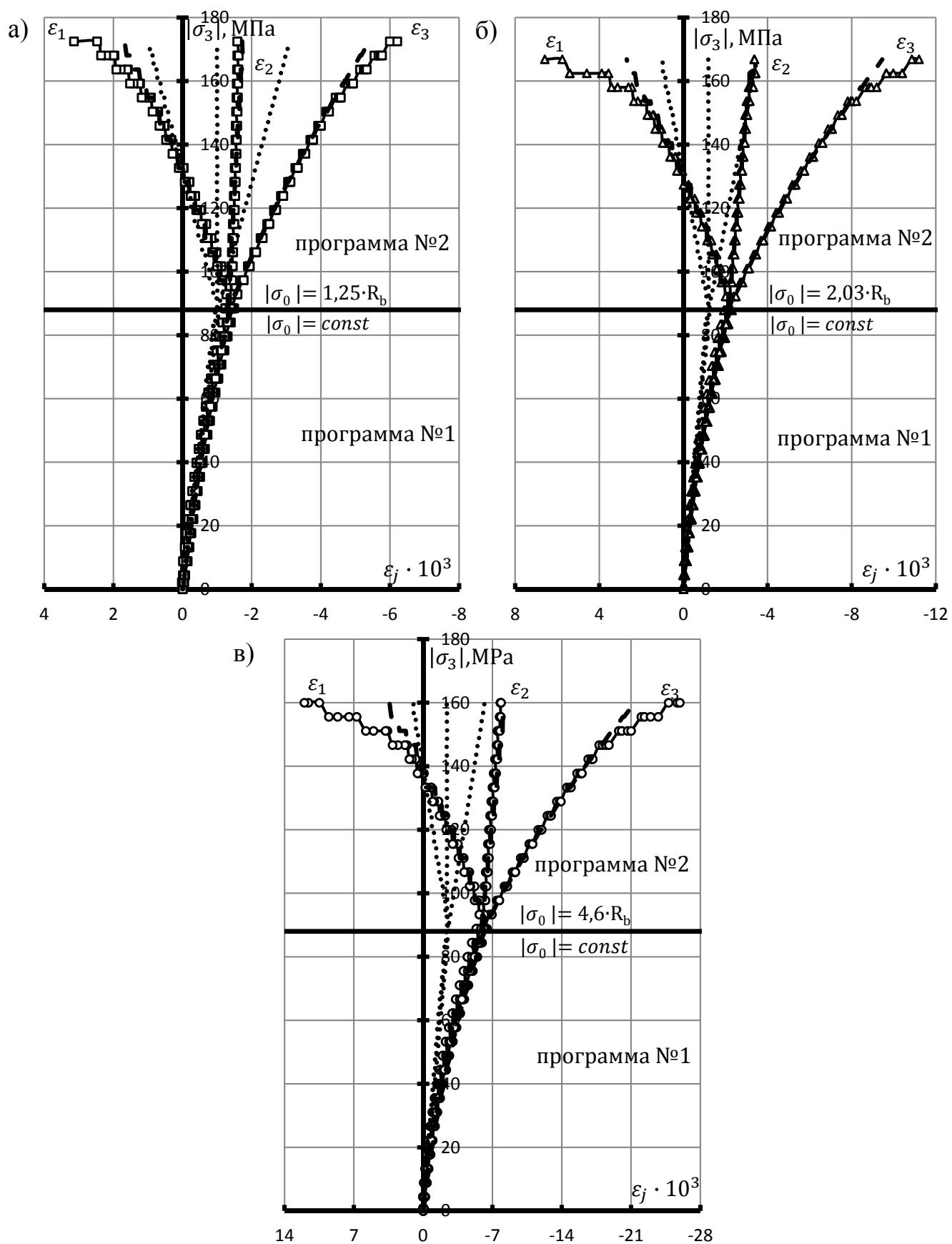


Рис. 3.7. Изменение компонент относительных линейных деформаций (а; б; в) на этапах трехосного сжатия по программам (№1+№2). Условные обозначения - согласно рис. 3.6

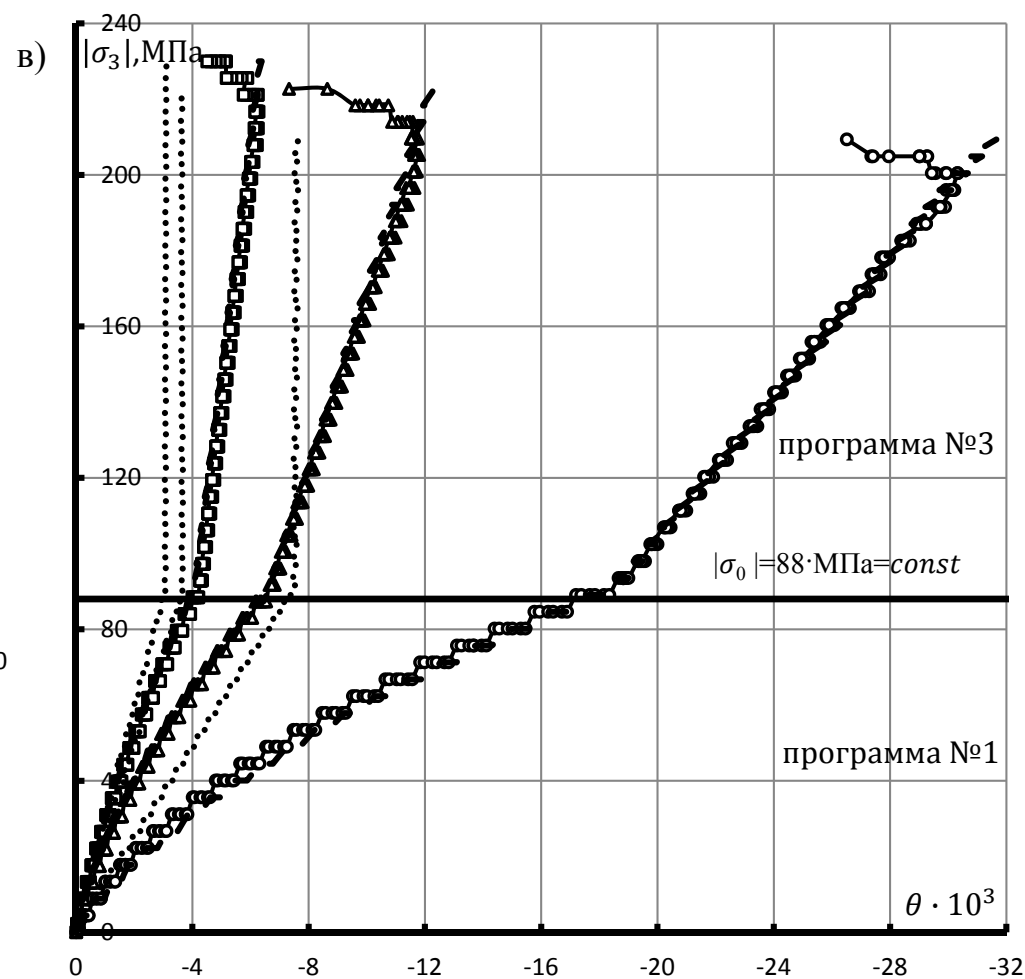
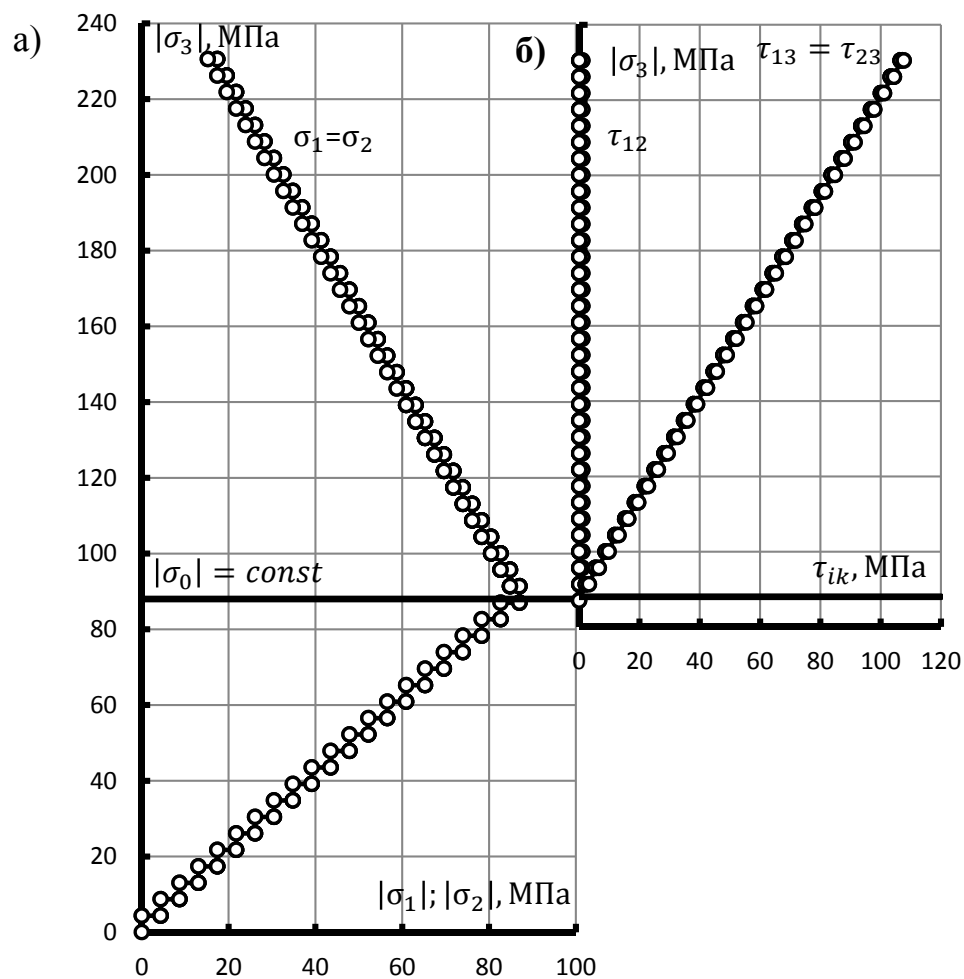


Рис. 3.8. Деформации относительного изменения объема (в) при догрузении образцов бетона класса В25, В50 и В80 напряжениями  $\Delta\sigma_3$  на этапах (а, б) трехосного сжатия по программам (№1+№3).

Опытные данные соответственно классам бетона:

—□— — В80; —△— — В50; —○— — В25.

Теоретические значения:

..... — упругий расчет; — — — — расчет в соответствии с соотношениями (3.1) ÷ (3.36).

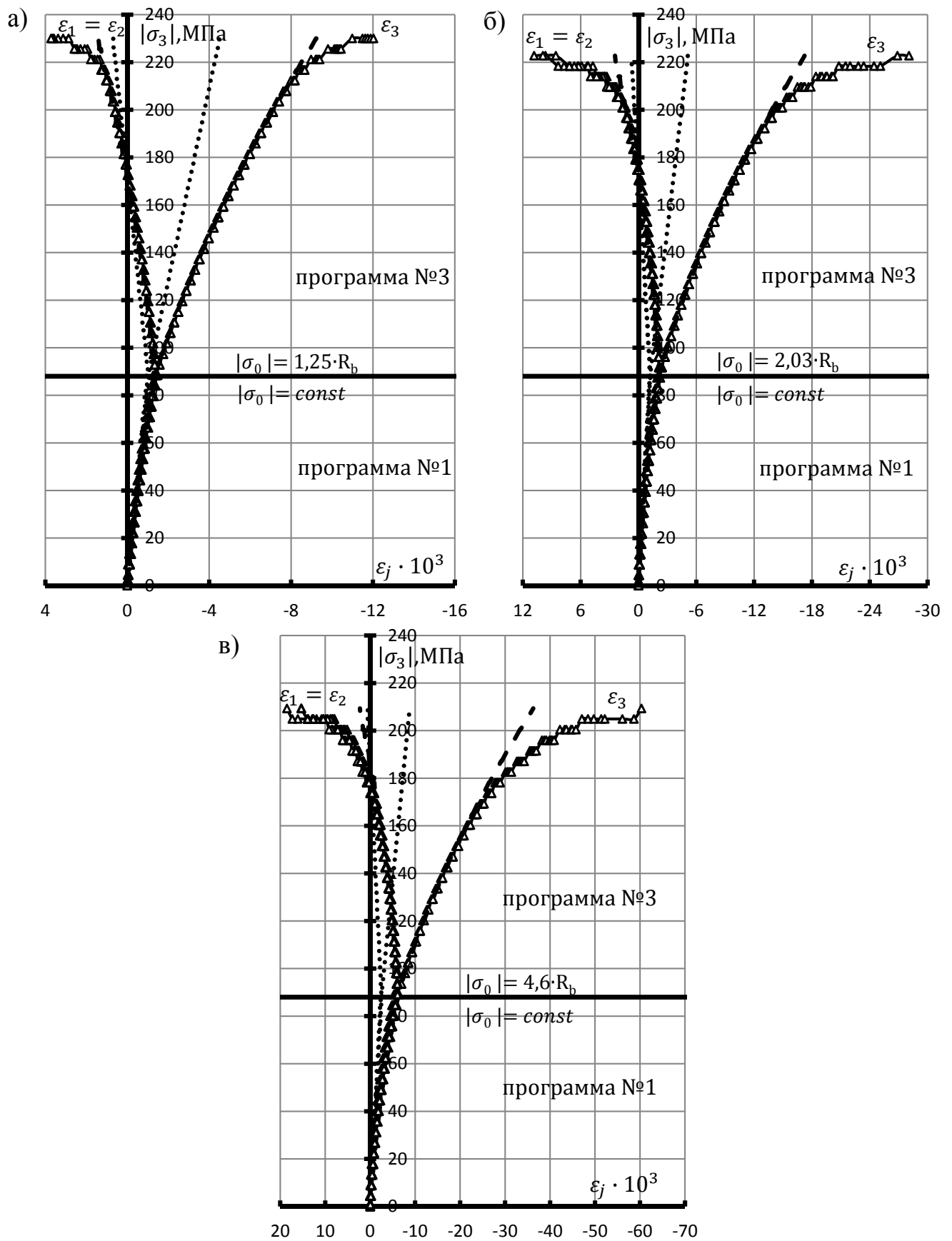


Рис. 3.9. Изменение компонент относительных линейных деформаций (а; б; в) на этапах трехосного сжатия по программам (№1+№3). Условные обозначения - согласно рис. 3.8.



Дальнейшее догружение компонентами  $\tau_{ik}$  сопровождается интенсивным ростом составляющих деформаций, которые связаны с микрповреждениями в структуре бетона и обуславливают увеличение объема образцов (рис. 3.6÷3.9).

Показатели прочности опытных образцов на этапах догружения по программам №2 и №3 зависели от значений начальной прочности бетона  $R_b$ , а также от соотношений напряжений  $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3$ , которые были достигнуты в опытах. Для образцов, испытанных в условиях трехосного сжатия по программам (№1 + №2), прирост прочности для бетона класса В25 при  $\sigma_0=4,6 \cdot R_b = \text{const}$  составил 735% по сравнению с одноосным сжатием. Для этого же бетона аналогичный показатель прироста прочности по программам нагружения (№1 + №3) составил 982%. Для опытных образцов из бетона класса В80 при  $\sigma_0=1,25 \cdot R_b = \text{const}$  прирост прочности для программ нагружения (№1 + №2) и (№1 + №3) составил 148% и 225% соответственно. Результаты испытаний подтверждают хорошо известный факт о том, что дополнительное боковое обжатие в условиях двух- и трехосного сжатия в большей мере способствует повышению относительной прочности у бетонов более низких классов прочности [16, 40, 53, 104, 112, 118, 148, 151, 154].

Анализ опытных данных показывает, что для образцов бетона в условиях неравномерного трехосного сжатия процессы, обусловленные разуплотнением структуры бетона (эффект дилатации), начинают проявляться при более низких относительных уровнях главных сжимающих напряжений  $\sigma_3$  в сравнении с образцами, испытанными в условиях одноосного сжатия. Наибольшие по величине деформации относительного увеличения объема бетона при одинаковых значениях  $\sigma_3$  характерны для образцов, испытанных в условиях трехосного сжатия по программам (№1 + №3), то есть, при более высоких значениях интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$ . Повышение класса прочности бетона приводит к снижению доли псевдопластических деформаций в величинах полных деформаций, что связано с особенностями проявления процессов микроразрушений в структуре бетона. Отмеченная тенденция характерна для обеих программ девиаторного догружения.

### 3.3. Развитие ортотропной дилатационной модели деформирования бетона

Представлены результаты анализа данных экспериментальных исследований ряда авторов [47, 53, 100, 123, 124, 139, 141] с целью дальнейшего развития варианта ортотропной дилатационной модели деформирования бетона, разрабатываемой В.И. Корсуном [48] на основе дилатационной модели Г.А. Гениева [16]. Модель [16] в работе [48] развита в части учета направленного развития микроразрушений в структуре бетона - эффектов дилатации и сжимаемости, а также в части учета влияния вида напряженного состояния на параметры трансформируемых диаграмм деформирования бетона.

Компоненты  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  линейных относительных деформаций в направлениях осей ортотропии при кратковременном нагружении при  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  в соответствии с моделью ДонНАСА [48] определяются соотношениями:

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_i}{E} - \frac{\mu_0}{E} \cdot (\sigma_j + \sigma_k) + a_i \cdot \theta_d + b_i \cdot \theta_{pc}; \quad (i, j, k = 1, 2, 3) \quad (3.1)$$

При этом относительное изменение объема определяется суммой составляющих:

$$\theta = \theta_{ep} + \theta_{pc} + \theta_d \quad (3.2)$$

где  $\theta_{ep}$  – упруго-пластические деформации бетона, не связанные с разрушением его структуры, описываемые соотношениями механики деформируемого твердого тела;  $\theta_{pc}$  – объемная деформация уплотнения, обусловленная деформациями сдвига;  $\theta_d$  – объемная деформация разуплотнения структуры бетона, обусловленная эффектом дилатации;  $b_i, a_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ) – коэффициенты разложения объемных деформаций  $\theta_{pc}$  и  $\theta_d$  на составляющие вдоль главных осей, значения которых определяются из предложенной в [48] сдвиго-отрывной модели разрушения структуры бетона по типу пространственно-ориентированных "зигзаг-трещин".

При этом суммы каждой из групп коэффициентов разложения объемных деформаций, как следует из уравнений (3.1) и (3.2), равны единице:

$$a_1 + a_2 + a_3 = 1; \quad b_1 + b_2 + b_3 = 1 \quad (3.3)$$

Известно, что процесс деформирования бетона при нагружении сопровождается процессом разрушения его структуры. Это проявляется в направленном в трехмерном пространстве напряжений развитии деформаций уплотнения  $\theta_{pc}$  (явление сжимаемости) и разуплотнения  $\theta_d$  (явление дилатации). Именно процессами направленного уплотнения и направленного разуплотнения структуры при нагружении и объясняется, в основном, природа силовой (деформационной) анизотропии (ортотропии) деформирования бетона.

Исключительно экспериментальными методами разделение полных деформаций бетона на составляющие согласно соотношениям (3.1) и (3.2) невозможно. Поэтому в данном исследовании принят экспериментально-теоретический метод, согласно которому составляющие полных деформаций определяются теоретически по специально разработанным расчетным методикам при обязательном условии близкого соответствия суммарных расчетных величин по условиям (3.1) и (3.2) опытным значениям  $\theta$  или  $\varepsilon_i$  ( $i = 1, 2, 3$ ).

На рис. 3.10 и рис. 3.11 представлены опытные значения изменения деформации относительного изменения объема  $\theta$  в зависимости от уровня нагружения  $|\sigma_3|/R_b$ . Все построения выполнены при соотношении  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$  и общепринятом правиле знаков: растягивающие напряжения и деформации удлинения – положительные.

Для выявления закономерностей связи между деформацией относительного изменения объема  $\theta$  и уровнем нагружения на рис. 3.12 и рис. 3.13 представлены зависимости преобразованной величины относительной объемной деформации от уровня нагружений в виде:

- для области сжатия и сжатия с растяжением при  $\sigma_3 < 0$

$$\frac{\theta \cdot \sigma_3}{I_1(T_\sigma)} = \frac{\theta \cdot \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3} = \frac{\theta \cdot \sigma_3}{3 \cdot \sigma_0} = \frac{\varepsilon_0 \cdot \sigma_3}{\sigma_0} = \frac{\theta}{n + m + 1} \quad (3.4)$$

$$\text{где } n = \frac{\sigma_1}{\sigma_3}; \quad m = \frac{\sigma_2}{\sigma_3};$$

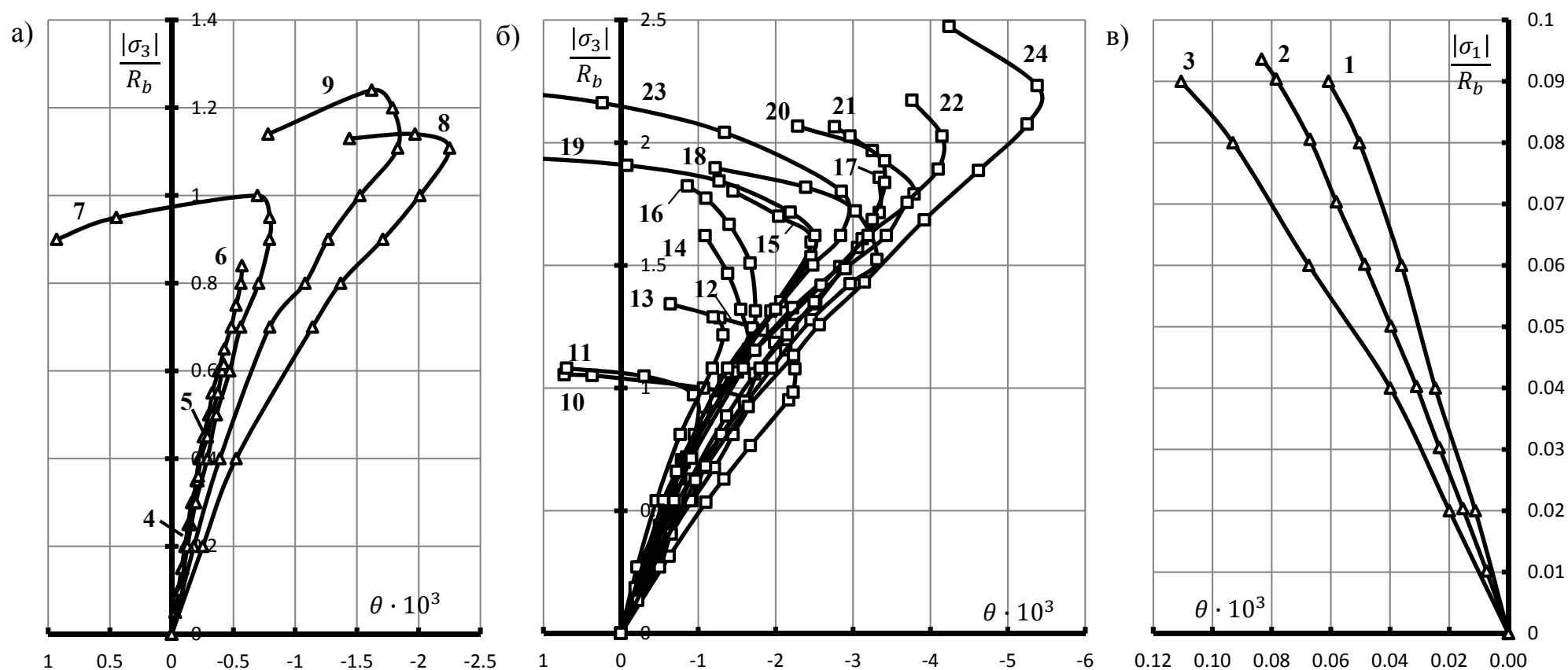


Рис. 3.10. Относительные изменения объема бетона  $\theta$  при не одноосных нагружениях: (а;б) – область сжатия; (в) – область растяжения. Условные обозначения:  $\blacktriangle$  - опыты Н. Купфера [123];  $\blacksquare$  - опыты А.В. Яшина [83, 102].

№	$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$	Автор	№	$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$	Автор	№	$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$	Автор	№	$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$	Автор	№	$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$	Автор
1	1: 0: 0	Н. Купфер	6	0,052: 0: -1	Н. Купфер	11	-0,01: -0,01: -1	А.В. Яшин	16	-0,1: -0,1: -1	А.В. Яшин	21	-0,08: -0,45: -1	А.В. Яшин
2	1: 0,55: 0	Н. Купфер	7	0: 0: -1	Н. Купфер	12	-0,016: -1: -1	А.В. Яшин	17	-0,065: -0,533: -1	А.В. Яшин	22	-0,07: -0,5: -1	А.В. Яшин
3	1: 1: 0	Н. Купфер	8	0: -1: -1	Н. Купфер	13	-0,03: -0,03: -1	А.В. Яшин	18	-0,1: -0,1: -1	А.В. Яшин	23	-0,12: -0,12: -1	А.В. Яшин
4	0,204: 0: -1	Н. Купфер	9	0: -0,52: -1	Н. Купфер	14	-0,065: -0,065: -1	А.В. Яшин	19	-0,09: -0,15: -1	А.В. Яшин	24	-0,113: -0,508: -1	А.В. Яшин
5	0,103: 0: -1	Н. Купфер	10	0: -1: -1	А.В. Яшин	15	-0,08: -0,08: -1	А.В. Яшин	20	-0,08: -0,3: -1	А.В. Яшин			

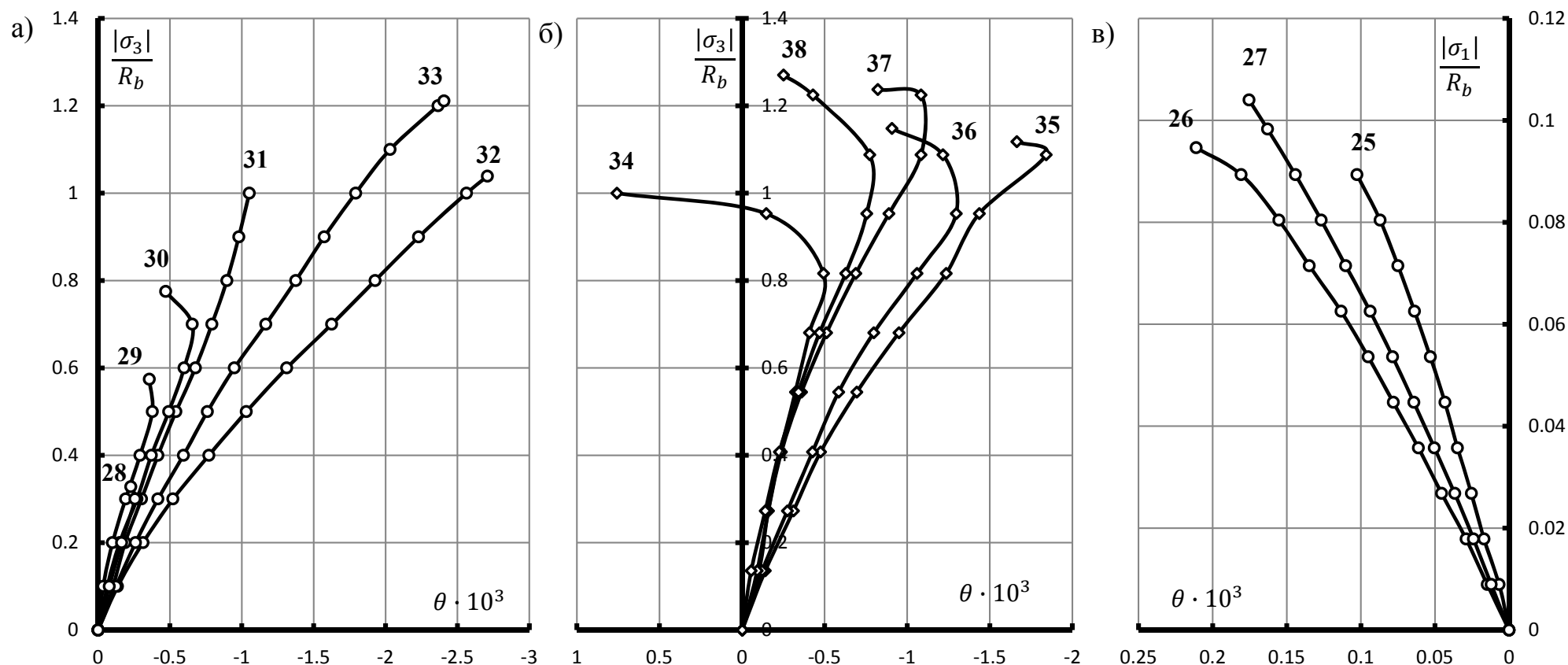


Рис. 3.11. Относительные изменения объема бетона  $\theta$  при неодноосных нагружениях: (а;б) – область сжатия; (в) – область растяжения. Условные обозначения:  $\bigcirc$  – опыты М. Tasuji [141];  $\diamond$  – опыты S. Schröder [139].

№	$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$	Автор
25	1: 0: 0	М. Tasuji
26	1: 0,55: 0	М. Tasuji
27	1: 1: 0	М. Tasuji
28	0,25: 0: -1	М. Tasuji
29	0,1: 0: -1	М. Tasuji

№	$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$	Автор
30	0,05: 0: -1	М. Tasuji
31	0: 0: -1	М. Tasuji
32	0: -1: -1	М. Tasuji
33	0: -0,5: -1	М. Tasuji
34	0: 0: -1	S. Schröder

№	$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$	Автор
35	0: -1: -1	S. Schröder
36	0: -0,7: -1	S. Schröder
37	0: -0,4: -1	S. Schröder
38	0: -0,2: -1	S. Schröder

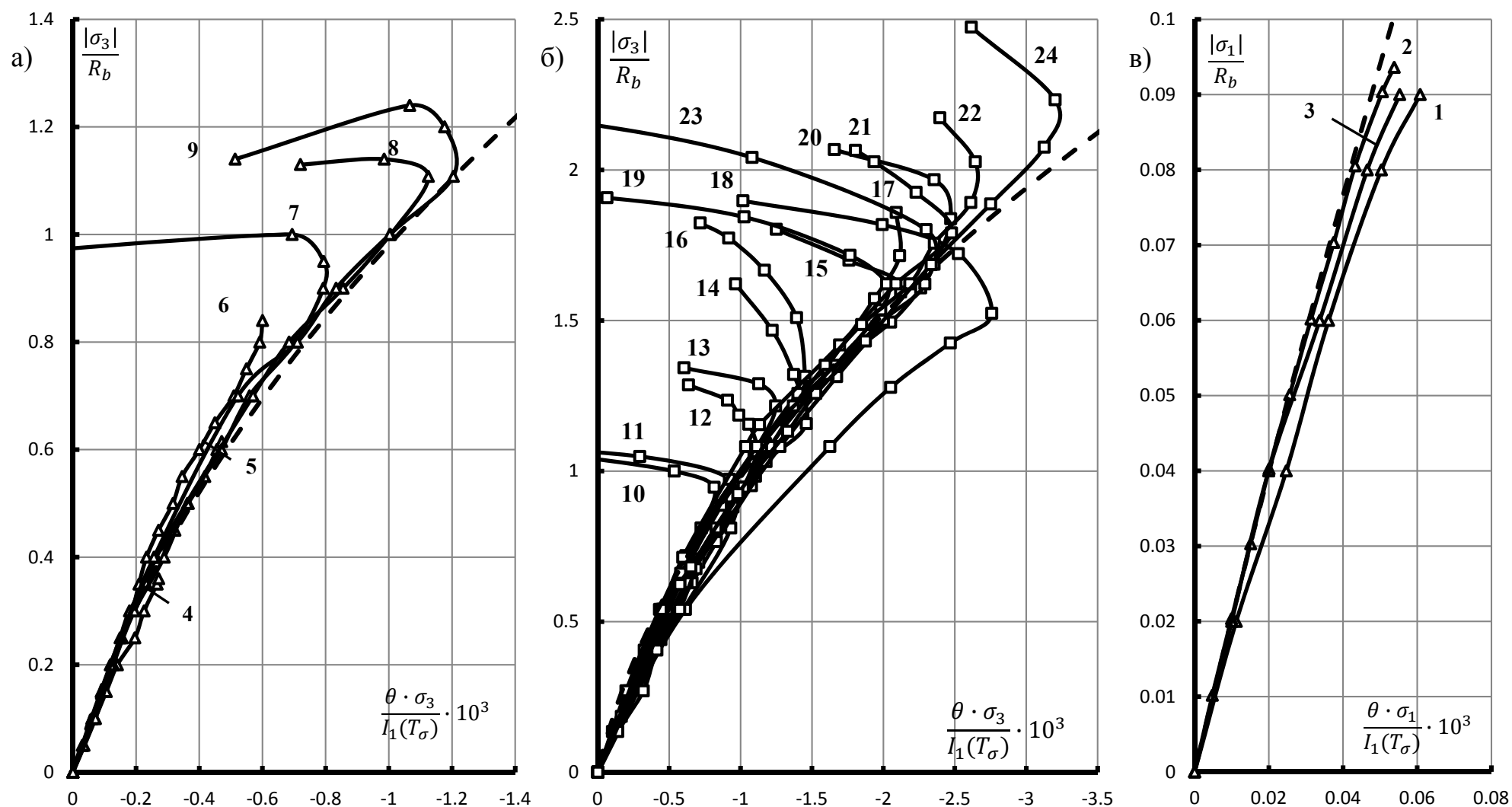


Рис. 3.12. Графики относительного изменения объема бетона при трансформировании шкалы деформаций: (а; б) – область сжатия; (в) – область растяжения. Условные обозначения смотреть рис.3.10. Теоретические значения: - - - - - по формуле (3.9) и с учетом коэффициентов (3.14).

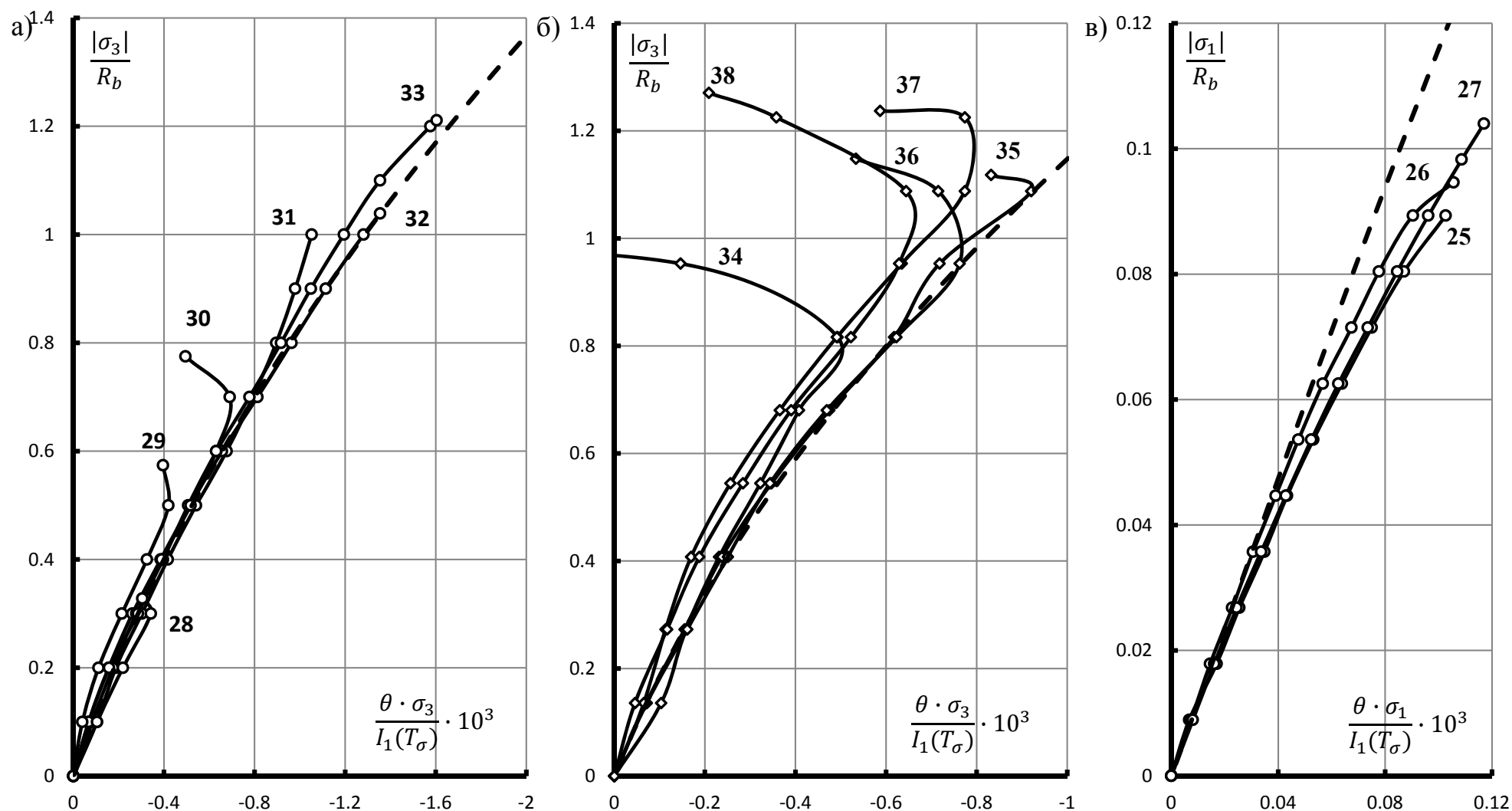


Рис. 3.13. Графики относительного изменения объема бетона при трансформировании шкалы деформаций: (а; б) – область сжатия; (в) – область растяжения. Условные обозначения смотреть рис.3.11. Теоретические значения: - - - - - по формуле (3.9) и с учетом коэффициентов (3.14).

- для области растяжения при  $\sigma_3 \geq 0$

$$\frac{\theta \cdot \sigma_1}{I_1(T_\sigma)} = \frac{\theta \cdot \sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3} = \frac{\theta \cdot \sigma_1}{3 \cdot \sigma_0} = \frac{\varepsilon_0 \cdot \sigma_1}{\sigma_0} = \frac{\theta}{n + m + 1} \quad (3.5)$$

$$\text{где } n = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}; \quad m = \frac{\sigma_3}{\sigma_1};$$

Среднее напряжение  $\sigma_0$  и первый инвариант тензора напряжений  $I_1(T_\sigma)$  в формулах (3.4) и (3.5) определяется по общепринятым выражениям [5, 95]:

$$\sigma_0 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}; \quad I_1(T_\sigma) = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 3 \cdot \sigma_0. \quad (3.6)$$

При преобразовании опытных данных авторов [83, 102, 123, 124, 139, 141] путем трансформации откладываемых по оси деформаций величин их умножением на результат отношения  $\sigma_k / I_1(T_\sigma)$  ( $k=1,3$ ) различные кривые деформирования могут быть приведены к некоторой единообразной кривой, изменяющийся по подобному закону до уровня нагружения порядка  $0,8 \cdot \bar{\sigma}_k$  от разрушающего значения (рис. 3.12, 3.13). При более высоких уровнях нагружения опытные кривые относительно изменения объема получают дополнительное искривление в сторону оси напряжений вследствие дилатационных процессов. Такой вид кривых деформирования позволяет применить для их описания единообразную кривую. Приемлемыми являются соотношения в виде (3.9), описываемые ветвью квадратной параболы. Она дает наиболее близкие результаты к участкам опытных кривых до уровня  $0,8 \cdot \bar{\sigma}_k$ , т.е., до начала процесса макротрещинообразования.

Выражения для определения упругопластических деформаций  $\theta_{ep}$ , как условно сплошного тела, приняты, исходя из следующих основных предпосылок:

1. Полагается, что полные упругопластические деформации бетона  $\theta_{ep}$ , как условно сплошного тела, не связаны с процессами макротрещинообразования, определяются как сумма упругих  $\theta_{el}$  и пластических  $\theta_{pl}$  деформаций.

$$\theta_{ep} = \theta_{el} + \theta_{pl} \quad (3.7)$$



2. При использовании соотношений в форме закона Гука и постоянной величине коэффициента поперечных деформаций составляющие объемных деформаций могут быть определены из выражений:

$$\theta_{el} = \frac{I_1(T_\sigma) \cdot (1 - 2 \cdot \mu_0)}{E_0}; \quad \theta_{pl} = \frac{I_1(T_\sigma) \cdot (1 - 2 \cdot \mu_0)}{E_{pl}}; \quad \theta_{ep} = \frac{I_1(T_\sigma) \cdot (1 - 2 \cdot \mu_0)}{E_{ep}}. \quad (3.8)$$

3. Аналитические выражения для определения упругопластических деформаций бетона  $\theta_{ep}$  получены аппроксимацией выявленной зависимости, представленной на рис. 3.12, 3.13:

при  $\sigma_3 < 0$

$$\theta_{ep} = \frac{I_1(T_\sigma)}{\sigma_3} \cdot \left( c_1 \cdot \left( \frac{\sigma_3}{R_b} \right)^2 + d_1 \cdot \frac{\sigma_3}{R_b} \right) = \frac{I_1(T_\sigma)}{\sigma_3} \cdot F(\sigma_3);$$

при  $\sigma_3 \geq 0$

$$\theta_{ep} = \frac{I_1(T_\sigma)}{\sigma_1} \cdot \left( c_2 \cdot \left( \frac{\sigma_1}{R_b} \right)^2 + d_2 \cdot \frac{\sigma_1}{R_b} \right) = \frac{I_1(T_\sigma)}{\sigma_1} \cdot F(\sigma_1);$$

где  $c_1 = -c_2$ ;  $d_1 = d_2$ .

$$F(\sigma_i) = \left( c_k \cdot \left( \frac{\sigma_i}{R_b} \right)^2 + d_k \cdot \frac{\sigma_i}{R_b} \right); \quad k = 1, 2; \quad i = 3, 1.$$

Модуль упругопластических деформаций  $E_{ep}$  может быть определен из равенства упругопластических деформаций  $\theta_{ep}$  по выражениям (3.8) и (3.9):

$$E_{ep} = \frac{(1 - 2 \cdot \mu_0) \cdot \sigma_i}{F(\sigma_i)} \quad (3.10)$$

Модуль пластических деформаций, как условно сплошного тела, может быть выражен из соотношения (3.7) путем подстановки соответствующих параметров согласно выражениям (3.8) и (3.10):

$$\frac{1}{E_{ep}} = \frac{1}{E_0} + \frac{1}{E_{pl}};$$

$$E_{pl} = \frac{(1 - 2 \cdot \mu_0) \cdot \sigma_i \cdot E_0}{F(\sigma_i) \cdot E_0 - (1 - 2 \cdot \mu_0) \cdot \sigma_i} \quad (3.11)$$

Выразим модуль упругопластических деформаций в общепринятой форме записи:

$$E_{ep} = E_0 \cdot (1 - \omega)$$

$$\omega = \frac{E_0}{E_{pl} + E_0} = 1 - \frac{(1 - 2 \cdot \mu_0) \cdot \sigma_i}{F(\sigma_i) \cdot E_0} = 1 - \frac{\sigma_i}{F(\sigma_i) \cdot K_0}. \quad (3.12)$$

где  $\omega$  – коэффициент пластичности условно сплошного тела;

$K_0$  – модуль объемного сжатия.

Параметры  $c_1$  и  $d_1$  определяются решением уравнения (3.9) для двух точек на кривой деформирования:

$$\begin{cases} c_1 \cdot \left( \frac{\sigma_3^{T.1}}{R_b} \right)^2 + d_1 \cdot \frac{\sigma_3^{T.1}}{R_b} - \frac{\theta^{T.1} \cdot \sigma_3^{T.1}}{I_1^{T.1}(T_\sigma)} = 0; \\ c_1 \cdot \left( \frac{\sigma_3^{T.2}}{R_b} \right)^2 + d_1 \cdot \frac{\sigma_3^{T.2}}{R_b} - \frac{\theta^{T.2} \cdot \sigma_3^{T.2}}{I_1^{T.2}(T_\sigma)} = 0. \end{cases} \quad (3.13)$$

$$c_1 = - \frac{R_b^2 \cdot (I_1^{T.1} \cdot \theta^{T.2} - I_1^{T.2} \cdot \theta^{T.1})}{I_1^{T.1} \cdot I_1^{T.2} \cdot (\sigma_3^{T.1} - \sigma_3^{T.2})};$$

$$d_1 = \frac{R_b \cdot (I_1^{T.1} \cdot \theta^{T.2} \cdot \sigma_3^{T.1} - I_1^{T.2} \cdot \theta^{T.1} \cdot \sigma_3^{T.2})}{I_1^{T.1} \cdot I_1^{T.2} \cdot (\sigma_3^{T.1} - \sigma_3^{T.2})}$$

В качестве исходных приняты следующие параметры для каждой из точек: напряжения  $\sigma_3^{T.i}$ , объемные деформации  $\theta^{T.i}$  и первый инвариант тензора напряжений  $I_1^{T.i}$ . При анализе опытных данных Н. Kupfer [123] в качестве характерных были выбраны точки на кривых деформирования из опытов на одноосное сжатие на уровне  $0,3 \cdot R_b$  и при неравномерном двухосном сжатии на уровне  $1,1 \cdot R_b$ . Значения коэффициентов, подобранных для опытных данных Н. Kupfer [123, 124], достаточно хорошо подошли и для опытных данных А.В. Яшина [83, 102]. Для опытных данных М. Tasuji [141] были выбраны точки из опытов на одноосное сжатие на уровне  $0,3 \cdot R_b$  и равномерное двухосное сжатие на уровне  $0,9 \cdot R_b$ . Для опытных данных S. Schröder [139] были выбраны точки из опыта на равномерное двухосное сжатие на уровнях  $0,2 \cdot R_b$  и  $0,8 \cdot R_b$ . Значения

коэффициентов  $c_1$  и  $d_1$ , наиболее точно соответствующих опытным данным, составили:

$$\begin{aligned} c_1 &= -5,44 \cdot 10^{-4}, \quad d_1 = 4,83 \cdot 10^{-4}, \quad - \text{Н. Kupfer}; \\ c_1 &= -5,44 \cdot 10^{-4}, \quad d_1 = 4,83 \cdot 10^{-4}, \quad - \text{А.В. Яшин}; \\ c_1 &= -4,79 \cdot 10^{-4}, \quad d_1 = 8,07 \cdot 10^{-4}, \quad - \text{М. Tasuji}; \\ c_1 &= -3,46 \cdot 10^{-4}, \quad d_1 = 4,74 \cdot 10^{-4}, \quad - \text{S. Schröder}. \end{aligned} \quad (3.14)$$

Упругопластический модуль объемного сжатия бетона  $K_{ep}$  определяется из выражения (3.10):

$$K_{ep} = \frac{\sigma_i}{F(\sigma_i)} = \frac{\sigma_i}{c_k \cdot \left(\frac{\sigma_i}{R_b}\right)^2 + d_k \cdot \frac{\sigma_i}{R_b}} = \frac{1}{\frac{c_k}{R_b^2} \cdot \sigma_i + \frac{d_k}{R_b}} \quad (3.15)$$

Преобразование выражения (3.15) для определения коэффициента  $d_k$  позволяет более точно оценить его значения в специально поставленном эксперименте на начальных этапах нагружения образца.

Выполнена оценка соответствия расчетных значений модуля упругопластических деформаций  $E_{ep}$ , определяемого по выражению (3.10), опытным значениям модуля линейных деформаций  $E$ , величины которых определяются двумя способами. Первый способ – по формуле (3.16 а), используя опытные значения модуля объемного сжатия. Второй способ – по формуле (3.16 б), путем определения модуля линейных деформаций для главенствующего направления сжатия (растяжения). В обоих способах коэффициент поперечных деформаций принимается постоянным и равным начальному значению. Сравнение расчетных (3.10) и опытных значений модуля линейных деформаций, а также расчетных (3.9) и опытных значений объемных деформаций представлено на рис.3.14 и рис.3.15.

Примененные выражения для определения значений модуля деформаций  $E$  на основе опытных данных для рассмотренных способов:

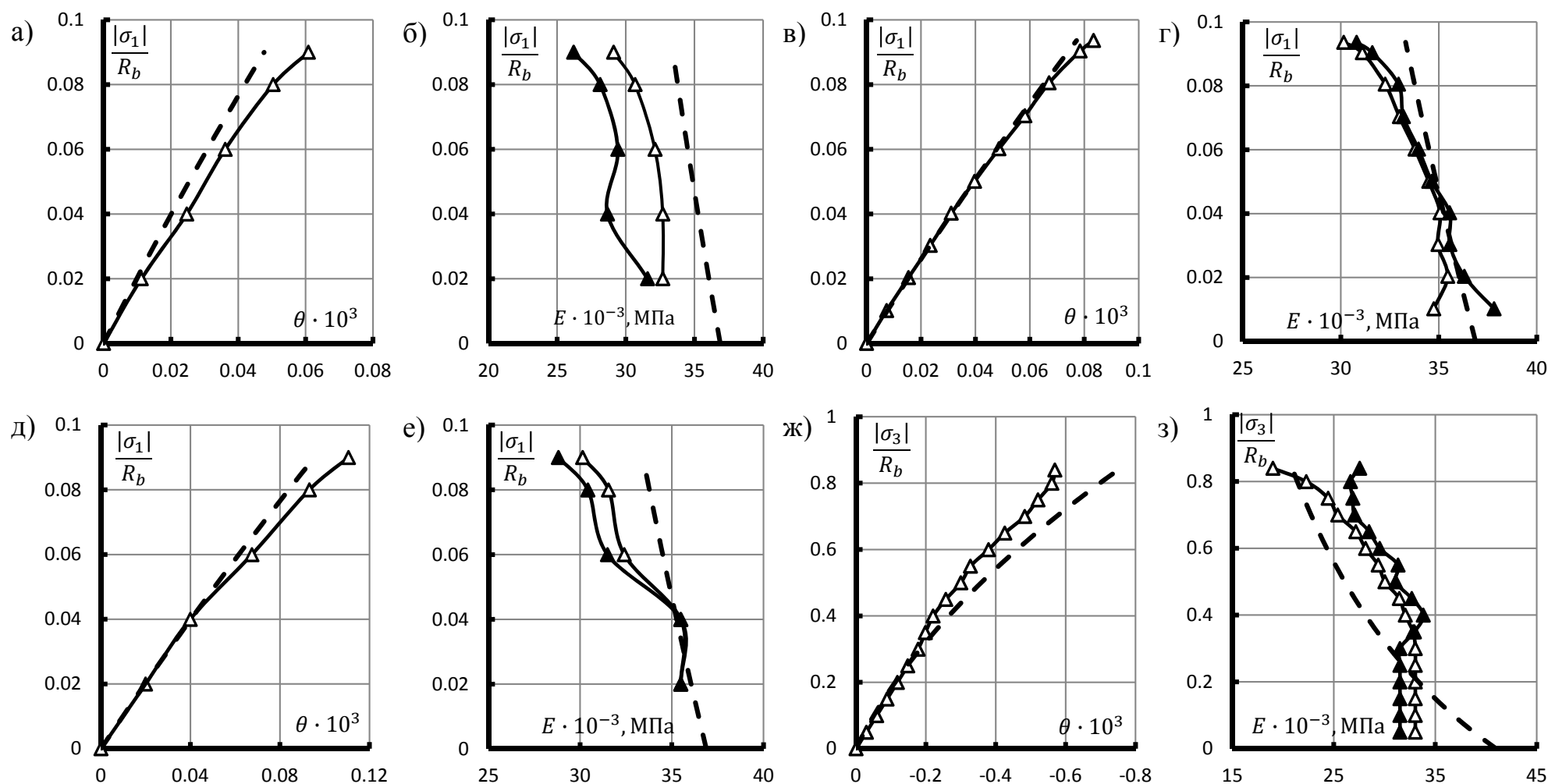


Рис. 3.14. Изменения расчетных значений объемных деформаций (а, в, д, ж) и модулей деформаций (б, г, е, з) бетона при соотношениях напряжений 1 : 0 : 0 (а, б); 1 : 0.55 : 0 (в, г); 1 : 1 : 0 (д, е); 0.052 : 0 : -1 (ж, з) в опытах Н. Kupfer [123]. Теоретические значения: - - - - - по формулам (3.9; 3.10); —▲— по формулам (3.16 а); —△— по формулам (3.16 б).

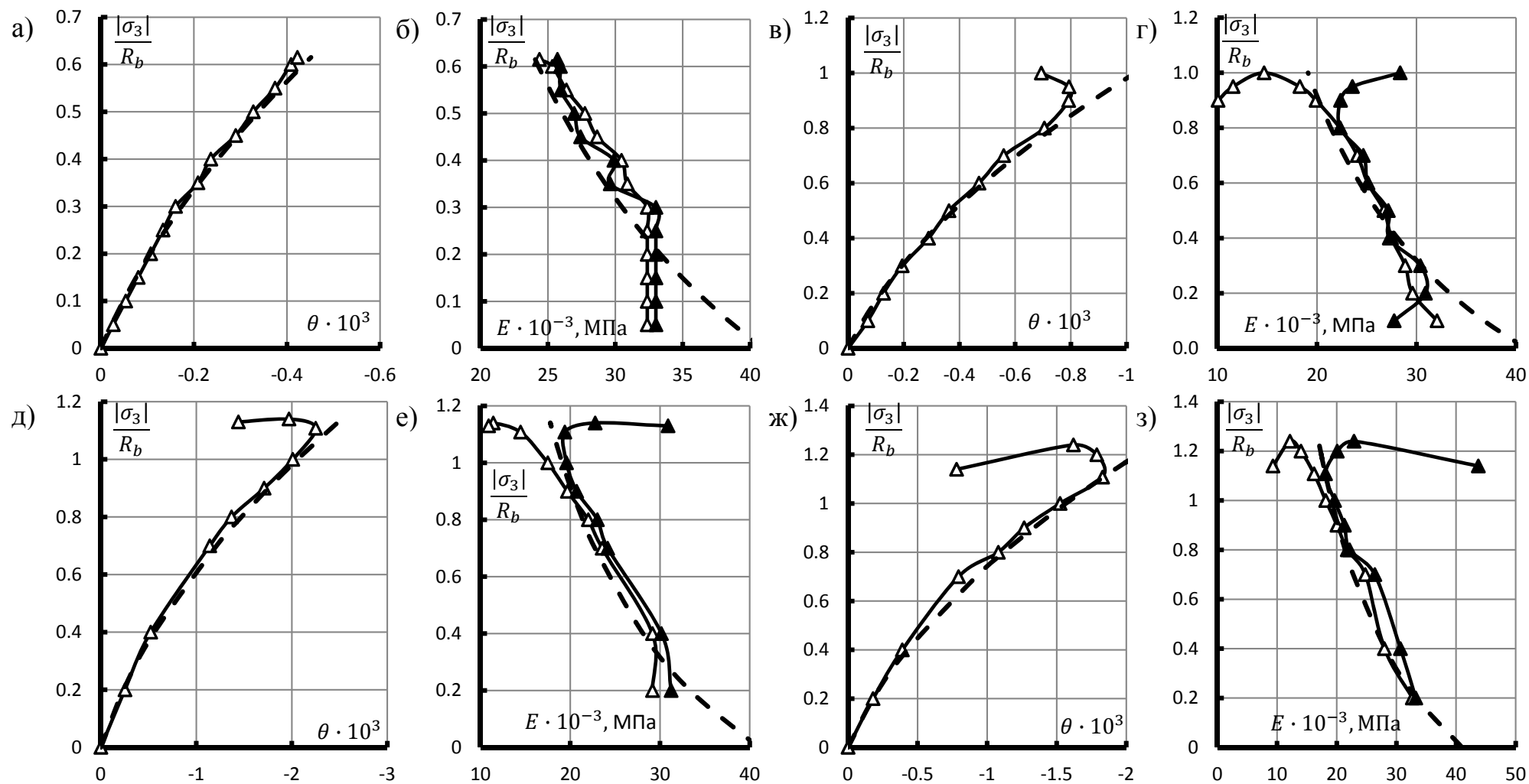


Рис. 3.15. Изменения расчетных значений объемных деформаций (а, в, д, ж) и модулей деформаций (б, г, е, з) бетона при соотношениях напряжений 0.1 : 0 : -1 (а, б); 0 : 0 : -1 (в, г); 0 : -1 : -1 (д, е); 0 : -0.52 : -1 (ж, з) в опытах Н. Kupfer [123]. Теоретические значения: - - - - - по формулам (3.9; 3.10); —▲— по формулам (3.16 а); —△— по формулам (3.16 б).

а) для способа №1:

$$E = K \cdot (1 - 2 \cdot \mu_0)$$

б) для способа №2:

– при главенствующем сжатии ( $\sigma_3 < 0$ )

$$E = E_3 = \frac{\sigma_3 - \mu_0 \cdot (\sigma_1 + \sigma_2)}{\varepsilon_3}; \quad (3.16)$$

– при главенствующем растяжении ( $\sigma_3 \geq 0$ )

$$E = E_1 = \frac{\sigma_1 - \mu_0 \cdot (\sigma_3 + \sigma_2)}{\varepsilon_1}.$$

Из рис.3.14 и рис.3.15 видны хорошие совпадения опытных значений модуля линейных деформаций  $E$ , определяемых по двум способам, до уровня  $0.8 \cdot \bar{\sigma}_i$ . Это подтверждает, что искривления диаграмм деформирования до данного уровня связано только с изменением модуля деформаций. Предложенное выражение (3.10) для описания упругопластического модуля деформаций показало близкое совпадение с опытными значениями модуля линейных деформаций  $E$  до уровня  $0.8 \cdot \bar{\sigma}_i$  (рис.3.14 и рис.3.15).

Величины объемной деформации уплотнения  $\theta_{pc}$  и объемной деформации дилатации  $\theta_d$  определяются из опытных данных при использовании конкретных теоретических предпосылок. Выполняется следующая последовательность действий:

- определяются расчетные величины упругопластических деформации  $\varepsilon_i^{ep}$  при значениях модуля упругопластических деформаций  $E_{ep}$  из уравнения (3.9):

$$\varepsilon_i^{ep} = \frac{\sigma_i}{E_{ep}} - \frac{\mu_0}{E_{ep}} \cdot (\sigma_j + \sigma_k); \quad (i, j, k = 1, 2, 3) \quad (3.17)$$

- определяются величины деформаций уплотнения  $\varepsilon_i^{pc}$  и дилатации  $\varepsilon_i^d$  вычитанием упругопластических деформаций  $\varepsilon_i^{ep}$  из величин полных опытных главных деформаций  $\varepsilon_i$ .

$$\begin{aligned} \varepsilon_i^{pc(d)} &= \varepsilon_i - \varepsilon_i^{ep}; \quad (i, j, k = 1, 2, 3); \\ \varepsilon_1^d &= \varepsilon_1 - \varepsilon_1^{ep}; \quad \varepsilon_2^{pc(d)} = \varepsilon_2 - \varepsilon_2^{ep}; \quad \varepsilon_3^{pc} = \varepsilon_3 - \varepsilon_3^{ep}. \end{aligned} \quad (3.18)$$

Запись выражений в форме (3.18) отражает основные закономерности развития деформаций бетона вследствие разрушения его структуры по типу пространственно ориентированной «зигзаг-трещины»: деформации сдвигового уплотнения развиваются в направлениях больших сжимающих напряжений, а сдвигового разуплотнения - преимущественно в направлениях меньших сжимающих (больших растягивающих) напряжений.

- определяются величины объемной деформации уплотнения  $\theta_{pc}$  и дилатации  $\theta_d$  делением  $\varepsilon_i^{pc(d)}$  из уравнения (3.18) на соответствующие коэффициенты  $b_i$  и  $a_i$  с соответствующим знаком:

$$\theta_{pc} = \frac{\varepsilon_3^{pc}}{b_3}; \quad \theta_d = \frac{\varepsilon_1^d}{a_1}. \quad (3.19)$$

На рис. 3.16.1, рис. 3.16.2 и рис. 3.16.3 представлены результаты определения объемной деформации уплотнения  $\theta_{pc}$  и объемной деформации дилатации  $\theta_d$  по формулам (3.17, 3.18, 3.19). За основу взяты опытные данные Н. Kupfer [123, 124].

Для определения объемной деформации дилатации  $\theta_d$  в качестве исходного использовано выражение Г.А. Гениева [16] в сочетании с модифицированным аналитическим выражением для модуля дилатации на базе предложенного Е.С. Лейтесом [72]:

$$\theta_d = q(\gamma_i) \cdot \gamma_i^2 = \gamma_i^2 \cdot \frac{1}{\bar{\gamma}_i} \cdot \frac{G}{K} \cdot \frac{1 - \exp(-\eta_\gamma^3)}{\eta_\gamma + \exp(-\eta_\gamma^3)} \cdot k_1, \quad (3.20)$$

где  $G$  - модуль деформаций сдвига:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu_0)}; \quad (3.21)$$

$\tau_i$  - интенсивность касательных напряжений:

$$\tau_i = \sqrt{1/6} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}; \quad (3.22)$$

$\gamma_i$  - интенсивность деформаций сдвига:

$$\gamma_i = \sqrt{2/3} \cdot \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}; \quad (3.23)$$

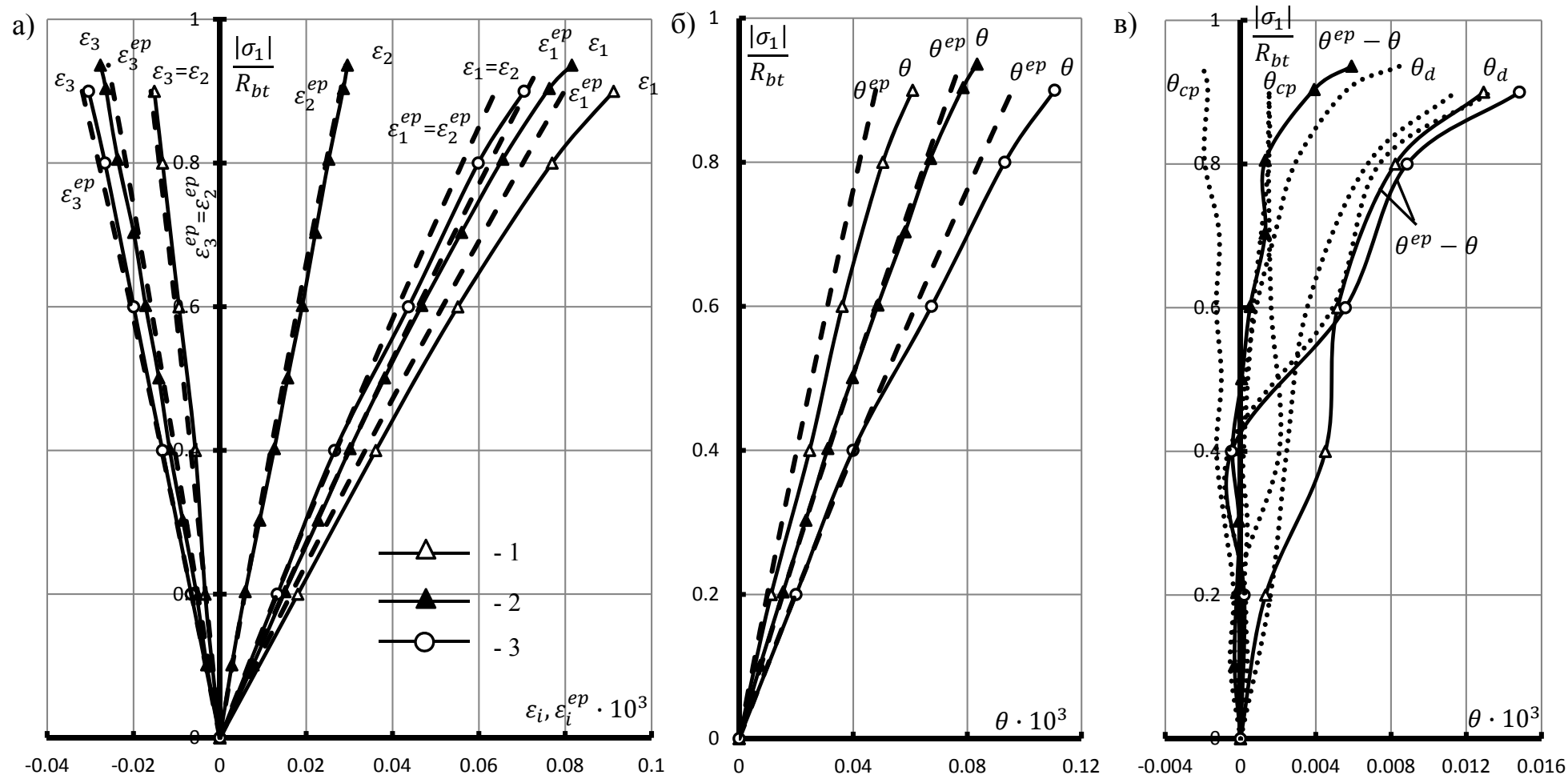


Рис. 3.16.1. Изменения полных линейных (а) и объемных (б) деформаций бетона при одно- и двухосном растяжении в опытах Н. Купфер [123]. (в) - Экспериментально-теоретические значения составляющих объемных деформаций. Условные обозначения смотреть рис.3.10.

Теоретические значения: - - - - - по формулам (3.9, 3.17) с учетом коэффициентов (3.14);  
 ..... по формулам (3.18, 3.19).



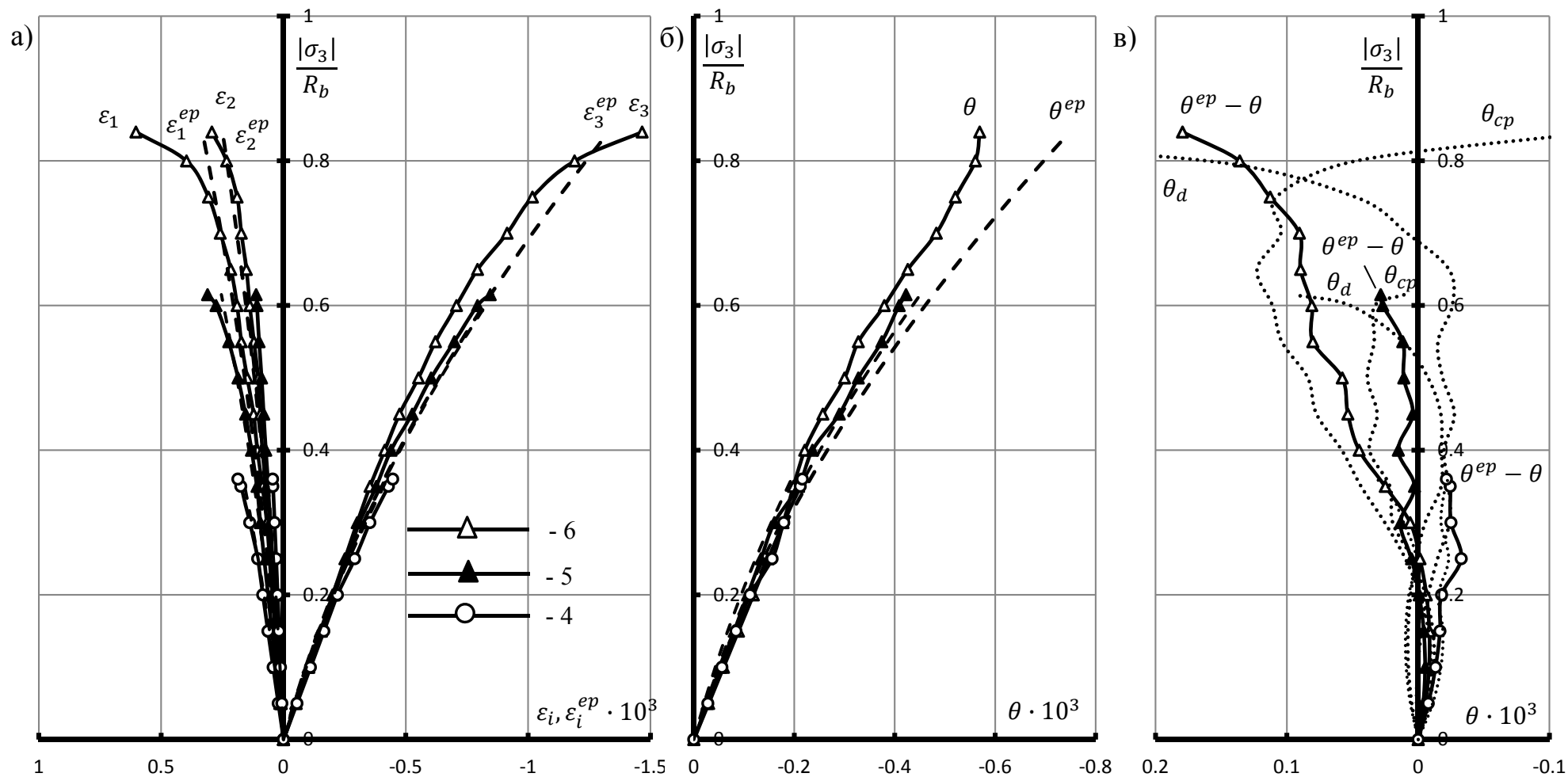


Рис. 3.16.2. Изменения полных линейных (а) и объемных (б) деформаций бетона при сжатии с растяжением в опытах Н. Kupfer [123]. (в) - Экспериментально-теоретические значения составляющих объемных деформаций. Условные обозначения смотреть рис.3.10.

Теоретические значения: - - - - - по формулам (3.9, 3.17) с учетом коэффициентов (3.14);

..... по формулам (3.18, 3.19).

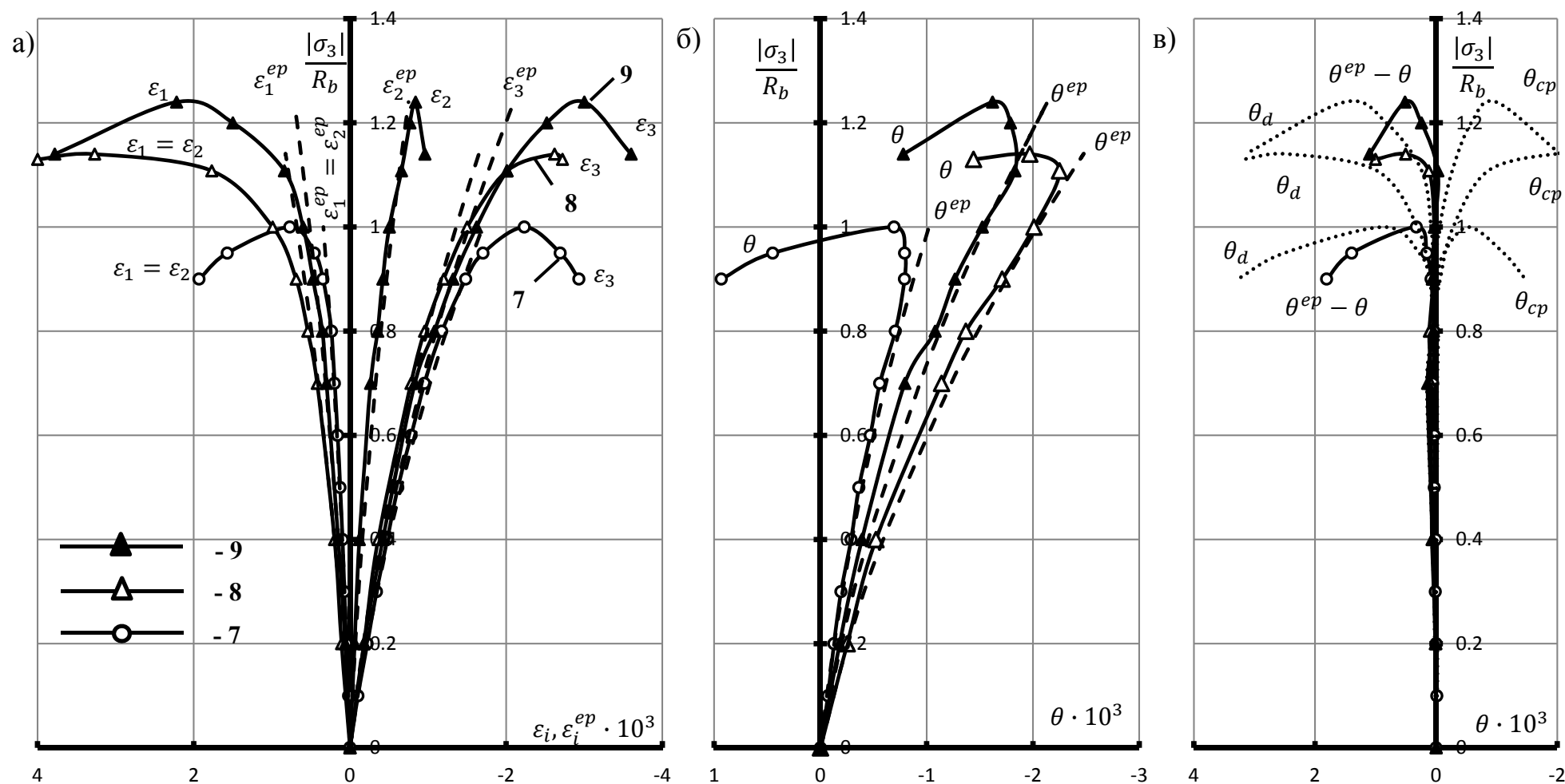


Рис. 3.16.3. Изменения полных линейных (а) и объемных (б) деформаций бетона при одно- и двухосном сжатии в опытах Н. Kupfer [123]. (в) - Экспериментально-теоретические значения составляющих объемных деформаций. Условные обозначения смотреть рис.3.10.

Теоретические значения: - - - - - по формулам (3.9, 3.17) с учетом коэффициентов (3.14);

..... по формулам (3.18, 3.19).

$\eta_\gamma$  - уровень приобретенных деформаций сдвига

$$\eta_\gamma = \frac{\gamma_i}{\bar{\gamma}_i}; \quad (3.24)$$

где  $\bar{\gamma}_i$  - значение интенсивности деформаций сдвига в вершине диаграммы « $\tau_i - \gamma_i$ ».

Модифицирование аналитического выражения для модуля дилатации, предложенного Е.С. Лейтесом [72], заключается в замене выражения  $|\sigma_0|/\tau_i$  - функцией коэффициента « $k$ ».

Величину деформаций сдвигового уплотнения  $\theta_{pc}$  с ростом уровня нагружения пропорциональны деформациям сдвигового разуплотнения  $\theta_d$ . Это вытекает из единого механизма разрушения структуры бетона по типу «зигзаг-трещин». Поэтому для аналитического описания деформации  $\theta_{pc}$  использовано выражение, аналогичное формуле (3.20).

$$\theta_{pc} = q(\gamma_i) \cdot \gamma_i^2 = \gamma_i^2 \cdot \frac{1}{\bar{\gamma}_i} \cdot \frac{G}{K} \cdot \frac{1 - \exp(-\eta_\gamma^3)}{\eta_\gamma + \exp(-\eta_\gamma^3)} \cdot k_2, \quad (3.25)$$

Для анализируемых опытных данных определение корректирующих функций коэффициентов « $k$ » принято по следующим выражениям:

$$\begin{aligned} k_1 &= m_1 \cdot \bar{\gamma}_i + k_{0,1}^t; \\ k_2 &= m_2 \cdot \bar{\gamma}_i + k_{0,2}^t. \end{aligned} \quad (3.26)$$

Определение параметров  $m_1$  и  $m_2$ :

$$m_1 = \frac{k_{0,1}^c - k_{0,1}^t}{\bar{\gamma}_i^c}; \quad m_2 = \frac{k_{0,2}^c - k_{0,2}^t}{\bar{\gamma}_i^c}, \quad (3.27)$$

где  $k_{0,1}^t = 1,134$ ;  $k_{0,2}^t = -0,158$ ;  $k_{0,1}^c = 2,133$ ;  $k_{0,2}^c = -1,302$ ;  
 $\bar{\gamma}_i^c = 3,467 \cdot 10^{-3}$  – интенсивность деформаций сдвига из опыта на одноосное сжатие.

Значения параметров  $k_{0,1}^c, k_{0,2}^c$  и  $k_{0,1}^t, k_{0,2}^t$  соответствуют коэффициентам из опытов на одноосное сжатие и растяжение. Коэффициенты  $k_1, k_2$  определяются путем деления значений  $\theta_d$  и  $\theta_{pc}$  в вершине диаграммы деформирования, полученных из опытов по выражению (3.19), на численно определенные значения

по выражениям (3.20) и (3.25). Данные коэффициенты показывают расхождения между опытными и расчетными значениями составляющих деформаций дилатации и сдвигового уплътнения. Расчетные величины функций  $k_1$ ,  $k_2$  представлены на рис.3.17.

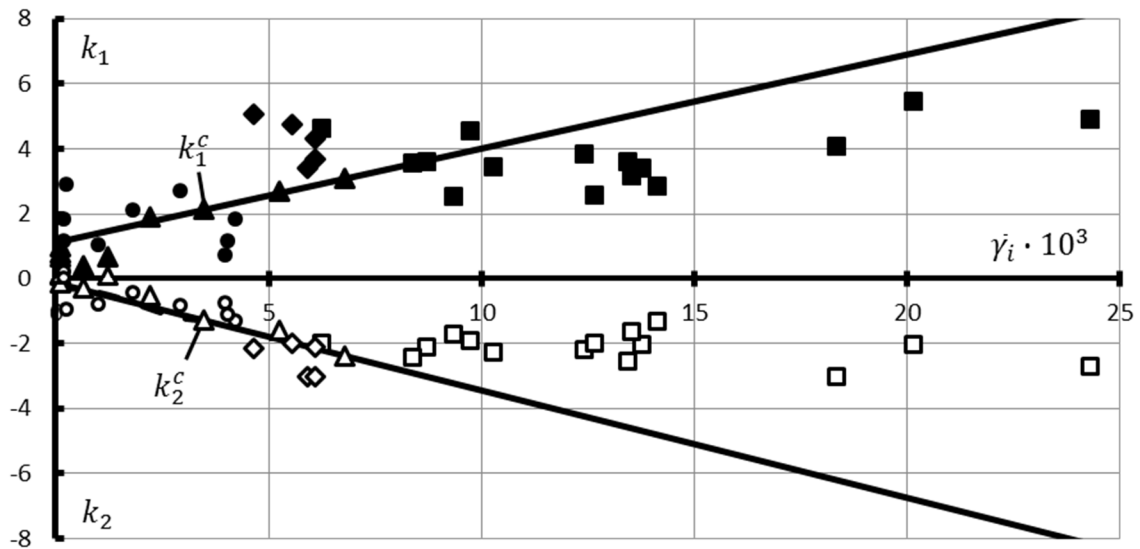


Рис. 3.17 Значения функций  $k_1$  и  $k_2$  в вершинах диаграмм деформирования. Условные обозначения смотреть рис. 3.10 и рис. 3.11.

Предложенные выражения (3.26) и (3.27) выведены общими для всех опытных данных, что требует только корректировки через исходные параметры, принимаемые из испытаний на одноосное сжатие и растяжение. Значения функций  $k_1$  и  $k_2$  по опытным данным А.В. Яшина [83, 102] требуют осторожной оценки, в связи с тем, что испытываемые образцы не доведены до разрушения и полученные в опытах данные по деформациям не соответствуют предельным. Расчетные значения прочности приняты согласно, критерию прочности С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43]. Результаты сопоставления представлены на рис.3.18. В опытах М. Tasuji [141] не проявляются деформации дилатации и сжимаемости (рис.3.11). Это выражается в отсутствии искривления кривой объемных деформаций, что свидетельствует о резком хрупком разрушении или о наличии неточностей в измерительной системе деформаций при испытаниях образцов.

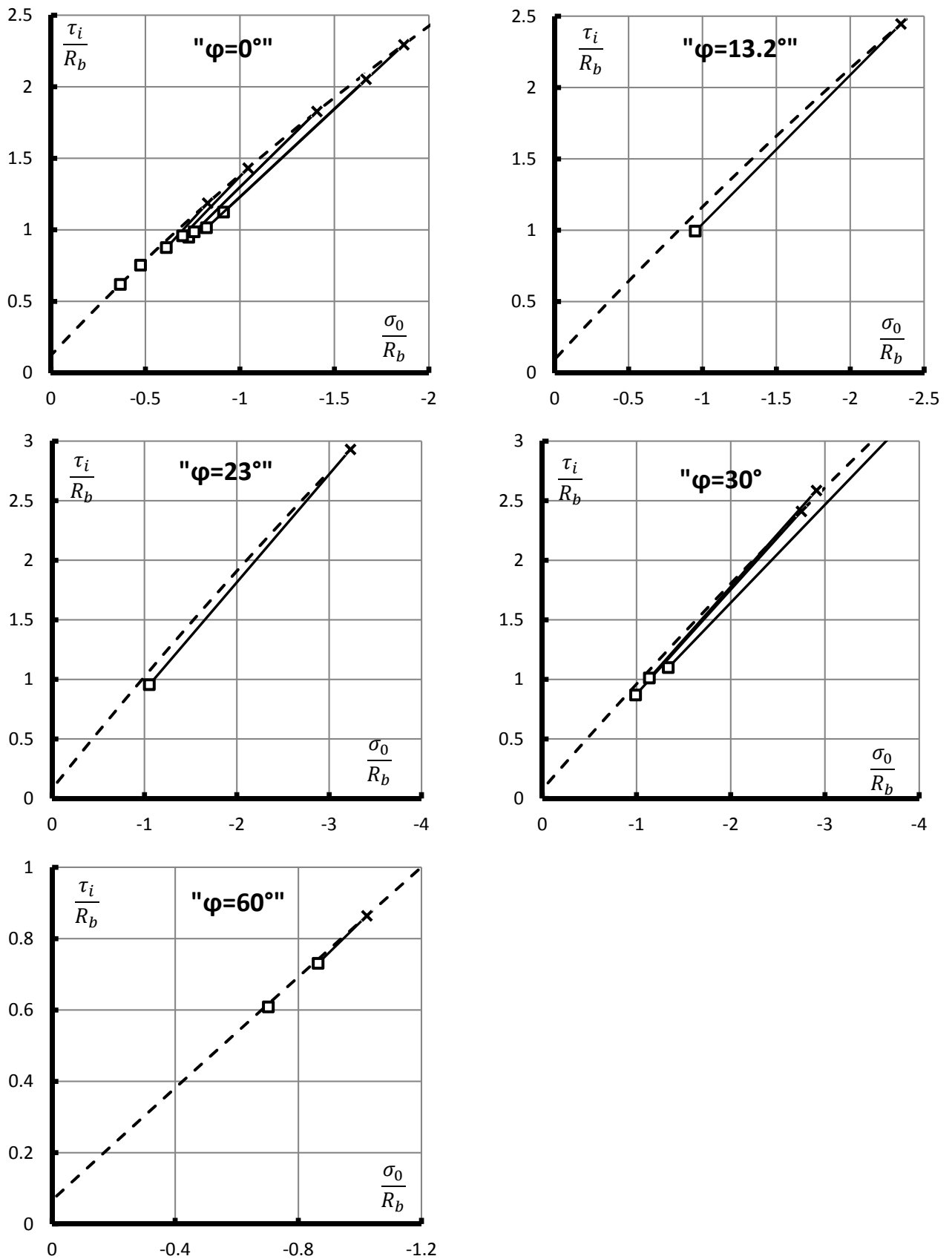


Рис. 3.18. Оценка опытных данных А.В. Яшина [83, 102] (расчетные значения разрушающих напряжений приняты по критерию прочности С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43]).

Опытные образцы M. Tasuji [141] имеют меньшие значения модуля деформаций по сравнению с образцами H. Kupfer [123, 124], что должно было вызвать большие по величине деформации дилатации и сдвигового уплотнения. Опытные данные M. Tasuji [141] требуют осторожного применения при разработке аналитических выражений для деформационных моделей. Опытные данные S. Schröder [139] показали значительный разброс опытных данных на рис.3.13, что существенно затрудняет оценку составляющих деформаций сдвигового уплотнения и разуплотнения.

Для описания зависимости « $\tau_i - \gamma_i$ », как и в [48, 53], в качестве исходной используется условная идеализированная диаграмма деформирования бетона, представленная в нормах [44, 110], аналитическое выражения для которой записывается в следующем виде:

$$\frac{\sigma_c}{f'_c} = \frac{k \cdot \eta_\varepsilon - \eta_\varepsilon^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta_\varepsilon}, \quad (3.28)$$

где значения коэффициента  $k$ , определяется из соотношения:

$$k = 1,1 \cdot E_0 \cdot \frac{\bar{\varepsilon}}{f'_c}, \quad (3.29)$$

где  $f'_c$  - величина напряжений в вершине диаграммы деформирования;  $\bar{\varepsilon}$  – относительные предельные деформации, соответствующие напряжениям в вершине диаграммы деформирования;  $E_0$  – начальный модуль упругости бетона из опытов на одноосное сжатие.

Уравнение (3.28) представим относительно уровня приобретенных деформаций сдвига  $\eta_\gamma$  и интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$ :

$$\frac{\tau_i}{\bar{\tau}_i} = \frac{k \cdot \eta_\gamma - \eta_\gamma^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta_\gamma} \quad (3.30)$$

Значение коэффициента  $k$  выражает отношение начального модуля сдвига  $G_0$  к его предельному значению в вершине диаграммы деформирования  $\bar{G}$ :

$$k = \frac{G_0}{\bar{G}} = G_0 \cdot \frac{\bar{\gamma}_i}{\bar{\tau}_i} \quad (3.31)$$

в преобразованном виде относительно уровня деформаций сдвига  $\eta_\gamma$  может быть записано:

$$\eta_\gamma^2 + \eta_\gamma \cdot (\eta_\tau \cdot (k - 2) - k) + \eta_\tau = 0 \quad (3.32)$$

Первый корень данного уравнения соответствует восходящей ветви, второй – нисходящей:

$$\bar{\gamma}_{i1,2} = \frac{-((k-2)\eta_\tau - k) \mp \sqrt{((k-2)\eta_\tau - k)^2 - 4 \cdot \eta_\tau}}{2} \quad (3.33)$$

Для описания зависимости «  $\tau_i - \gamma_i$  » по формулам (3.28) ÷ (3.33) необходимо знание еще двух параметров для рассматриваемого вида напряженного состояния: предельную интенсивность касательных напряжений  $\bar{\tau}_i$  и предельную деформацию сдвига  $\bar{\gamma}_i$ .

Связь между предельными значениями интенсивности касательных напряжений  $\bar{\tau}_i$  и интенсивности деформаций сдвига  $\bar{\gamma}_i$ , установлена с использованием представленных данных на рис. 3.19.

Опытные данные, представленные в значениях  $\bar{\gamma}_i$  и  $\bar{\tau}_i$ , при одно-, двух- и трехосных растяжении и сжатии с растяжением, находящиеся в диапазоне между  $\bar{\tau}_i / \bar{\tau}_{сж} = 0$  и  $\bar{\tau}_i / \bar{\tau}_{сж} = 1$ , ложатся на кривую изменения  $\gamma_i$  и  $\tau_i$  из эксперимента на одноосное сжатие (рис. 3.19 б, в).

Используя решения уравнения (3.32) относительно одноосного сжатия, можно определить предельные значения  $\bar{\gamma}_i$  для любого опыта в диапазоне между  $\bar{\tau}_i / \bar{\tau}_{сж} = 0$  и  $\bar{\tau}_i / \bar{\tau}_{сж} = 1$ . При этом в уравнение (3.32) необходимо подставлять уровень  $\bar{\tau}_i / \bar{\tau}_{сж}$ , соответствующий искомому напряженному состоянию.

Параметры уравнения (3.32) в диапазоне между  $\bar{\tau}_i / \bar{\tau}_{сж} = 0$  и  $\bar{\tau}_i / \bar{\tau}_{сж} = 1$  для нахождения  $\bar{\gamma}_i$  приобретут следующий вид:

$$k = G_0 \cdot \frac{\bar{\gamma}_{сж}}{\bar{\tau}_{сж}}; \quad \eta = \frac{\bar{\tau}_i}{\bar{\tau}_{сж}} \quad (3.34)$$

где  $\bar{\gamma}_{сж}$  и  $\bar{\tau}_{сж}$  – соответственно предельная интенсивность деформаций сдвига и интенсивность касательных напряжений для одноосного сжатия.

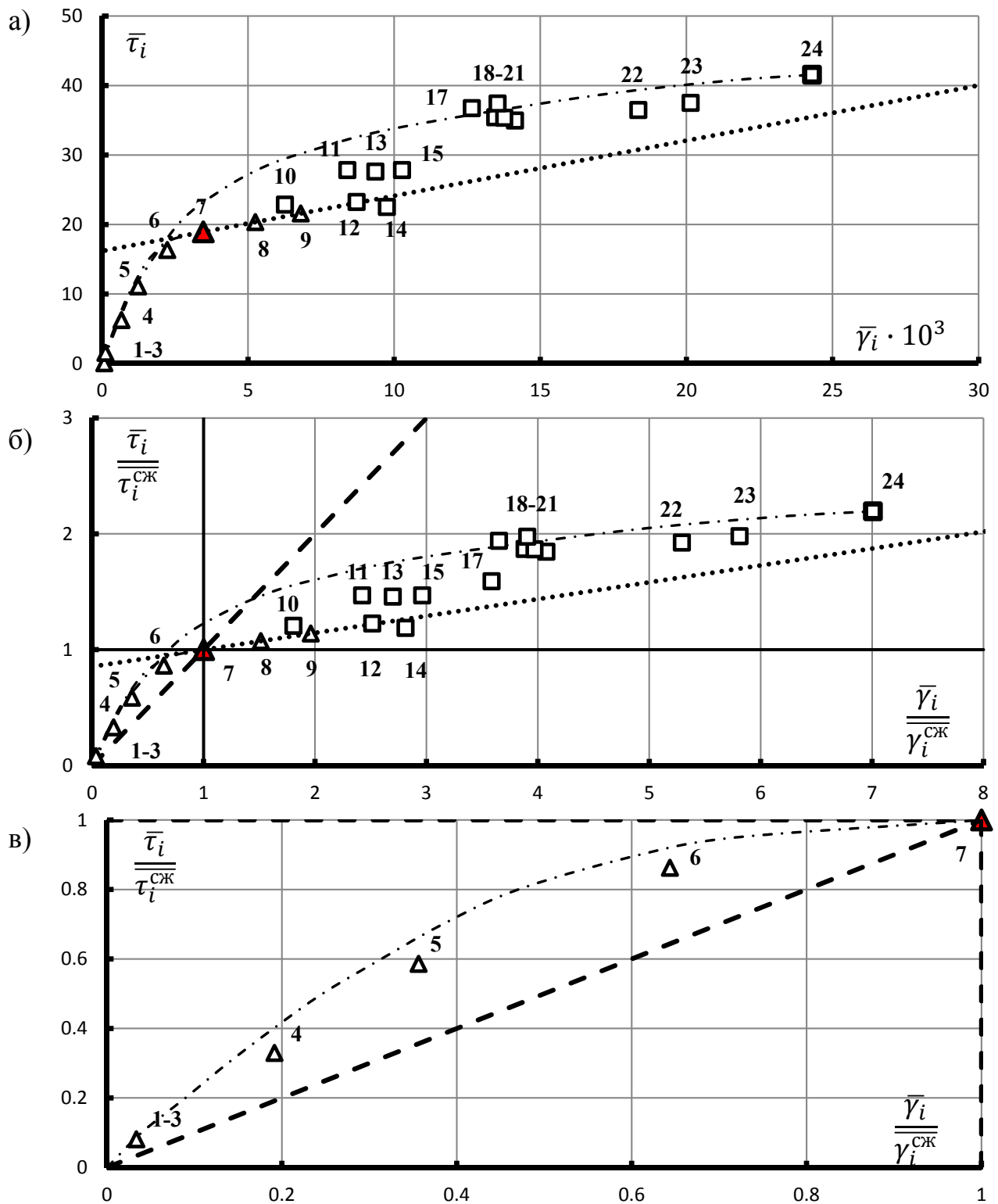


Рис. 3.19. Зависимости предельных значений интенсивности деформаций сдвига  $\bar{\gamma}_i$  от предельных величин интенсивности касательных напряжений  $\bar{\tau}_i$  в опытах Н. Курфера [123] и А.В. Яшина [83, 102]: а) – в абсолютных величинах; б, в) – то же, в относительных; в) – для областей двухосного растяжения и сжатия-растяжения. Условные обозначения: номера точек соответствуют номерам опытных данных на рис.3.10

Теоретические значения: ..... - по формуле (3.36); - - - - - расчетные соотношения на основе опытных данных; - - - - - по Г.А. Гениеву [16].



На участке  $\bar{\tau}_i / \bar{\tau}_{сж}$ , изменяющемся от 1 до  $\infty$ , предельные значения  $\bar{\gamma}_i$  относительно  $\bar{\tau}_i$  определяется по следующему соотношению:

$$\frac{\bar{\gamma}_i - \bar{\gamma}_{сж}}{\bar{\tau}_i - \bar{\tau}_{сж}} = \tan(\alpha) \quad (3.35)$$

$$\bar{\gamma}_i = \tan(\alpha) \cdot (\bar{\tau}_i - \bar{\tau}_{сж}) + \bar{\gamma}_{сж} \quad (3.36)$$

Угол  $\alpha$  устанавливается опытно-теоретическим путем. Для этого необходимо знать предельные интенсивности деформаций сдвига и касательных напряжений из не менее, чем двух опытов в диапазоне  $\bar{\tau}_i / \bar{\tau}_{сж}$  от 1 до  $\infty$ . Угол  $\alpha$  для опытных данных Н. Kupfer [123], составил  $51,5^\circ$ .

Обоснование принятой методики определения интенсивности деформаций сдвига  $\gamma_i$  от величины интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$  производилось сопоставлением теоретических величин, определенных по выражениям (3.30)÷(3.36), с опытными величинами Н. Kupfer [123] (рис.3.20). Данная методика показала хорошее совпадение расчетных величин с опытными данными для всех представленных видов напряженного состояния.

Сопоставление объемных деформаций дилатации  $\theta_d$  и уплотнения  $\theta_{pc}$ , рассчитанных по формулам (3.19) и (3.20, 3.25), представлено на рис. 3.21. В формулах (3.20, 3.25) принято значения интенсивности деформаций сдвига  $\gamma_i$ , определенные по формулам (3.30) ÷ (3.36) с использованием в качестве исходных данных из испытаний на одноосное сжатие.

В данной работе усовершенствован вариант ортотропной дилатационной модели деформирования бетона [48]. Предложенные выражения (3.7) ÷ (3.17) позволили с достаточной точностью описать составляющую упругопластических деформаций, не связанных с разрушением структуры бетона. На базе уточняемой модели выполнен анализ закономерностей изменения интенсивности деформации сдвига. Предложен способ ее описания с помощью выражений (3.30) ÷ (3.36) с корректировкой в зависимости от данных испытаний на одноосное сжатие. Предложенный алгоритм еще требует уточнения в выражении (3.36) в части

значений угла наклона расчетной кривой выше уровня одноосного сжатия. После выделения из полных деформаций бетона составляющей упругопластических деформаций, возможна оценка составляющих деформаций уплотнения и разуплотнения структуры. За основу для количественной оценки деформаций уплотнения и разуплотнения приняты соотношения Г.А. Гениева [16] и Е.С. Лейтеса [72]. Уточнение заключалось в корректировке предложенного Е.С. Лейтесом [72] выражения для описания дилатации (3.20) и его применении для описания деформаций сдвигового уплотнения (3.25). Предложены функции (3.26) ÷ (3.27) к исходным выражениям с обеспечением их более близкого соответствия опытным кривым для всех видов напряженного состояния.

Предложенные выражения (3.1) ÷ (3.36) в данной работе являются вариантом модификации расчетной модели деформирования бетона [48]. Тестирование соотношений выполнено сопоставлением с опытными данными Н. Kupfer [123] и представлено на рис.3.22 ÷ 3.24. Анализ свидетельствует о хорошем совпадении расчетных величин с опытными данными.

Для уточнения параметров расчетной модели необходимо проведение испытаний бетона при одно-, двух- и трехосных напряженных состояниях по единообразной методике на опытных образцах, сопоставимых по форме и классу бетона по прочности.

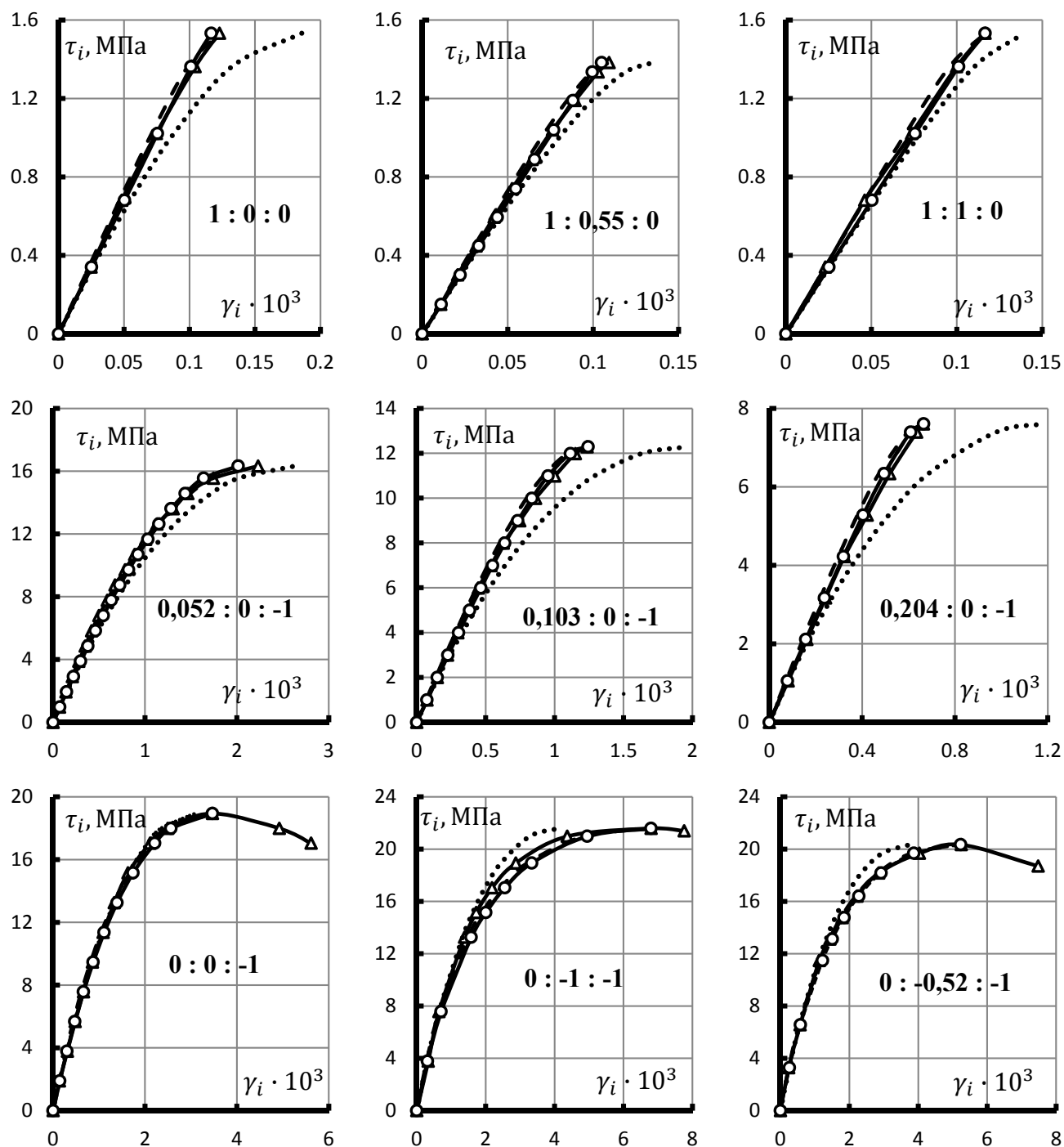


Рис. 3.20. Изменение значений интенсивности деформаций сдвига  $\gamma_i$  от величины интенсивности касательных напряжений  $\tau_i$  в опытах Н. Kupfer [124].

Теоретические значения:

- △— - опытные величины.
- - по выражениям (3.29)÷(3.35).
- - - - по преобразованным выражениям (3.29) и (3.30) ЕКБ [44] с исходными параметрами непосредственно из опытов.
- ..... - по модели В.И. Корсуна [53].

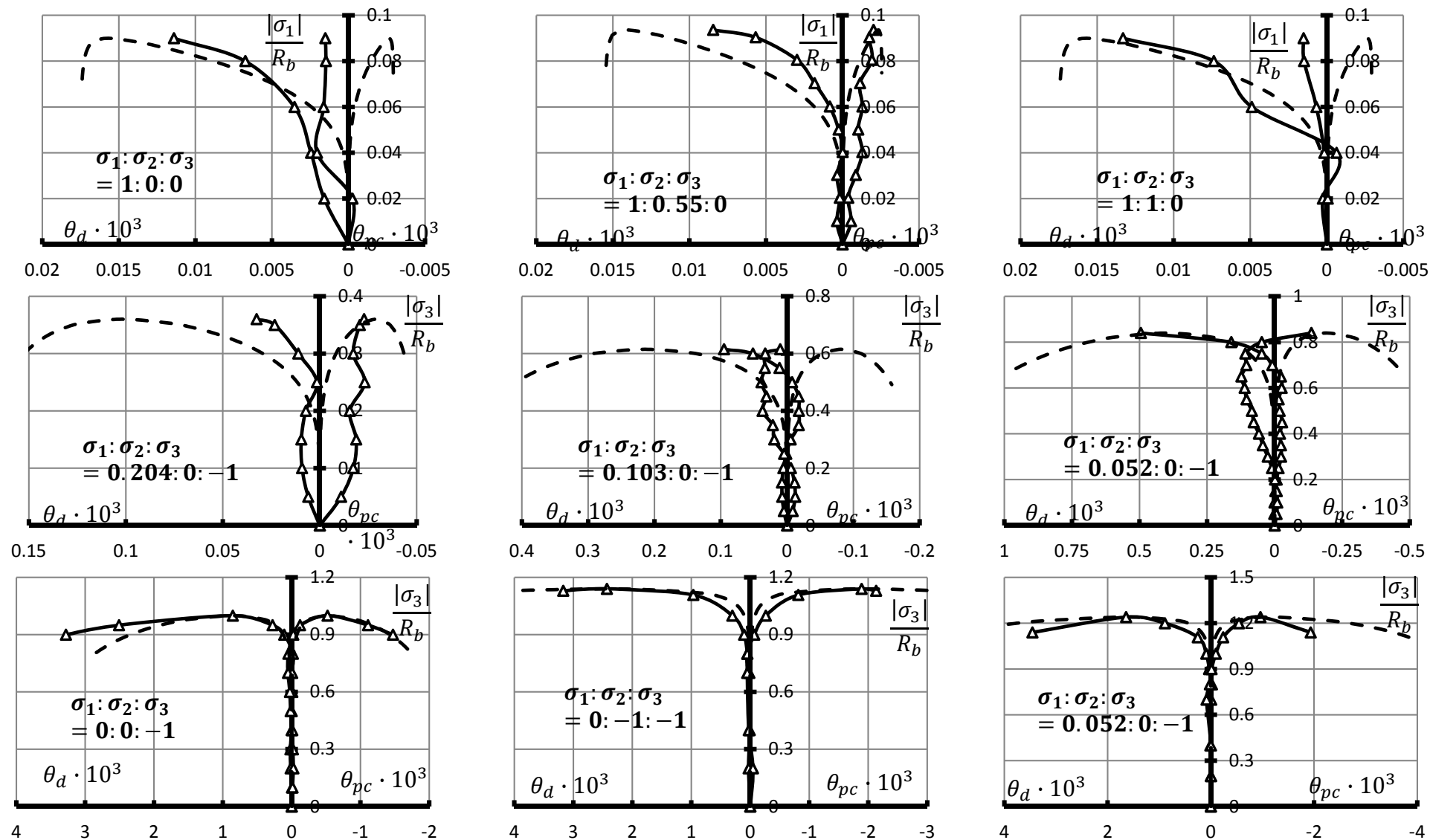


Рис. 3.21. Сравнения экспериментально-теоретических по формулам (3.20) и расчетных по формулам (3.21)÷(3.37) величин объемных деформаций уплотнения  $\theta_{pc}$  и дилатации  $\theta_d$ . Опытные данные Н. Kupfer [123].

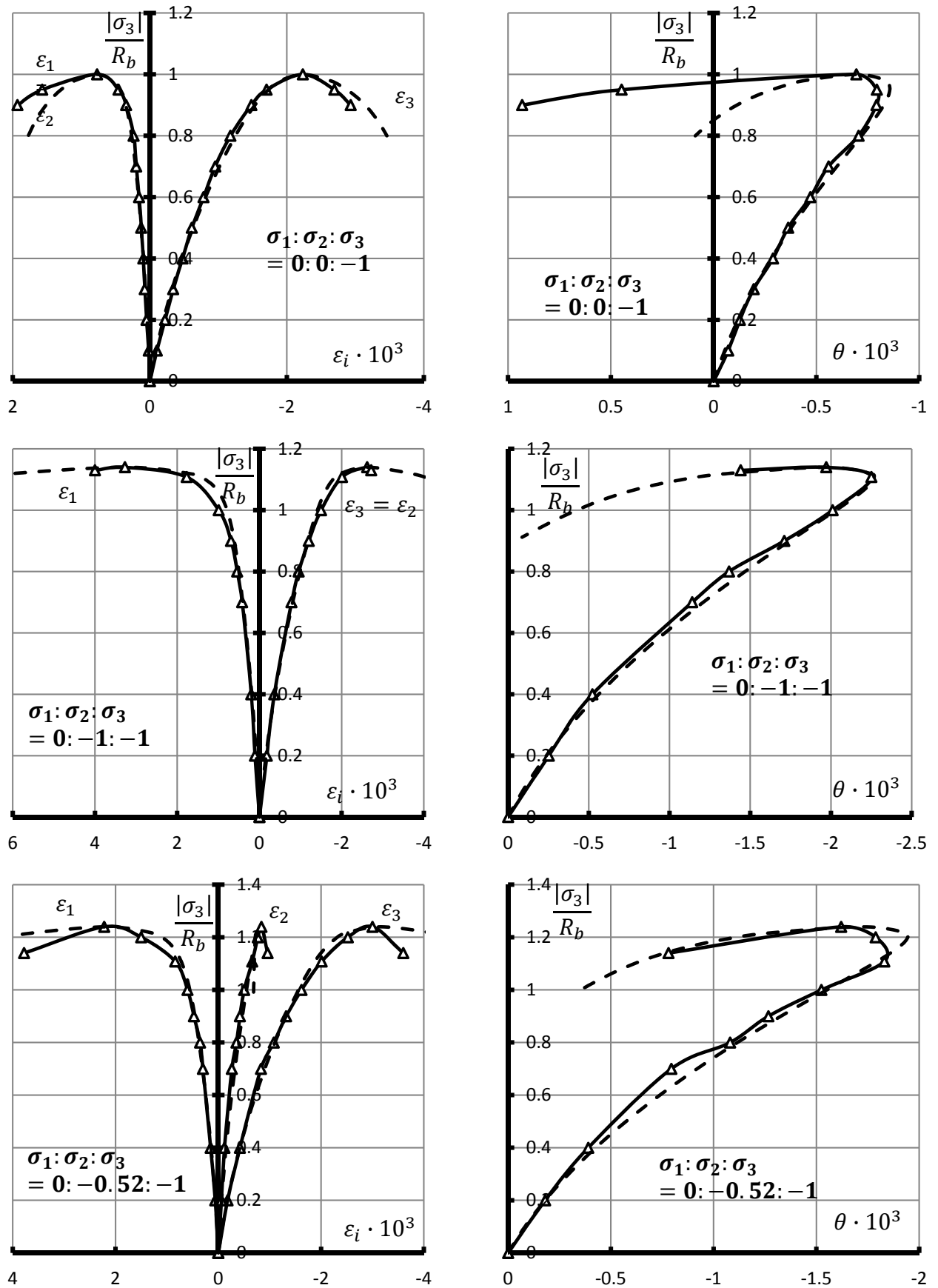


Рис. 3.22. Опытные и расчетные диаграммы деформирования бетона в условиях одно- и двухосного сжатия. Опытные данные Н. Kupfer [123]. Теоретические значения: - - - - - по выражениям (3.1)÷(3.36).

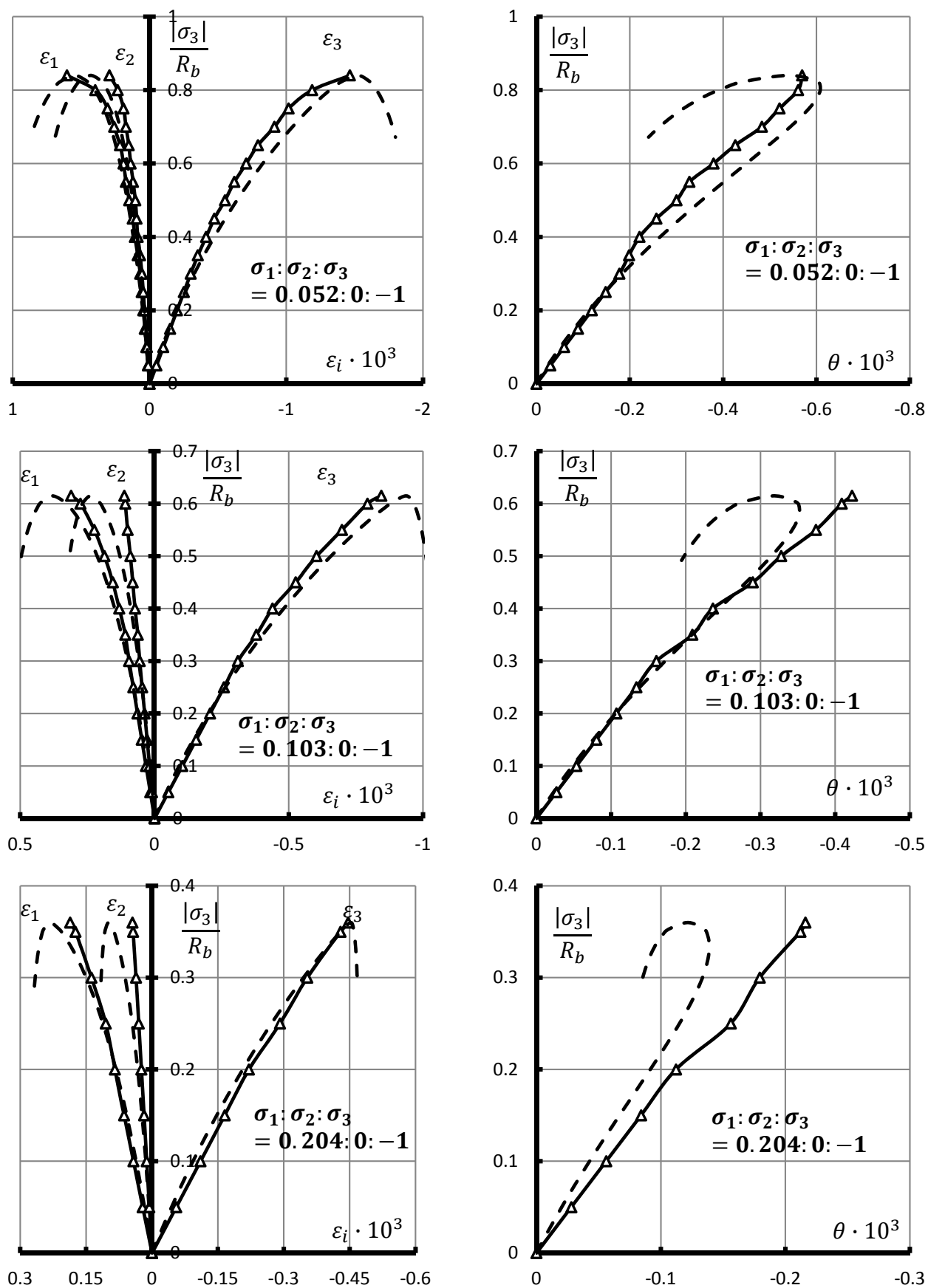


Рис. 3.23. Опытные и расчетные диаграммы деформирования бетона в условиях сжатия с растяжением. Опытные данные Н. Kupfer [123]. Теоретические значения: - - - - - по выражениям (3.1)÷(3.36).

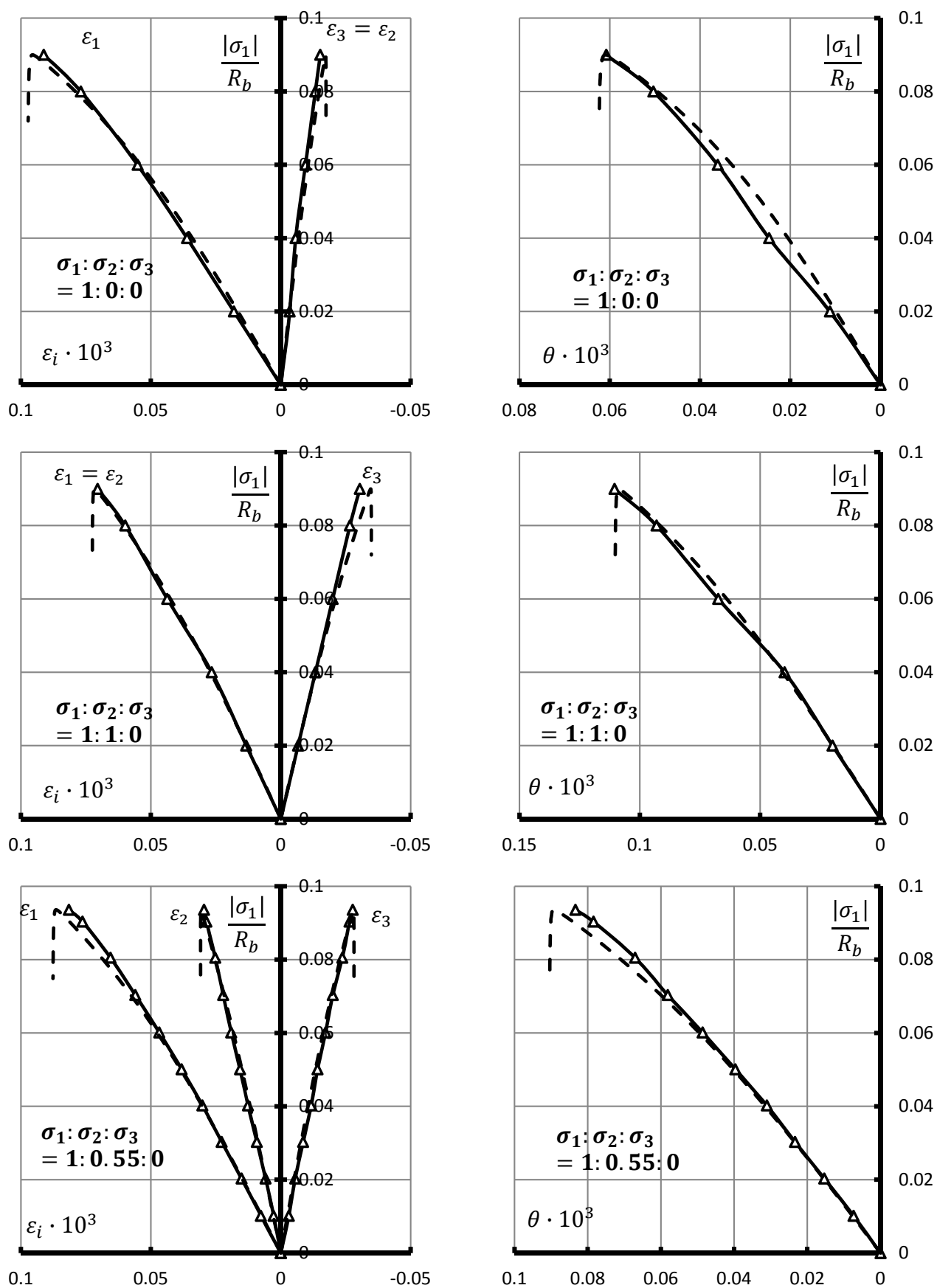


Рис. 3.24. Опытные и расчетные диаграммы деформирования бетона в условиях одно- и двухосного растяжения. Опытные данные Н. Kupfer [123]. Теоретические значения: - - - - - по выражениям (3.1)÷(3.36).

### 3.4. Выводы по разделу 3

1. Результаты экспериментальных исследований закономерностей деформирования и разрушения образцов бетона свидетельствуют о существенном влиянии исходной прочности бетона на закономерности его деформирования, как в условиях одноосных испытаний, так и в условиях трехосного равномерного и неравномерного сжатия. Выявленные различия в процессах деформирования бетонов с разной исходной прочностью обусловлено различиями в структуре менее и более прочных бетонов.

2. Деформирование бетонов повышенной прочности до уровня главного напряжения ( $0.8...0.9$ )  $\bar{\sigma}_3$  близко к деформированию упругих тел. Для бетонов более низкой прочности, как структурно более неоднородных материалов, свойственна более высокая доля пластических деформаций в полной величине деформаций.

3. С увеличением класса бетона по прочности на сжатие с В25 до В80 значения призмочной прочности бетона выросли, в среднем, в 3,6 раза, начального модуля упругости – в 2,17 раза, коэффициента Пуассона – на 19%, предельные деформации укорочения в вершинах диаграмм деформирования снизились на величину до 28%.

4. В условиях двух- и трехосного сжатия наличие дополнительного бокового обжатия в большей мере способствует повышению относительной прочности бетонов более низких классов, чем у бетонов высокой прочности.

5. Уточнение параметров расчетной деформационной модели возможно только на основе результатов специальных экспериментальных исследований деформаций бетона при одно-, двух- и трехосных напряженных состояниях по единообразной методике на сопоставимых по форме опытных образцах и по специальным программам пропорционального и непропорционального нагружения.

6. Процесс разуплотнения структуры бетона (эффект дилатации) проявляется при нагружениях опытных образцов компонентами девиатора



напряжений (программы №1 и №2). Уровни напряжений, при которых процесс сокращения объема бетона сменялся его увеличением, составили для бетонов класса В25, в среднем, 78%, а для класса В80 – 88% от предельных величин, которые соответствуют достигнутой прочности в условиях осевого и трехосного сжатия.

7. Установлены для бетонов классов В25 – В80 величины дополнительных пластических деформаций относительного уплотнения объема  $\theta_{pl}$ , которые характеризуют отклонения полных опытных величин деформаций  $\theta$  от их расчетных значений  $\theta_{el}$  по закону упругого изменения объема. Для наибольшего достигнутого в опытах уровня среднего напряжения  $\sigma_{0,max}=88$  МПа величины дополнительных пластических деформаций относительного изменения объема  $\theta_{pl}$  для бетонов классов В25, В50 и В80 составили соответственно 127%, 62% и 22% от соответствующих расчетных деформаций  $\theta_{el}$  в предположении упругого изменения объема.

8. Разработаны аналитические выражения (3.4) – (3.36), уточняющие описание составляющих полных деформаций бетона: упругопластических деформаций, не связанных с разрушением его структуры и псевдопластических деформаций, обусловленных процессами микро- и макротрещинообразования в структуре бетона. Формулами (3.17) – (3.19) в рамках сдвига-отрывной модели разрушения структуры бетона определяются пропорции между деформациями сдвигового уплотнения и разуплотнения структуры, как составляющие полных деформаций бетона.

9. Сопоставление расчетных величин деформаций бетона по формулам (3.1) – (3.36) с опытными свидетельствует об их хорошем соответствии во всех областях плоского и трехосного напряженных состояний.

## РАЗДЕЛ 4.

### ОБЪЕМНОЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ СЛОЖНЫХ СИЛОВЫХ И ТЕМПЕРАТУРНО-ВЛАЖНОСТНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЯХ

#### 4.1. Объемное напряженно-деформированное состояние бетонного образца-куба при испытаниях на одноосное сжатие с учетом стеснения сил контактного трения

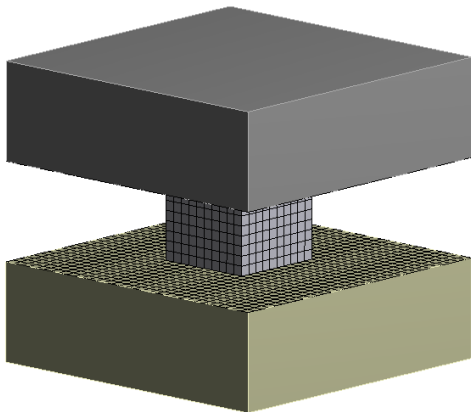
Выполнен анализ напряженно-деформированного состояния бетонного образца-куба при испытаниях на одноосное сжатие с учетом стеснения поперечных деформаций за счет сил контактного трения на границе контакта со стальными плитами нагружающего устройства. Моделирование выполнено средствами программного комплекса «ANSYS» (версия 14.5). Рассмотрены 3 модели взаимодействия опытных образцов-кубов с ребром 150мм с передающими нагрузку жесткими штампами.

*Модель №0.* Передача нагрузки на образец-куб осуществляется с помощью стальных плит пресса размерами 500х500х150мм (рис.4.1 а). Данная Модель соответствует эталонному нагружению образцов-кубов согласно ГОСТ 10180-2012. Достоинство данной модели заключается в отсутствии влияния деформаций нагружающих элементов на деформации образца.

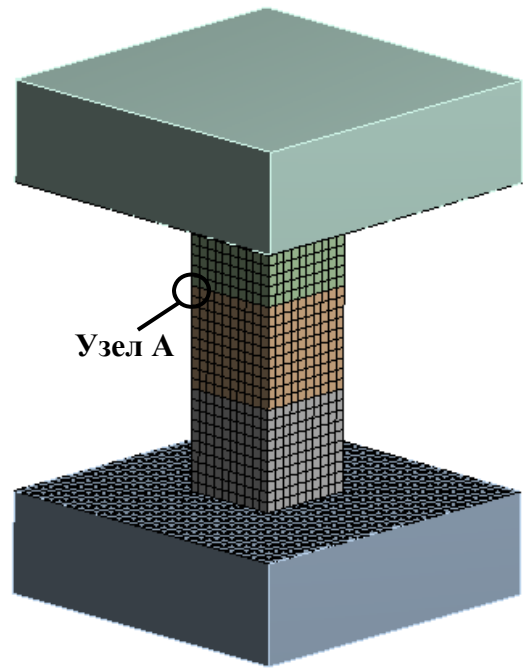
*Модель №1.* Передача нагрузки на образец-куб осуществляется через стальной штамп с размерами поперечного сечения 150х150мм, то есть площадь стального штампа в зоне контакта совпадает с площадью опытного бетонного образца (рис.4.1 б).

*Модель №2.* Передача нагружения на образец-куб осуществляется через стальные штампы, выполненные с уменьшением размеров на величину конструктивных зазоров, с размерами сечения в зоне контакта 145х145мм. Данная модель соответствует методике и испытательному оборудованию, описанному в главе 2 при испытании образцов-кубов на трехосное сжатие (рис.4.1 в).

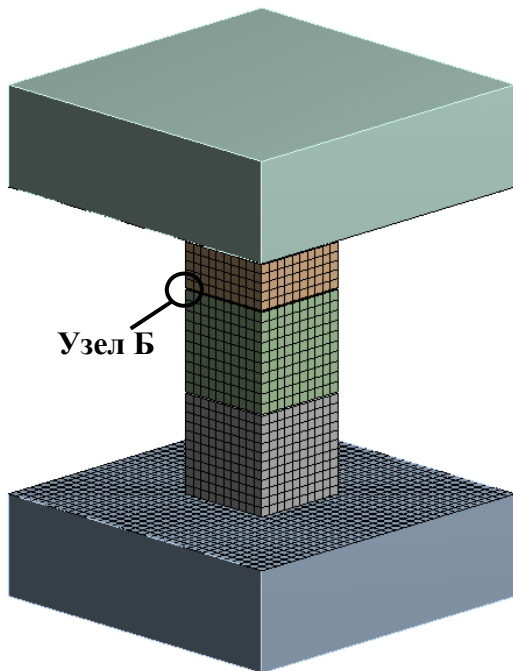
а)



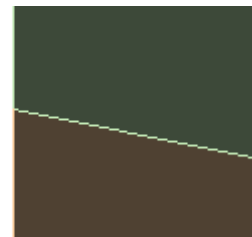
б)



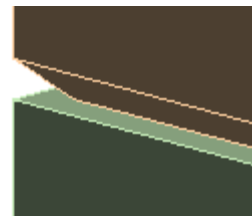
в)



Узел А в расчете 1б, 2б, 3б



Узел Б в расчете 1в, 2в, 3в



**Рис.4.1.** Общий вид расчетных моделей №0 (а), №1 (б) и № 2 (в).

При моделировании приняты следующие характеристики материалов: плита пресси - абсолютно жесткое недеформируемое тело; нагружающие штампы - из стали с модулем упругости  $E_s = 2 \cdot 10^5$  МПа и с коэффициентом поперечных деформаций  $\mu_0 = 0,3$ ; бетонный образец – из бетона с начальным модулем упругости  $E_b = 30 \cdot 10^3$  МПа и коэффициентом поперечных деформаций  $\mu_0 = 0,18$ .

Расчеты выполнены в предположении упругой работы материалов. Максимальная величина прикладываемого сжимающего усилия составляет 1000 кН, что соответствует напряжению 44,4 МПа.

При проведении натурных экспериментов значения коэффициента трения  $\mu=0$  практически не может быть достигнуто. Это связано как с развитием деформаций нагружающих элементов и антифрикционных прокладок, так и с невозможностью полного устранения трения антифрикционными прокладками. Для выявления влияния размеров нагружающего элемента и величины трения на характеристики напряженно-деформированного состояния бетонного образца-куба в каждой из моделей напряжения и деформации бетона определялись для трех расчетных случаев учета трения в зоне контакта «нагружающий элемент-бетонный образец»:

- расчетный случай «а»: с полным устранением трения, коэффициент трения  $\mu=0$ , то есть свободное (без стеснения) деформирование образца в поперечных направлениях;

- расчетный случай «б»: моделирование трения в контактной зоне с бетоном при коэффициенте трения  $\mu=0.35$  согласно табл.18 СП 15.13330.2012 «Каменные и армокаменные конструкции», то есть моделирование стандартного испытания без устранения трения согласно ГОСТ 10180-2012;

- расчетный случай «в»: абсолютно жесткая связь между нагружающим элементом (штампом) и бетонным образцом. Согласно результатам исследования [64] основным фактором, влияющим на увеличение коэффициента трения, является увеличение площади контакта при возрастающей нагрузке. Назначение жесткой связи между нагружающим элементом и бетонным образцом рассматривалось как наиболее неблагоприятный случай, в предложении нелинейной зависимости площади контакта, а соответственно и коэффициента трения, от величины нагрузки [64].

Результаты вычислений напряжений и деформаций бетонного образца-куба для всех моделей и расчетных случаев представлено в приложении Б на рис. Б.1 – Б.9.

Полное устранение трения ( $\mu=0$ ) в зоне контакта в расчетных моделях отразилось на равномерном распределении вертикальных сжимающих напряжений по площади образца величиной до 44,4 МПа для расчетных моделей 0а и 1а. В расчетной модели 2а наблюдалось резкое возмущение полей растягивающих и сжимающих напряжений и, соответственно, деформаций по контуру наружных граней нагружающего штампа. Прирост величины сжимающих вертикальных напряжений в модели 2а относительно «эталонной» модели 0а составило до 37%. Величина деформаций растяжения в поперечном направлении в модели 2а была на 40% больше аналогичных деформаций моделей 0а и 1а. Кроме того, в поперечном направлении в центральной части бетонного образца возникли значительные сжимающие напряжения до 9,3 МПа, что в первую очередь, связано с развитием неравномерных деформаций нагружающих штампов с наименьшим значением в центре штампа, так как центр штампа находится в более стесненных условиях. Результаты определения напряжений и деформаций для случая полного устранения трения представлены на рис. Б.1, Б.2 и Б.3.

Данные о распределении напряжений и деформаций, полученных в результате расчета моделей 0б, 1б и 2б с коэффициентом трения  $\mu=0.35$ , представлены на рис. Б.4, Б.5 и Б.6, соответственно. Абсолютные значения максимальных вертикальных сжимающих деформаций для расчетных моделей 0б, 1б и 2б практически не отличаются от аналогичных для моделей 0а, 1а и 2а. Деформации растяжения в поперечном направлении по контуру наружных граней нагружающего штампа для модели 2б на 37% превысили значения соответствующих деформаций относительно модели 1б. Максимальные растягивающие напряжения в поперечном направлении образца, до 4 МПа, возникали для расчетной модели 2б, и по своей величине на порядок превышали аналогичные значения в моделях 0б и 1б.

Представленные на рис. Б.7, Б.8 и Б.9 результаты расчета моделей 0в, 1в и 2в, соответственно, с абсолютно жесткой связью между бетонным образцом и нагружающим штампом (плитой прессы) отличаются от результатов расчета

моделей 0б, 1б и 2б более ярко выраженной неоднородностью напряжений по объему образца. Величины максимальных деформаций как растяжения, так и сжатия в различных направлениях при  $\mu=0.35$  и  $\mu=\infty$  сопоставимы по своим значениям и отличаются не существенно, с увеличением соответствующих значений по контуру наружных граней нагружающего штампа до 28% для модели 2в относительно моделей 0в и 1в.

Выполненные численные исследования позволяют сделать выводы, что для моделей с уменьшенными размерами сечения штампа до 145x145мм, относительно размеров образца, характерна существенная концентрация нормальных напряжений по контуру наружных границ штампов, что подтверждает наблюдающиеся в экспериментах на одноосное сжатие отслоения наружных слоев в бетоне в виде лещадок по периметру образца-куба.

В случаях учета контактного трения (расчетные случаи «б» и «в») показатели неоднородности напряженно-деформированного состояния по объему образцов-кубов проявляются более явно. Увеличение коэффициента трения до  $\mu=0.35$  и  $\mu=\infty$  (абсолютно жесткая связь) отражается на проявлении более четко выраженной клиновидной зоны трехосного сжатия с соотношениями главных напряжений  $\sigma_3:\sigma_2:\sigma_1$  до максимальных величин -1:-0.2:-0.2. (табл.4.1).

Таблица 4.1

## Напряжения в контактной зоне

Модель	Расчетный случай								
	а			б			в		
	Напряжения в контактной зоне, МПа								
	$\sigma_3$	$\sigma_2$	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$\sigma_2$	$\sigma_1$	$\sigma_3$	$\sigma_2$	$\sigma_1$
0	-44,44	0	0	-44,44	-1,93	-1,93	-44,44	-7,89	-7,89
1	-44,44	-0,03	-0,03	-44,21	-1,52	-1,52	-44,32	-3,57	-3,57
2	-44,44	-0,49	-0,49	-44,25	-1,46	-1,46	-44,34	-3,51	-3,51

Область бетонного образца между клиньями более сжатого бетона требует отдельного глубокого исследования, так как в этой зоне возникает область сжатия

с двухосным растяжением. Развитие напряжений в указанных областях, вследствие снижения прочности при данном виде НДС, может привести к раннему разрушению образца, что не позволит выявить истинную прочность материала, а для образцов из высокопрочного бетона, обладающего малым запасом пластических деформаций, важным в методике испытаний является обеспечение равномерного давления по плоскости нагружаемых граней для исключения раскалывания опытных образцов на ранних этапах нагружения.

#### **4.2. Влияние неоднородной усадки бетона на НДС крупноразмерного железобетонного элемента конструкции**

Определение влияния на НДС крупноразмерного бетонного элемента от неравномерной по объему конструкции усадки бетона выполнено в теоретических исследованиях с помощью МКЭ средствами ПК «Ли́ра-САПР 2013».

В качестве исходных данных для анализа исследуемого фактора приняты результаты экспериментальных исследований влияния масштабного фактора на механические характеристики и деформации усадки высокопрочного бетона, приведенные в исследованиях [54, 61]. Рассматриваемый элемент конструкции – бетонная призма размерами 250×250×650 мм. Характеристики высокопрочного модифицированного бетона класса В80 в возрасте 28 суток приведены в таблице 4.5 (шифр образца – КС-25-а).

Моделирование в расчетах бетонных образцов-призм выполнено с использованием ПК «Ли́ра-САПР 2013» с помощью объёмных физически нелинейных универсальных пространственных 8-узловых изопараметрических конечных элементов (КЭ, тип 236). Схема дискретизация конструкции на объёмные КЭ представлена на рис. 4.2. Исследуемый элемент по высоте разбит на 5 характерных зон высотой 130 мм каждая (рис. 4.2 а). В расчетной КЭ-модели, в силу ее осевой симметрии, для части элементов характеристики свойств (прочность, начальный модуль упругости, деформации усадки) являются одинаковыми в пределах каждого из слоев. Для повышения точности расчета в расчетной схеме элементарные КЭ приняты размерами 10×10×10 мм (рис. 4.2 б).

Различные значения деформаций усадки для различных по местоположению в конструкции элементарных объемов бетона определяются соответственно значению их модуля открытой поверхности  $M_o$  и степени удаленности от открытых для высыхания поверхностей бетонной конструкции. За основу таких интерполяций принимаются данные экспериментальных исследований [54, 61] в части изучения деформаций усадки бетона на образцах разных размеров. Неоднородные по объему конструкции деформации усадки бетона задаются в форме условных температурных деформаций укорочения элементарных объемов бетона, равных по величине деформациям усадки в соответствующем элементарном объеме бетона [21, 35]. Соотношение величин деформаций усадки бетона в продольном и поперечном направлениях элемента в расчетах принималось в соответствии с результатами исследований [54, 61]. При этом деформации **влажностной** усадки в центральном КЭ приняты равными нулю, т.к. в данном внутреннем объеме бетона влагоудаление и, соответственно, **влажностная** усадка отсутствуют. Деформации усадки в остальных КЭ данной зоны вычислены в соответствии с приведенным выше описанием. Характеристики свойств КЭ во втором слое вычислялись интерполяцией значений между прилегающими КЭ из первого (верхнего) и третьего (среднего) слоев бетона (рис. 4.2 а). Характеристики свойств КЭ в четвертом и пятом слоях приняты симметрично второму и первому слоям соответственно.

Значения прочности на сжатие, на растяжение и начального модуля упругости для элементарных объемов бетона по площади каждого слоя по высоте крупноразмерного образца определены по выражениям, предложенным в работе [54, 61] соответственно модулю открытой поверхности  $M_o$  для каждого элементарного объема бетона.

Расчеты НДС неоднородной конструкций выполнены для значений возраста бетона после снятия опалубки 4, 15, 28, 60, 90 и 180 суток. Для каждого рассматриваемого временного значения определялись свои характеристики свойств бетона и деформации усадки, соответственно.



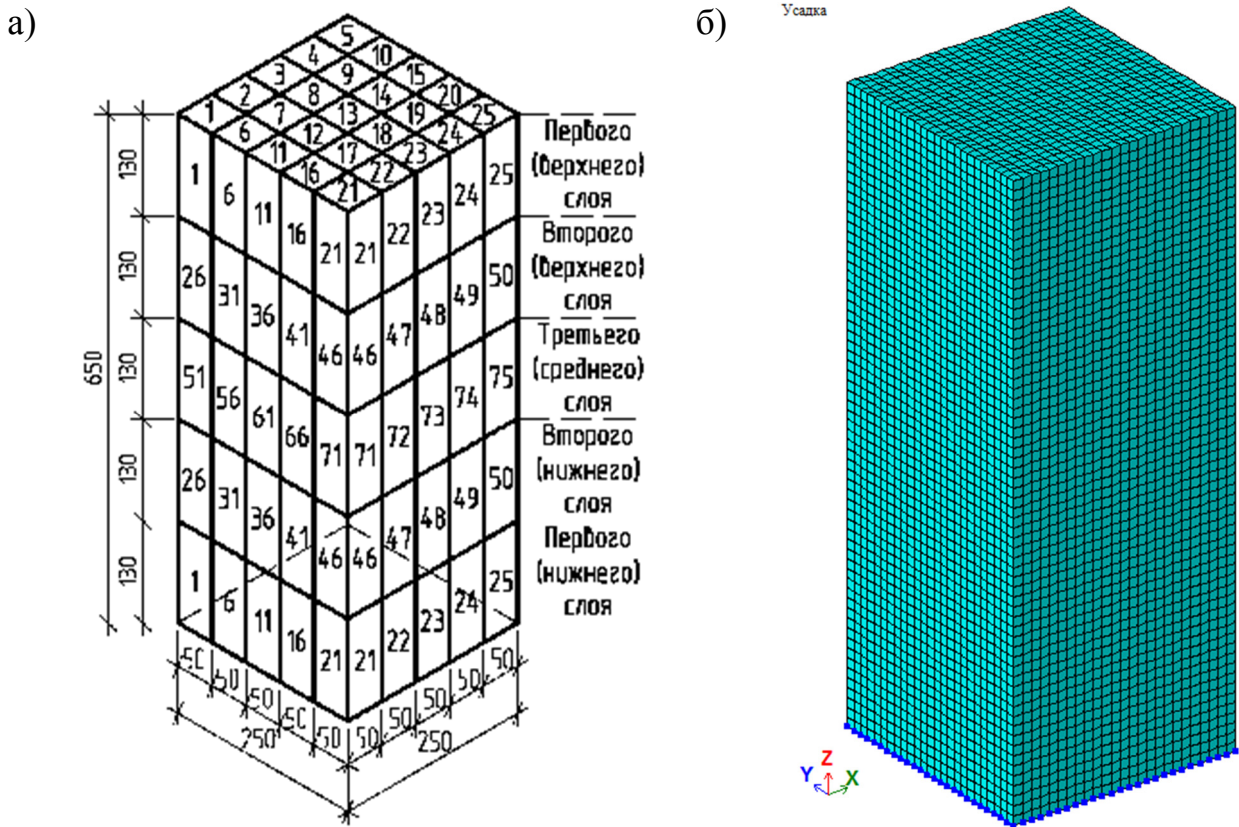


Рис. 4.2. Схема дискретизация конструкции на объемные КЭ в ПК «Лира-САПР 2013» (а – схема дискретизации образца по группам свойств по высоте элемента; б – КЭ модель в ПК «Лира-САПР 2013»).

Расчеты выполнены с учетом нелинейных диаграмм деформирования бетона в форме соотношений (3.1) ÷ (3.36) при неоднородном распределении свойств и деформаций усадки по объему.

Результаты численных исследований представлены в табл. 4.2 и на рис. 4.3-4.4. Сравнение результатов вычислений и экспериментальных данных [54, 61] представлено на рис. 4.5.

Учет неоднородного распределения по объему деформаций усадки и механических свойств бетона для рассматриваемого возраста бетона привел к возникновению дополнительных сжимающих напряжений величиной до 11.1 МПа (для центральных элементов) и растягивающих напряжений величиной до 5.12 МПа для отдельных наружных элементов, что превышает значения прочности бетона на растяжение.

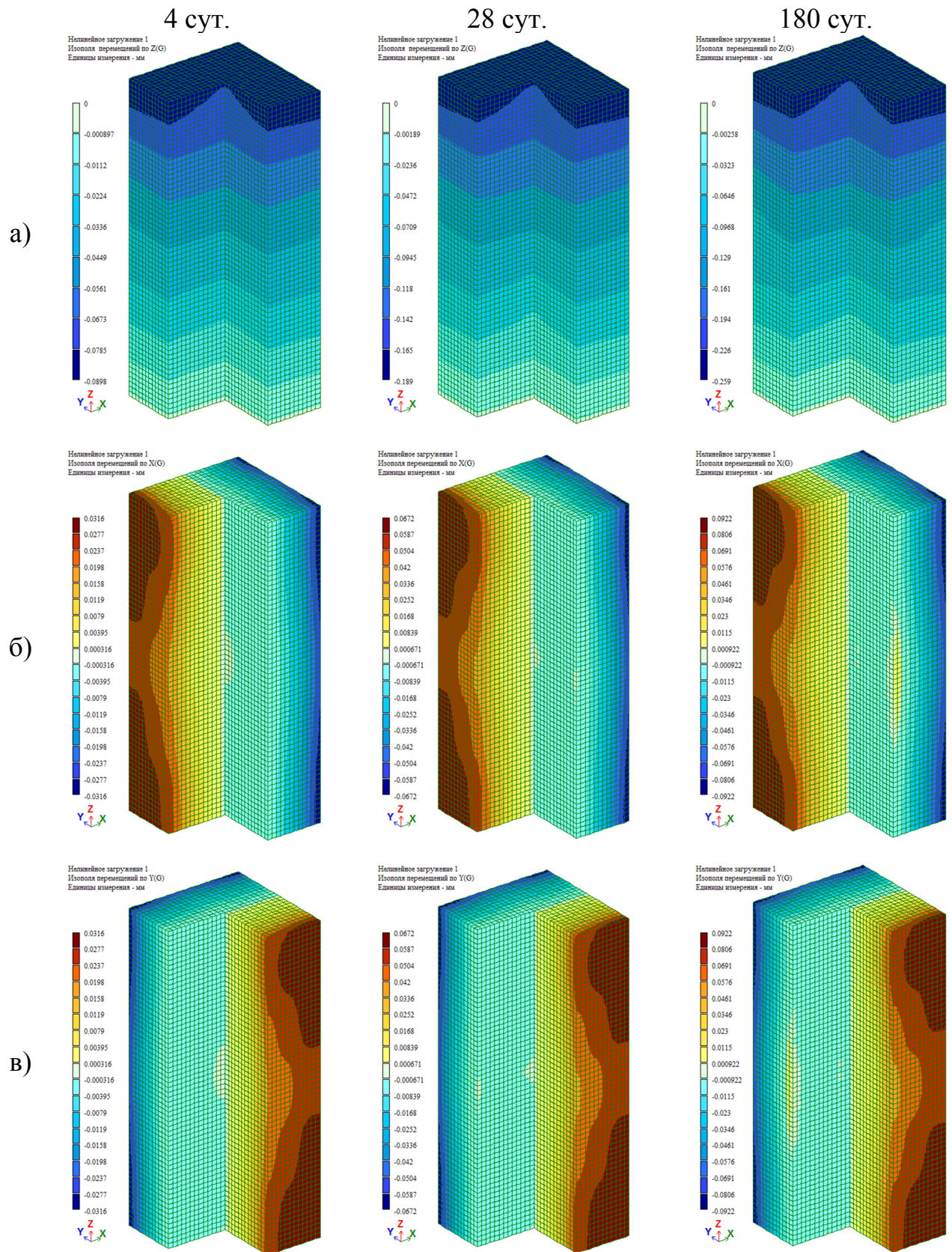


Рис. 4.3. Изменение деформаций по объему образца в возрасте 4, 28 и 180 суток: а, б, в – деформации в направлении осей «Z», «X» и «Y», соответственно.



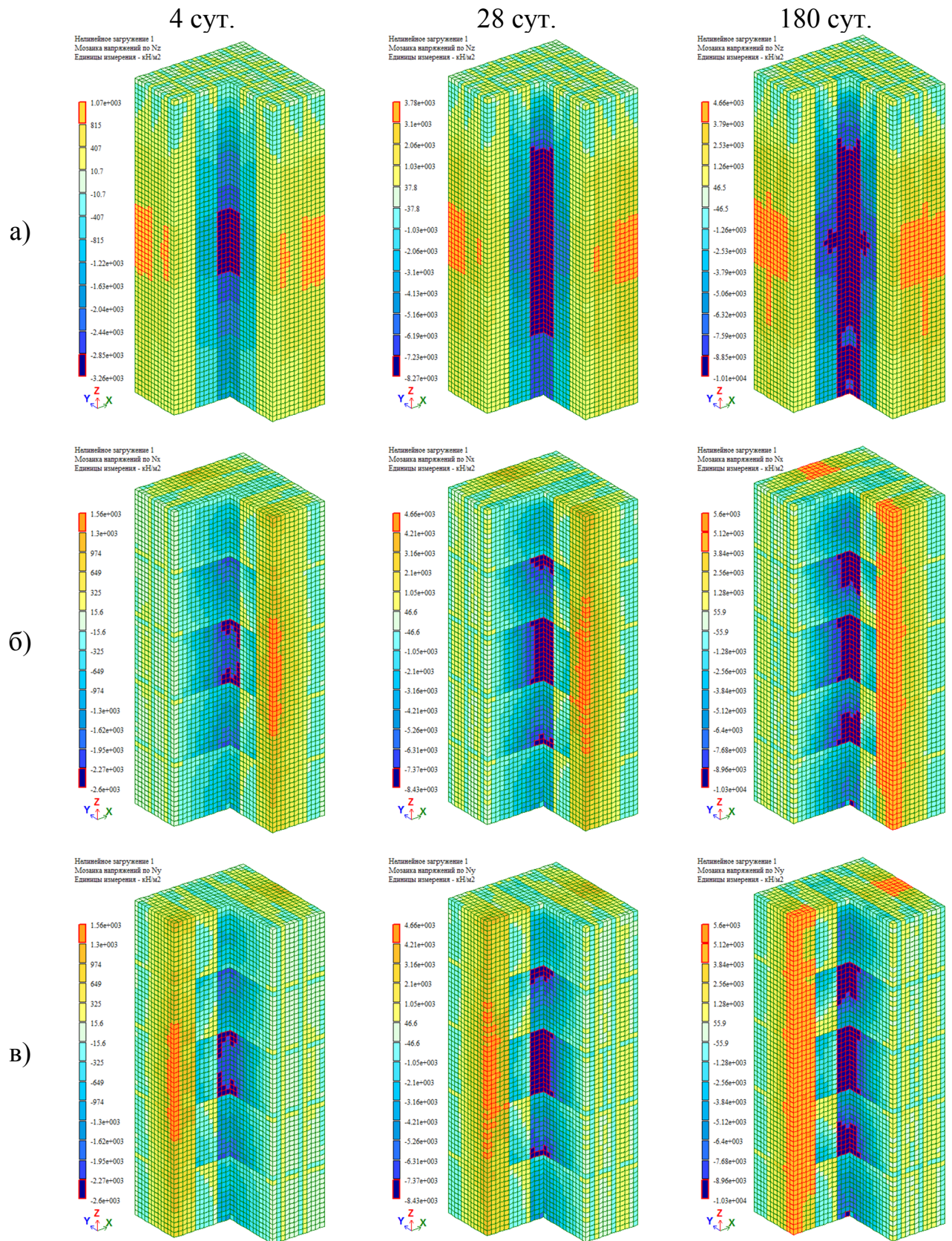


Рис. 4.4. Изменение напряжений по объему образца в возрасте 4, 28 и 180 суток: а, б, в – напряжения в направлении осей «Z», «X» и «Y», соответственно.

Результаты численных исследований влияния неоднородных по объему деформаций усадки бетона на НДС крупноразмерного элемента

Возраст бетона, сут	Деформации, $\varepsilon_i \cdot 10^{-3}$						Напряжения, МПа	
	Продольные, $\varepsilon_z$			Поперечные, $\varepsilon_x = \varepsilon_y$			$\sigma_z$	$\sigma_x = \sigma_y$
	Ерасч	Еэксп	Ерасч/Еэксп	Ерасч	Еэксп	Ерасч/Еэксп		
4	0,138	0,15	0,921	0,253	0,243	1,04	-3,32	-2,65
							1,07	1,56
15	0,250	0,277	0,903	0,455	0,463	0,982	-6,125	-6,64
							2,67	2,90
28	0,291	0,32	0,909	0,538	0,538	0,999	-8,27	-8,97
							3,78	4,48
60	0,355	0,39	0,910	0,645	0,66	0,978	-9,45	-10,39
							4,05	4,45
90	0,385	0,425	0,906	0,701	0,713	0,983	-9,525	-10,47
							4,47	4,91
180	0,398	0,44	0,906	0,738	0,738	0,999	-10,1	-11,1
							4,66	5,12

Сопоставление полученных результатов вычислений с результатами экспериментального исследования [54, 61], представленное на рис. 4.5 показывает, что использование в расчетах *разных параметров усадки* в продольном и поперечном направлениях элементарного объема бетона приводит к хорошей сходимости значений деформаций усадки. Относительно экспериментальных данных погрешность вычислений деформаций усадки в продольном и поперечном направлениях элемента не превышает 9.5% и 3%, соответственно.

Таким образом, неучёт неравномерных по объему деформаций усадки приводит к недоучету величин растягивающих и сжимающих напряжений, что существенным образом может отразиться на трещиностойкости конструкции, возможности появления усадочных трещин до приложения эксплуатационной нагрузки, а в стадии эксплуатации – на жесткости конструкции.

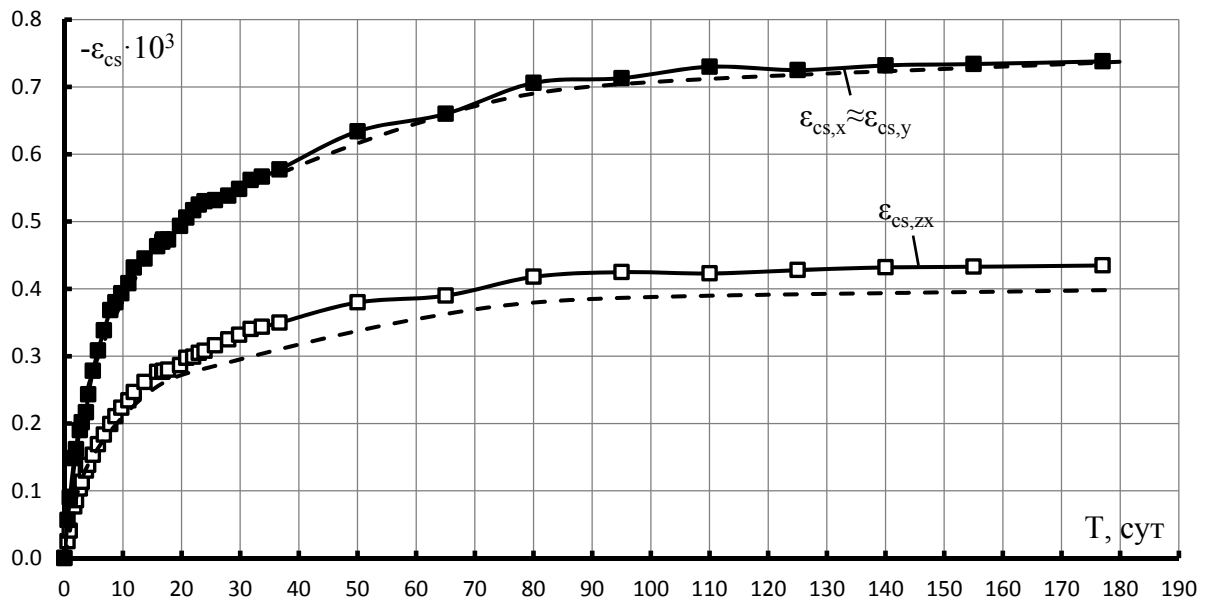


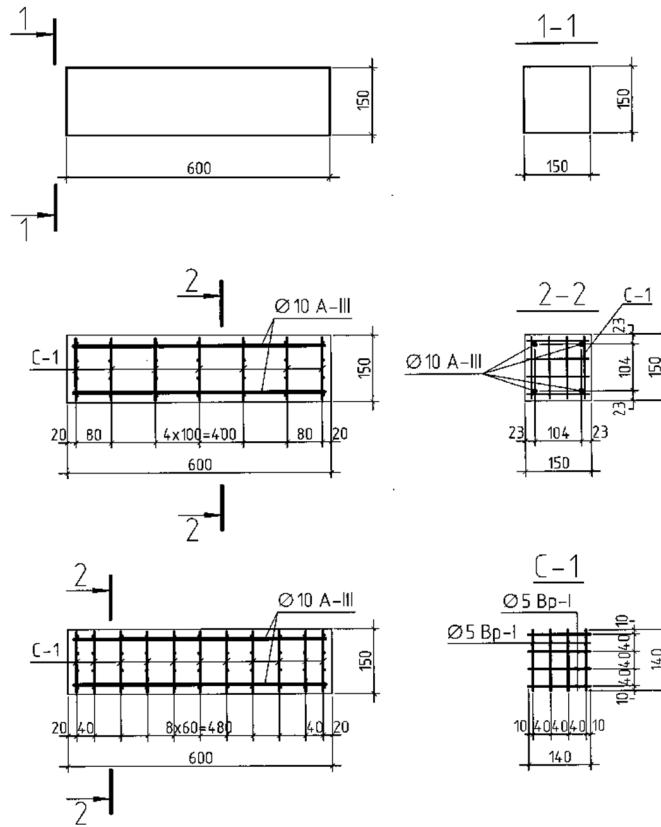
Рис. 4.5. Изменение продольных и поперечных деформаций усадки бетона во времени: 1 – экспериментальные данные [54, 61]; 2 – теоретические с использованием ПК «Лири-САПР 2013».

#### 4.3. Объемное напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов с косвенным армированием

В качестве объекта теоретических исследований влияния сложного напряженно-деформированного состояния на параметры НДС рассмотрены центрально сжатые железобетонные элементы с косвенным армированием на основе результатов испытаний образцов-призм, представленных в работе Корсуна А.В. [63].

Железобетонные образцы представлены призмами размерами 150x150x600 мм и 250x250x650 мм, армированными поперечными сетками в сочетании с продольной арматурой. В качестве продольной рабочей арматуры принята арматура  $\varnothing 10$  и  $\varnothing 14$  мм класса А-III, соответственно. Геометрические характеристики и схема армирования элементов образцов-призм представлена на рис. 4.6, характеристики материалов представлены в таблице 4.3, характеристики механических свойств арматурной стали и бетона – в таблицах 4.4 и 4.5.

a)



б)

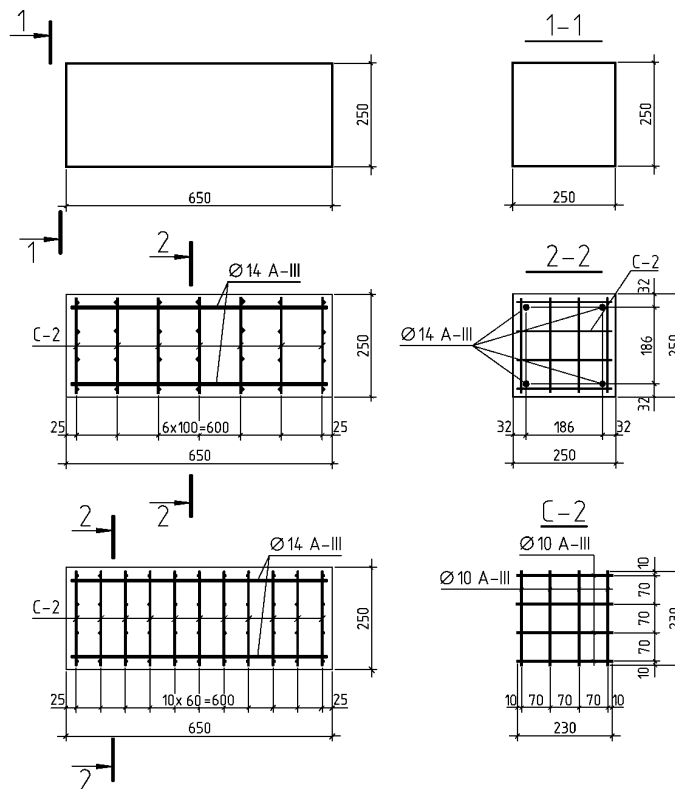


Рис. 4.6. Схемы продольного и поперечного армирования железобетонных образцов-призм размерами 150×150×600 мм ( $\mu_{ky} = 1,3\%$  и  $\mu_{ky} = 2,2\%$ ) (а) и 250×250×650 мм ( $\mu_{ky} = 3,0\%$  и  $\mu_{ky} = 5,0\%$ ) (б).

Таблица 4.3

## Характеристика опытных коротких колонн

№	Шифр образцов-призм	Схема испытания	Сечения образцов-призм, мм	Опытная величина разруш. напряж., МПа	Кол-во, диаметр и класс прод. арм-ры	Кол-во, диаметр и класс арм-ры в одном направл. сеток косвенного арм.	Шаг сеток косвен. арм., мм
1	КС-15-а	«а» - без косв. арм.	150x150x600	69,2	-	-	-
2	КС-15-б-ш.8	«б» - с косв. арм.		97,1	4 Ø10 А-III	4 Ø5 Вр-I	80
3	КС-15-б-ш.4	«б» - с косв. арм.		100,1	4 Ø10 А-III	4 Ø5 Вр-I	40
4	КС-25-а	«а» - без косв. арм.	250x250x600	82,5	-	-	-
5	КС-25-б-ш.10	«б» - с косв. арм.		108,0	4 Ø14 А-III	4 Ø10 А-III	100
6	КС-25-б-ш.6	«б» - с косв. арм.		122,1	4 Ø14 А-III	4 Ø10 А-III	60

Таблица 4.4

## Характеристики свойств арматурной стали

№	Класс арматуры	Диаметр, мм	Предел текучести $\sigma_t$ , МПа	Временное сопротивление $\sigma_b$ , МПа	Относит. удлинение, %	Примечания
1	А-III	14	390	590	14,0	По ГОСТ 5781-82
2		10				
3	Вр-I	5	492	542	3,0	По ГОСТ 6727-80

Таблица 4.5

## Характеристики механических свойств бетона

№	Наименование образцов-призм	Призменная прочность $R_b$ , [МПа]	Начальный модуль упругости $E_0$ , [МПа]	Предельные значения линейных компонентов деформаций		Коэффициент Пуассона, $\mu$
				Сжатие, $\epsilon_{сз} \cdot 10^3$	Растяжение, $\epsilon_{сл} \cdot 10^5$	
1	КС-15-а, КС-15-б	69,2	33600	-2,60	18	0,18
2	КС-25-а, КС-25-б	82,5	33600	-3,09	18	0,18

В теоретических исследованиях оценка НДС элементов выполнена с использованием ПК «Лира-САПР 2013» и ANSYS Workbench 14.5. С использованием указанных ПК выполнен нелинейный расчет железобетонных образцов призм с *неоднородным* распределением свойств бетона по площади поперечного сечения.

В расчетах с использованием ПК «Лира-САПР 2013» моделирование бетона образцов-призм выполнено с помощью объёмных физически нелинейных универсальных пространственных 8-узловых изопараметрических конечных элементов (КЭ, тип 236), моделирование поперечной и продольной арматуры – физически нелинейными КЭ ферменного стержня (тип 204).

В расчетах с использованием ANSYS Workbench 14.5 моделирование бетона образцов-призм выполнено с помощью объёмных однородно структурных сплошных 20-узловых конечных элементов (КЭ, тип SOLID 185), моделирование поперечной и продольной арматуры – балочный конечный элемент (тип BEAM 188).

Для описания нелинейных диаграмм деформирования бетона бетонных образцов-призм применялся встроенный в ПК «Лира-САПР 2013» экспоненциальный закон деформирования (11), трехлинейный закон деформирования (13), кусочно-линейный закон деформирования (14), закон деформирования Гениева (18) и модернизированный закон деформирования, внедренный с помощью программируемого приложения USERMAT в ПК ANSYS Workbench 14.5. Модернизация USERMAT заключалась в изменении алгоритма для применения соотношений ортотропной дилатационной модели деформирования бетона, представленным в разделе 3.3.

Анализ результатов расчета бетонных образцов-призм с учетом встроенных в ПК Лира САПР 2013 нелинейных законов деформирования и программируемого приложения USERMAT в ANSYS Workbench 14.5 представлен на рис. 4.7. Наилучшая сходимость результатов экспериментальных [63] и численных



исследований автора достигнута при использовании закона номер (14) ПК Лиры САПР 2013 и модернизированного закона деформирования программируемого приложения USERMAT в ANSYS Workbench 14.5. Разница деформаций, полученных по результатам сравнения эксперимента и численных исследований по указанным моделям не превысила 5%.

Параметры диаграмм деформирования бетона определялись с использованием выражений (3.1) ÷ (3.36), разработанных на основе проведенных экспериментально-теоретических исследований.

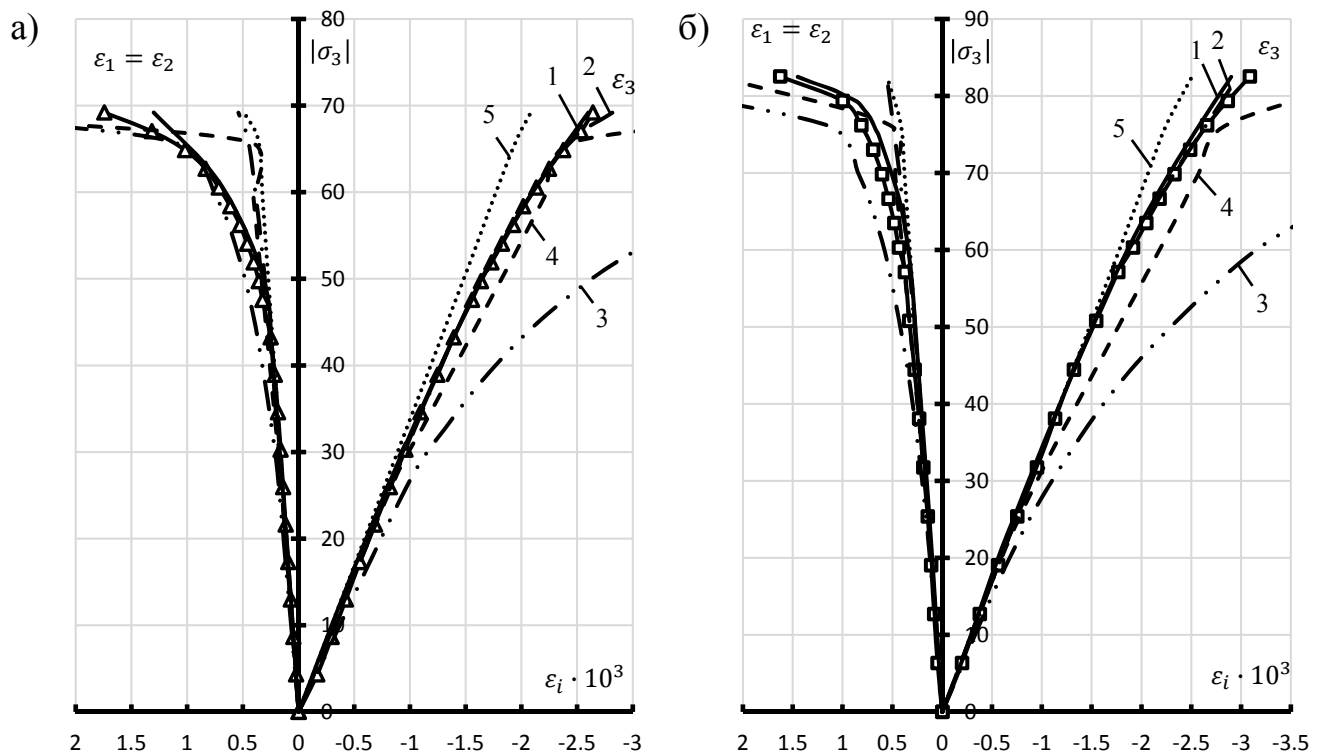


Рис. 4.7. Изменение компонент линейных деформаций бетонных образцов-призм размерами 150x150x600 (а) и 250x250x650 (б) в условиях одноосного сжатия. Теоретические кривые по законам нелинейного деформирования:

- |                                      |                                    |
|--------------------------------------|------------------------------------|
| 1 ———— - ANSYS Workbench *           | 2 — · — - закон №14 ПК «Лиры САПР» |
| 3 — · · — - закон №11 ПК «Лиры САПР» | 4 — — — - закон №13 ПК «Лиры САПР» |
| 5 ······· - закон №18 ПК «Лиры САПР» |                                    |
- \* — расчет с использованием выражений (3.1) ÷ (3.36), предложенных автором в разделе 3, внедренных в программируемое приложение USERMAT ПК ANSYS Workbench 14.5

Общий вид расчетной модели представлен на рис. 4.8. Загружение образцов-призм вертикальной сосредоточенной узловой нагрузкой выполнялось пошагово в соответствии со схемой испытания от предельной разрушающей нагрузки табл. 4.3. Закрепление образцов-призм осуществлялось по торцам образцов-призм: неподвижному торцу запрещались перемещения по направлениям X, Y, Z; подвижному торцу, к которому прикладываются усилия, запрещались перемещения по направлениям X, Y.

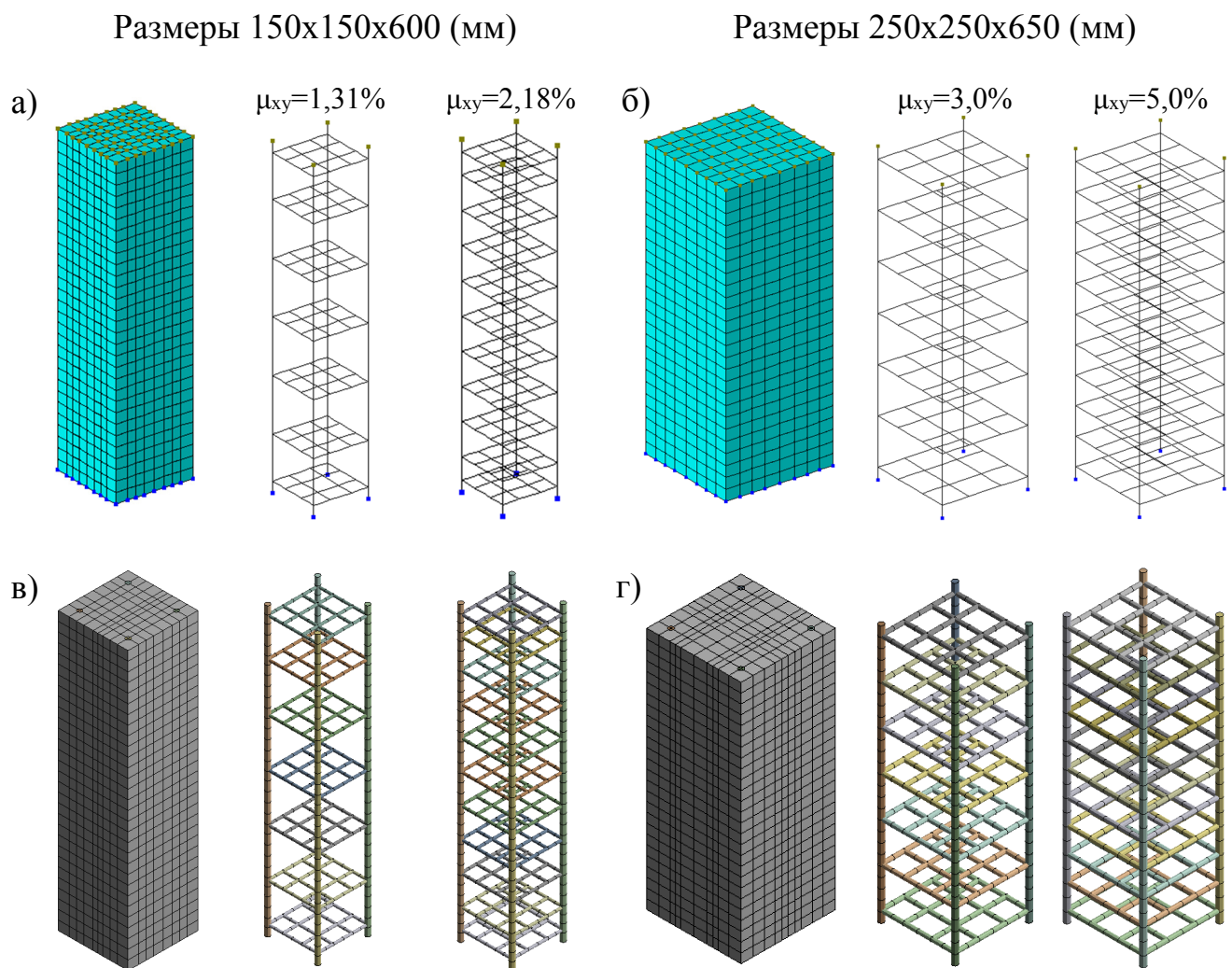


Рис. 4.8. Конечноэлементные модели образцов-призм размером 150x150x600 (а, в) и 250x250x650 (б, г) с коэффициентом косвенного армирования  $\mu_{xy} = 1,3\%$ ,  $\mu_{xy} = 2,2\%$  (а, в) и  $\mu_{xy} = 3,0\%$ ,  $\mu_{xy} = 5,0\%$  (б, г). Модели выполнялись с использованием ПК «Лира-САПР 2013» (а, б) и ANSYS Workbench 14.5 (в, г).

За критерий разрушения образцов-призм при расчете принималось достижение:

- напряжениями либо деформациями в бетоне предельных значений (табл. 4.5), с учетом неодноосного напряженного состояния по критериям прочности С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43] и K.J. Willam - E.P. Warnke [149], представленным в разделе 1.4 работы;

- напряжениями в продольной и поперечной арматуре предела текучести стали согласно табл. 4.4.

Результаты расчета образцов-призм с учетом нелинейной работы материалов в ПК «Лира-САПР 2013» и ANSYS Workbench 14.5 приведены в табл. 4.6.

Использование в расчетах коэффициента поперечных деформаций  $\mu=0.18$  привело к недооценке от 330% до 358% величины напряжения бокового обжатия бетона, обусловленного сетками косвенного армирования.

Учет фактического изменения коэффициента поперечных деформаций с увеличением уровня нагружения с учетом развития процессов дилатации вплоть до величины  $\mu=0.5$  позволило учесть значительное повышение напряжения бокового обжатия бетона в горизонтальных направлениях, особенно при уровнях нагружения, близких к разрушающей нагрузке.

Результаты вычисления напряжений в поперечных направлениях для элементов с различными размерами и процентами косвенного армирования приведены в табл. 4.6 и рис.4.9 - 4.11. Напряжения в арматуре при учете фактического изменения коэффициента поперечных деформаций увеличились в  $3,3\div 3,58$  раза.

Максимальная величина поперечных напряжений бокового обжатия в бетоне для элементов с размерами 150x150x600 с коэффициентом косвенного армирования  $\mu_{xy}=1,31\%$  и  $\mu_{xy}=2,18\%$  составили -1,1 и -4,2 МПа, соответственно. А

для образцов размерами 250x250x650 с коэффициентом косвенного армирования  $\mu_{xy}=3,0\%$  и  $\mu_{xy}=5,0\%$  составили -3,91 и -8,59 МПа, соответственно.

Таблица 4.6

## Результаты расчета образцов-призм

№	Наименование параметров	Значения параметров							
1	Размеры образцов, мм	150x150x600				250x250x650			
2	Косвенное армирование, $\mu_{xy}$ %	1,31		2,18		3,0		5,0	
3	Значение коэф. попер. деформаций, учитываемое в расчете, $\mu$	0,18	0,5	0,18	0,5	0,18	0,5	0,18	0,5
4	Призменная прочность $R_b$ , МПа	69,2				82,5			
5	Опытная величина разрушающих напряжений, МПа, под чертой – $R_b / \sigma_z^{разр}$	<u>91,7</u> (1,33)		<u>100,1</u> (1,45)		<u>108,0</u> (1,31)		<u>122,1</u> (1,48)	
6	Приведенное сопротивление бетона сжатию с учетом косвенного армирования $R_{b,red}$ , ф.104 [89], МПа, под чертой - $R_b / R_{b,red}$	<u>87,54</u> (1,27)		<u>95,68</u> (1,38)		<u>110,71</u> (1,34)		<u>121,57</u> (1,47)	
7	Приведенное сопротивление бетона сжатию с учетом косвенного армирования $R_{bs,loc}$ , ф.8.84 [90], МПа, под чертой - $R_b / R_{bs,loc}$	<u>80,18</u> (1,16)		<u>87,49</u> (1,26)		<u>97,24</u> (1,18)		<u>109,69</u> (1,33)	
8	Предел текучести арматуры $\sigma_T$ , МПа	492				390			
9	Напряжения в арм. стержнях сеток косвенного армирования, МПа	92,2	251,1	102,4	278,6	116,3	327,2	127,7	362,2
10	Поперечные напряжения в бетоне между сетками косвенного арм., МПа	-0,36	-1,1	-1,0	-4,4	-1,3	-3,9	-2,7	-5,9
11	Прирост прочности в бетоне, между сетками, по критерию прочности [43] ( $\sigma_i / R_b$ )	1,04	1,14	1,12	1,7	1,14	1,51	1,29	1,79
12	Поперечные напряжения в бетоне в уровне сетки косвенного арм., МПа	-0,85	-2,12	-0,98	-3,01	-1,48	-4,57	-2,58	-8,15
13	Прирост прочности в бетоне, в уровне сетки, по критерию прочности [43] ( $\sigma_i / R_b$ )	1,1	1,31	1,12	1,42	1,16	1,65	1,28	2,31

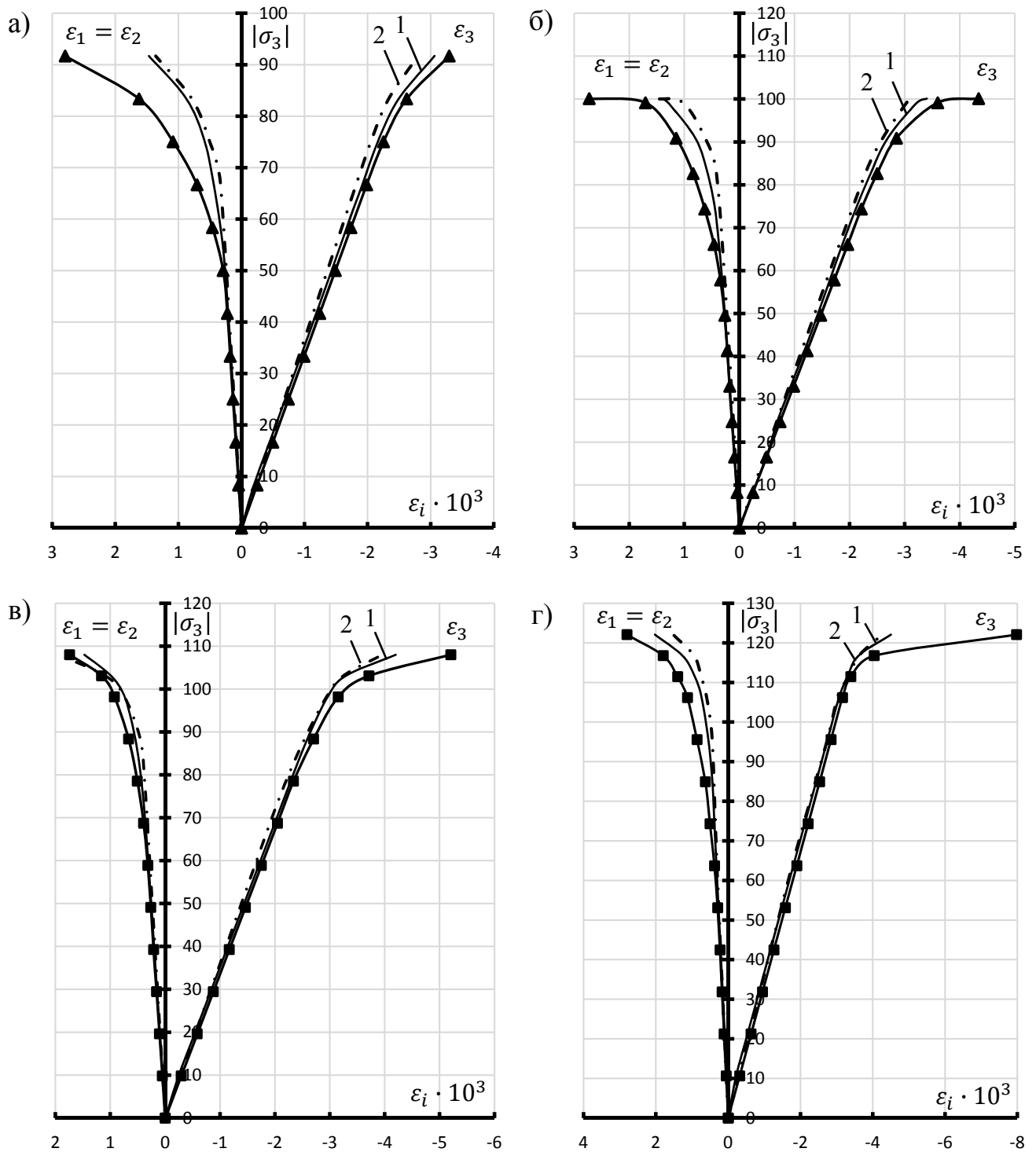


Рис. 4.9. Изменение компонент линейных деформаций железобетонных образцов-призм размерами 150x150x600 (а, б) и 250x250x650 (в, г) с коэффициентом косвенного армирования  $\mu_{xy} = 1,3\%$  (а),  $\mu_{xy} = 2,2\%$  (б),  $\mu_{xy} = 3,0\%$  (в),  $\mu_{xy} = 5,0\%$  (г) в условиях одноосного сжатия.

Теоретические кривые по законам нелинейного деформирования:

1 ——— - ANSYS Workbench \*

2 — · — - закон №14 ПК «Лира САПР»

\* – см. примечания к рис. 4.8.

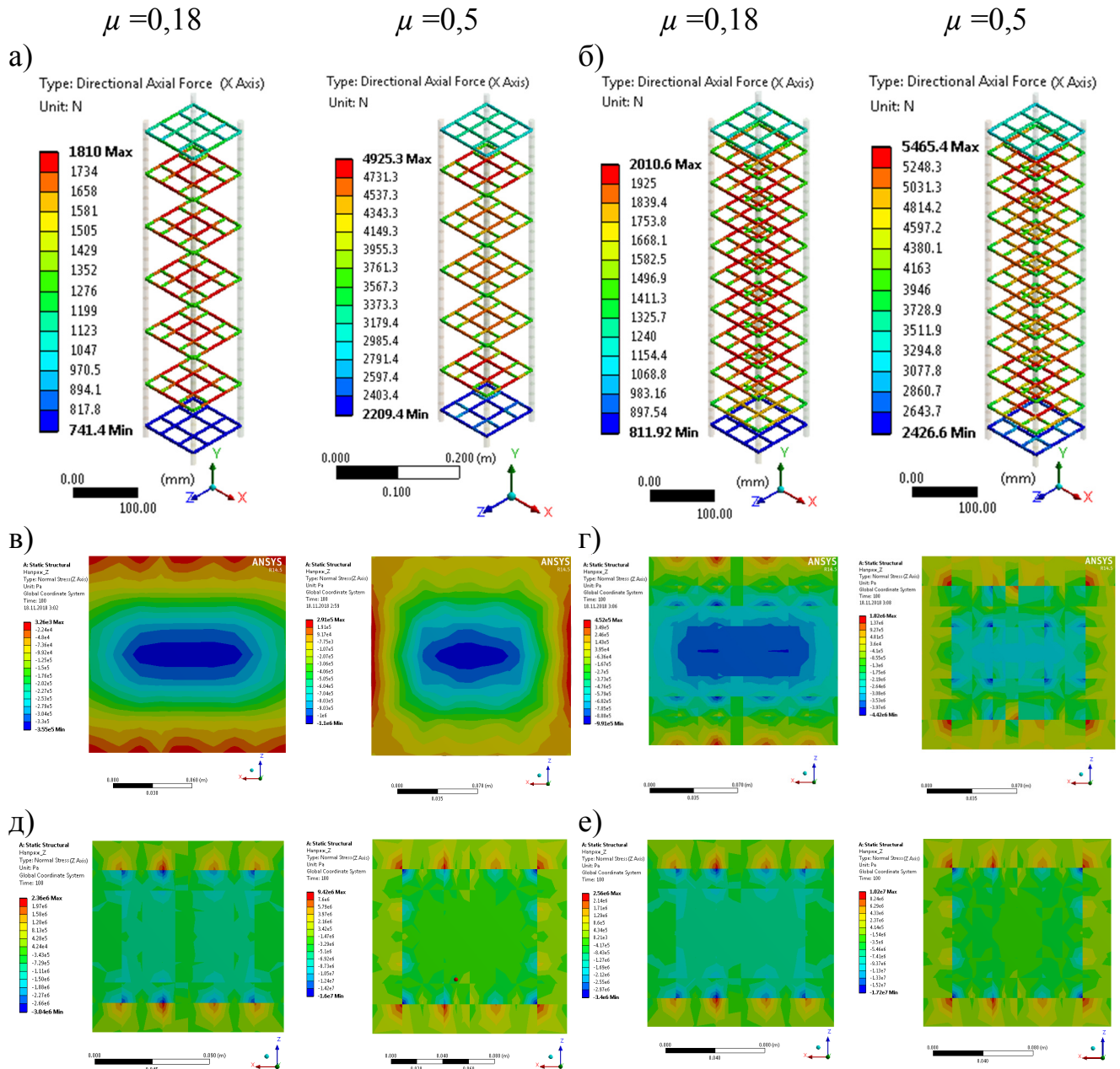


Рис. 4.10. Численные исследования НДС железобетонных образцов-призм 150x150x600 с коэффициентом косвенного армирования  $\mu_{xy} = 1,3\%$  (а, в),  $\mu_{xy} = 2,2\%$  (б, г). а, б - изополюсы усилий в арматурных стержнях сеток косвенного армирования для  $\mu_{xy} = 1,3\%$  (а) и  $\mu_{xy} = 2,2\%$  (б) при коэффициенте поперечных деформаций  $\mu = 0,18$  и  $0,5$ ; в, г - изополюсы напряжений по площади поперечного сечения между сетками косвенного армирования для  $\mu_{xy} = 1,3\%$  (в) и  $\mu_{xy} = 2,2\%$  (г) при  $\mu = 0,18$  и  $0,5$ ; д, е - изополюсы напряжений по площади поперечного сечения в уровни сеток косвенного армирования для  $\mu_{xy} = 1,3\%$  (д) и  $\mu_{xy} = 2,2\%$  (е) при  $\mu = 0,18$  и  $0,5$ .



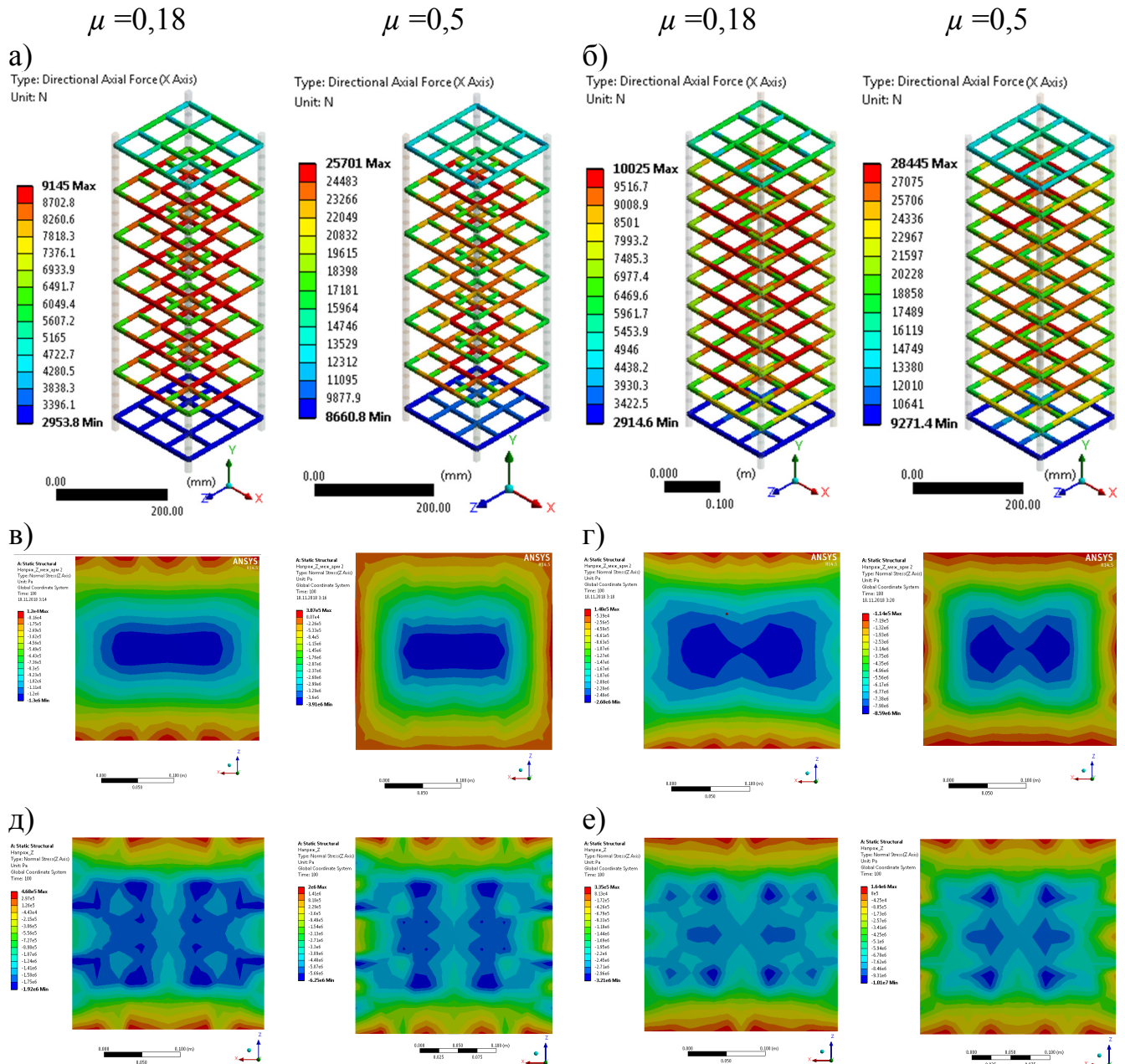


Рис. 4.11. Численные исследования НДС железобетонных образцов-призм 250x250x650 с коэффициентом косвенного армирования  $\mu_{ky} = 3,0\%$  (а, в),  $\mu_{ky} = 5,0\%$  (б, г). а, б - изополя усилий в арматурных стержнях сеток косвенного армирования для  $\mu_{ky} = 1,3\%$  (а) и  $\mu_{ky} = 2,2\%$  (б) при коэффициенте поперечных деформаций  $\mu = 0,18$  и  $0,5$ ; в, г - изополя напряжений по площади поперечного сечения между сетками косвенного армирования для  $\mu_{ky} = 3,0\%$  (в) и  $\mu_{ky} = 5,0\%$  (г) при  $\mu = 0,18$  и  $0,5$ ; д, е - изополя напряжений по площади поперечного сечения в уровне сеток косвенного армирования для  $\mu_{ky} = 3,0\%$  (д) и  $\mu_{ky} = 5,0\%$  (е) при  $\mu = 0,18$  и  $0,5$ .

Результаты выполненных численных исследований коротких сжатых элементов с косвенным армированием свидетельствуют о том, что неучет дилатационных эффектов в поперечных направлениях элемента приводит к существенной недооценке напряжений бокового обжатия бетона и напряжений в сетках косвенного армирования, что, в свою очередь, привело к недооценке на величину до 32% повышения прочности бетона в стесненных условиях. В то же время, использование в расчетах уточненных автором выражений (3.1) ÷ (3.36) позволило получить хорошую сходимость результатов вычислений с данными экспериментальных исследований [63].

В целом, учет физической нелинейности деформирования материалов позволяет с достаточной степенью точности оценивать деформации и несущую способность элементов образцов-призм с косвенным армированием. Результаты выполненных расчетов с использованием ПК «Лира САПР 2013» и ANSYS Workbench 14,5 хорошо согласуются с данными экспериментальных исследований, результатами инженерных расчетов [90] и свидетельствуют, что наличие косвенного армирования может приводить к повышению несущей способности одноосно нагруженных образцов-призм в  $1,33 \div 1,48$  раза.

#### **4.4. Влияние неравномерного нагрева на напряженно-деформированное состояние ригеля рамного фундамента под турбоагрегат энергоблока ТЭС**

В период эксплуатации серийного турбоагрегата К-300-240 ХТГЗ энергоблока машинного отделения тепловой электростанции (ТЭС) выявлены проблемные ситуации, связанные со случаями нарушения соосности валов турбины и ротора в упорно-опорном подшипнике в периоды запуска турбины в работу и в периоды ее останова. Анализ возможных причин возникновения подобной неисправности в работе турбоагрегата достаточно подробно изложен в работе [79]. Важную роль в обеспечении соосности осей крутящихся элементов турбоагрегата играет надежная и безотказная работа опорных конструкций



фундаментной рамы при значительных по величине температурных деформациях удлинения конструкций турбины. Также на стабильность работы турбины оказывает влияние конструкция узлов опирания упорно-опорного подшипника на ригель фундаментной рамы в части обеспечения свободного перемещения турбоагрегата вдоль его оси при температурном удлинении. Для выявления истинных причин заклинивания во упорно-опорном подшипнике возникла необходимость в определении деформаций ригеля и опорного стола.

Работа выполнена в рамках договора между ДонНАСА и Зуевской ТЭС.

Цель исследований – выявление причин чрезмерных деформаций и перекосов конструкций опорного стола турбины энергоблока на основе натурных и теоретических исследований линейных и угловых перемещений железобетонных конструкций рамного фундамента при неравномерном нагреве его элементов.

Поставленная цель достигалась решением следующих задач:

- разработка методики и выполнение натурных измерений деформаций опорного стола и ригеля фундаментной рамы на этапах ввода и вывода из работы турбины генератора энергоблока;

- определение расчетными методами характеристик напряженно-деформированного состояния элементов конструкций рамного фундамента от неравномерного нагрева в процессе запуска в работу и вывода из работы турбоагрегата;

- анализ полученных результатов исследований и разработка рекомендаций по устранению перекосов опорного стола турбины энергоблока в периоды ее запуска в работу и вывода из эксплуатации.

Пространственная конструкция сборно-монолитной фундаментной рамы под паровую турбину состоит из 16 колонн, продольных и поперечных ригелей, участков монолитной нижней и верхней плит. Узлы сопряжений сборных элементов колонн и ригелей омоноличены. Опорно-упорный подшипник

расположен между цилиндрами высокого (ЦВД) и среднего давления (ЦСД) турбины и опирается на ригель фундаментной рамы (рис.4.12).

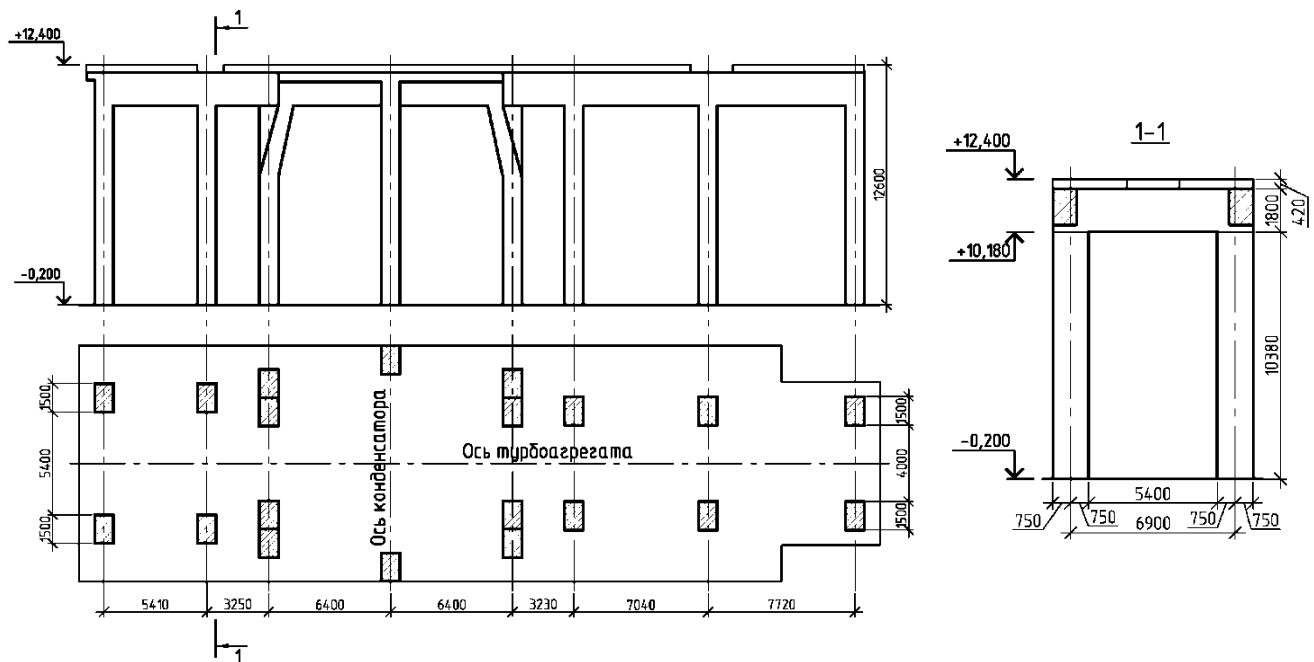


Рис. 4.12. Конструкция фундамента под турбоагрегат.

Опорная часть подшипника турбоагрегата состоит из опорной металлической рамы и опорного стола. Опорная металлическая рама крепится к ригелю фундаментной рамы с помощью 4-х анкерных болтов с последующим омоноличиванием зоны сопряжения бетоном. Между опорным столом подшипника и опорной металлической рамой располагается антифрикционная прокладка скольжения.

Основные технические требования к фундаменту турбоагрегата К-300-240 ХТГЗ в месте опирания 2-го опорного подшипника изложены в [79].

Допустимая деформация кручения (уклон верхней плиты) для ригелей поперечных рам задается заводом-изготовителем турбины и не должна превышать 0,2 мм/м. При проектировании турбоустановки рекомендовано учитывать возможность неравномерного нагрева конструкций фундамента от горячих трубопроводов и, как следствие, предусматривать мероприятия, не

допускающие местного перегрева колонн и ригелей фундамента. Расположение теплоизолированных трубопроводов в проемах фундамента должно выполняться с воздушным зазором не менее 50-100мм. В необходимых случаях для предупреждения нагрева конструкций фундамента на их поверхностях должны выполняться теплоотражающие экраны и трубчатые радиаторы водяного охлаждения. В условиях эксплуатации обязательным является систематическое наблюдение за температурами нагрева элементов фундамента.

Для контроля за деформациями опорного стола подшипника в процессе натурных исследований была разработана конструкция в виде металлической П-образной рамы, жестко прикрепляемой к опорному столу с помощью сварки. К раме в двух уровнях по высоте прикреплялись концы стальных нитей, пропущенных через барабаны прогибомеров П1, П2, П3 и П4, прикрепленных к жесткой железобетонной балке-распорке (рис.4.13). По средним показаниям прогибомеров в 2-х уровнях по высоте П-образной рамы определяли величины средних горизонтальных перемещений корпуса опорно-упорного подшипника №2 относительно связи-распорки по ряду «Б», по разности показаний – угловые смещения опорного стола в горизонтальной и вертикальной плоскостях относительно первоначального (исходного) положения. Измеренные деформации смещения опорного стола подшипника включали температурные продольные перемещения оси турбины, вызванные её температурным расширением, а также деформации опорного ригеля рамного фундамента. Для разделения деформаций опорного стола подшипника и деформаций опорной рамы производились также измерения деформаций ригеля железобетонного рамного фундамента под опорной рамой подшипника. Для выполнения данных измерений дополнительно была установлена отдельно стоящая вертикальная металлическая стойка, жестко прикрепленная с помощью электросварки к закладной детали на верхней грани ригеля. С помощью прогибомера П-5 измерялись смещения стойки и, соответственно, ригеля относительно железобетонной связи-распорки по ряду «Б» (рис.4.13). При визуальном осмотре узла соединения ригеля фундаментной рамы с

опорной рамой подшипника признаков их взаимного смещения не выявлено, поэтому их работа считалась совместной.

На рис. 4.14 представлены схемы измерения деформаций элементов рамы и консольной стойки в вертикальной и горизонтальной плоскостях.

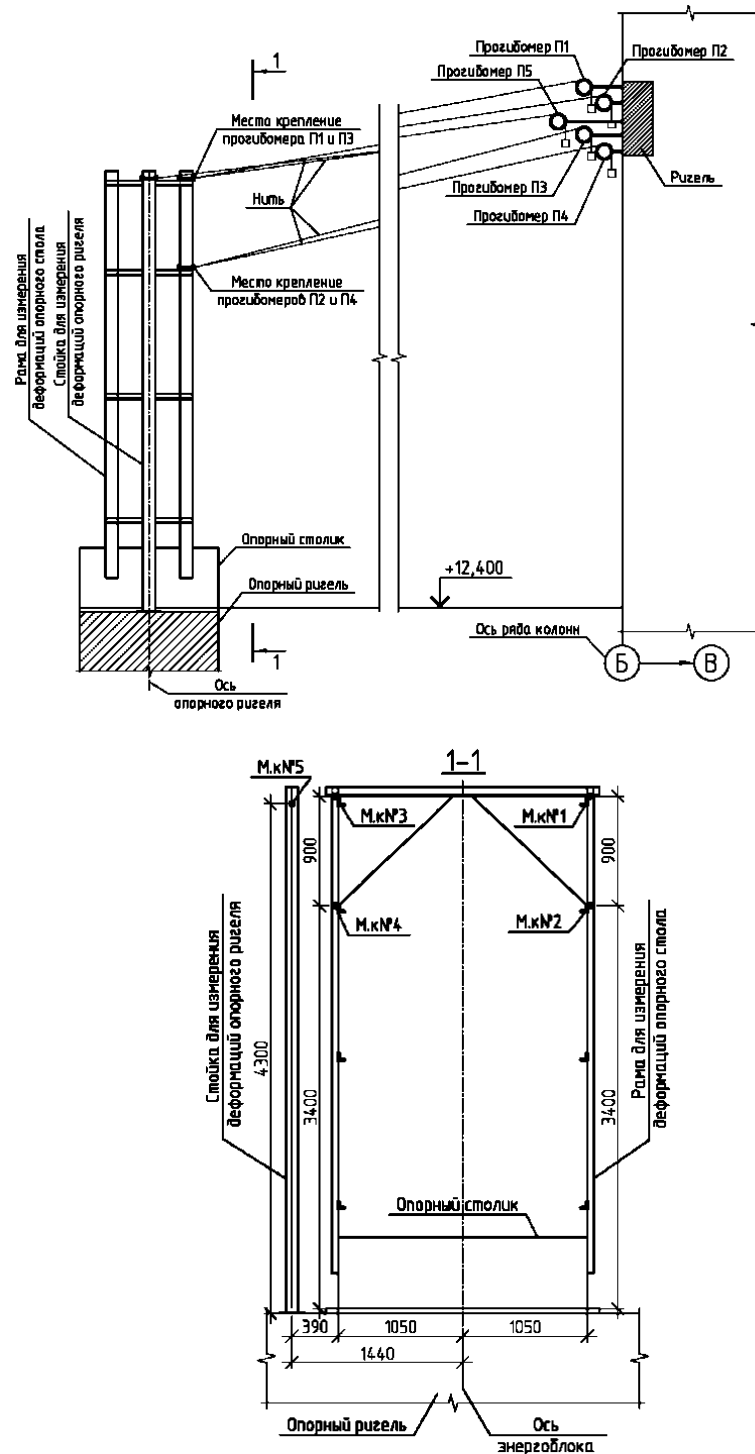
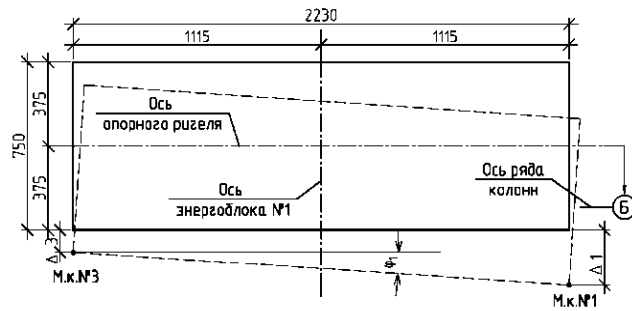
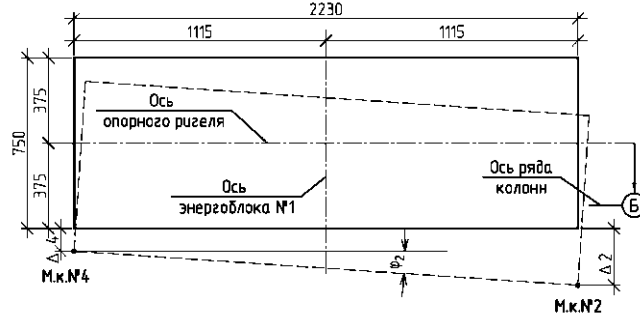


Рис. 4.13. Схема крепления приборов для измерения деформаций П-образной рамы.

а) Деформации в горизонтальной плоскости в уровне крепления приборов П1 и П3



б) Деформации в горизонтальной плоскости в уровне крепления приборов П2 и П4



в) Деформации в вертикальной плоскости по показаниям приборов

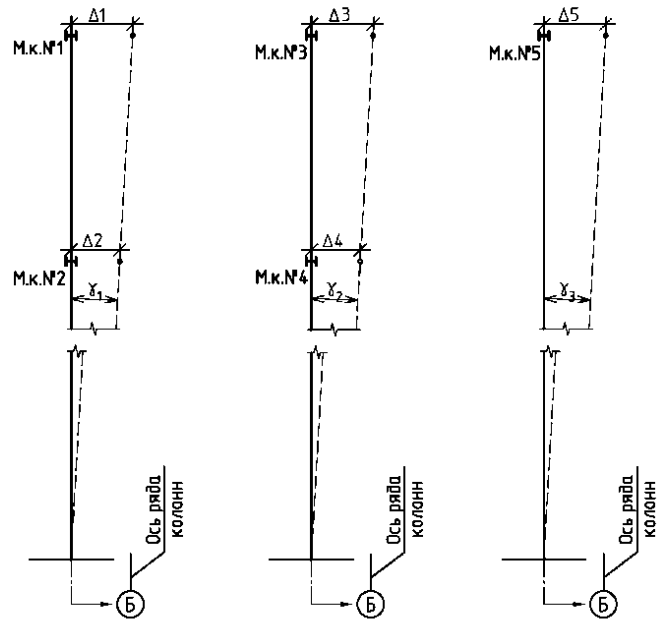


Рис. 4.14. Схемы деформаций элементов рамы и консольной стойки.

Схемы перемещений корпуса подшипника представлены на рис.4.15. Данные измерений линейных и угловых перемещений рамы в точках крепления П1÷П4 на этапе запуска в работу энергоблока (этап №1) представлены на рис.4.16, на этапах остановки энергоблока (этап №2) - на рис.4.17.

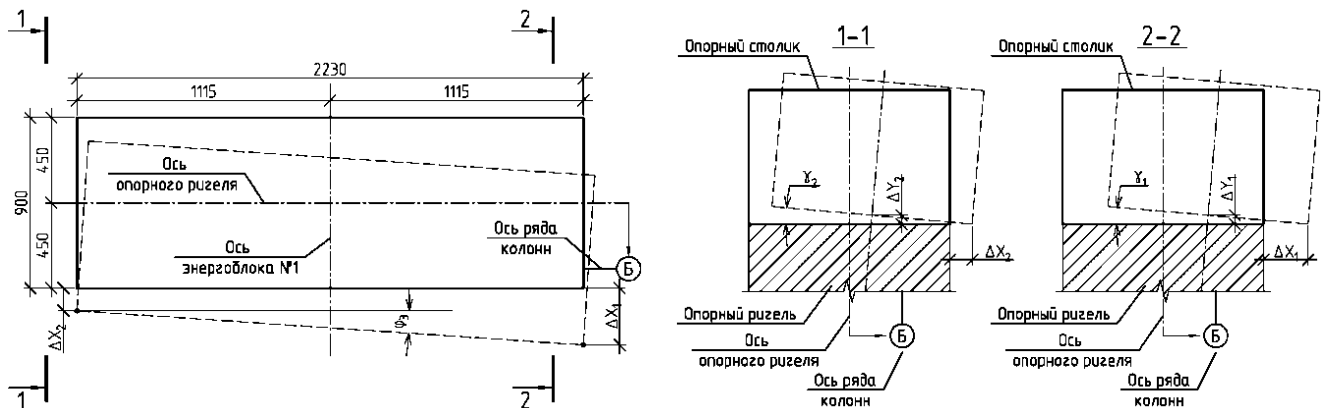


Рис. 4.15. Схемы перемещений опорного стола.

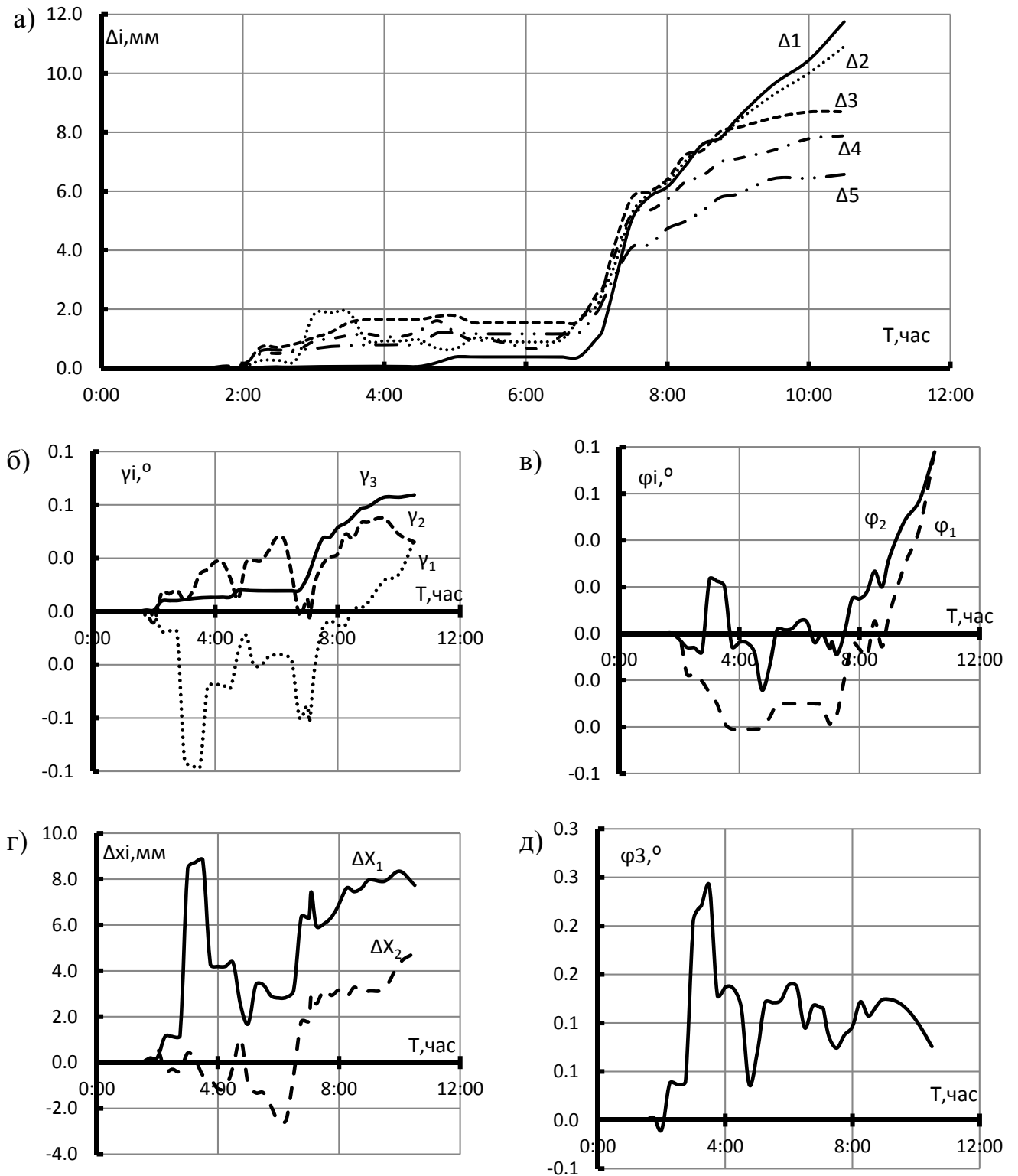


Рис. 4.16. Измеренные и расчетные величины деформаций при запуске энергоблока №1 (этап №1): (а) – горизонтальные ( $\Delta 1 \div \Delta 4$ ) перемещения элементов рамы и консольной стойки ( $\Delta 5$ ); (б) – углы поворота ( $\gamma_1, \gamma_2$ ) в вертикальной плоскости элементов рамы и консольной стойки ( $\gamma_3$ ); (в) – углы поворота ( $\varphi_1, \varphi_2$ ) в горизонтальной плоскости элементов рамы; (г) – линейные перемещения по горизонтали ( $\Delta x_i$ ) корпуса подшипника; (д) – угол поворота ( $\varphi_3$ ) в горизонтальной плоскости корпуса подшипника.

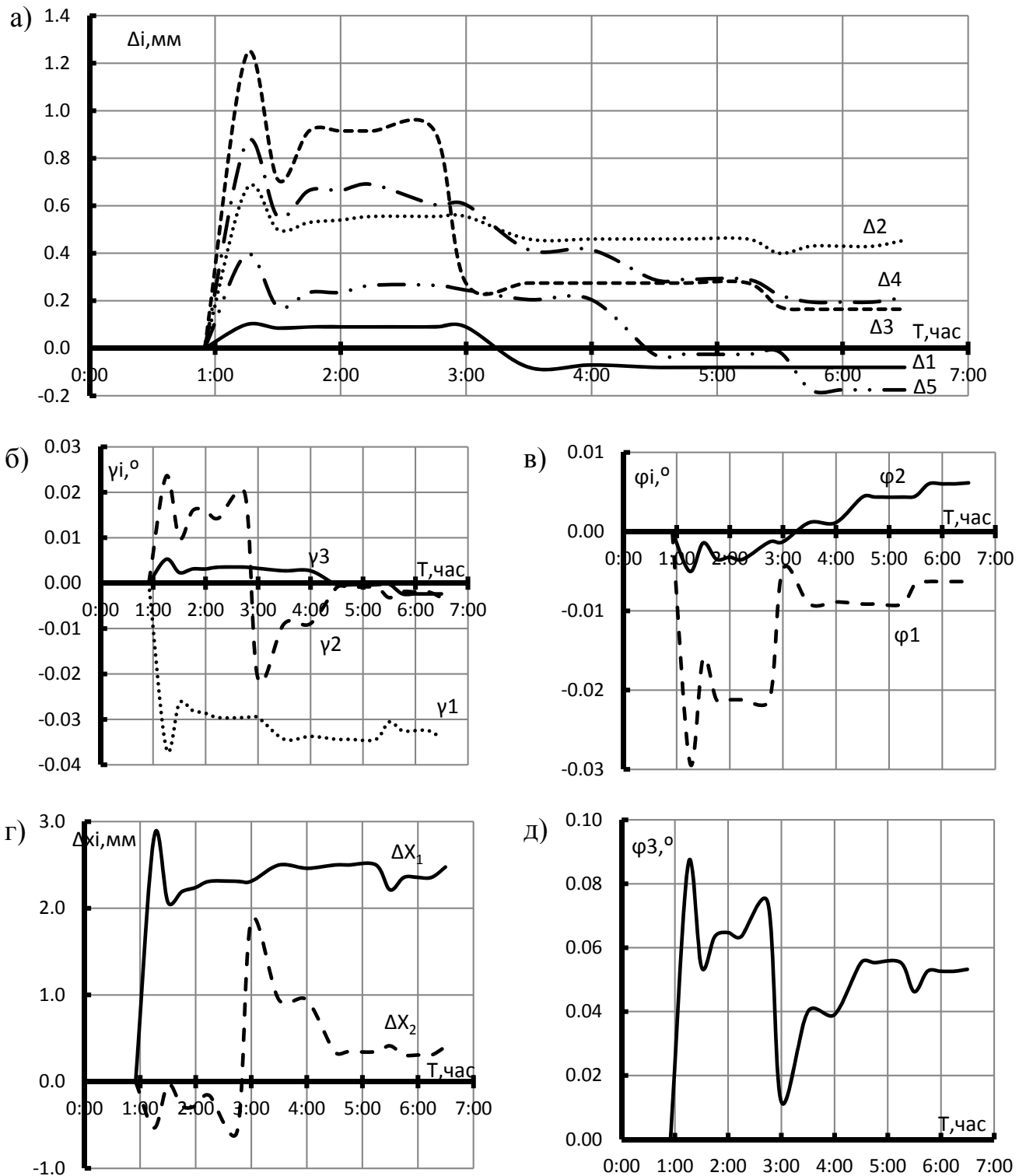


Рис. 4.17. Измеренные и расчетные величины деформаций при остановке энергоблока №1 (этап №2): (а) – горизонтальные ( $\Delta 1 \div \Delta 4$ ) перемещения элементов рамы и консольной стойки ( $\Delta 5$ ); (б) – углы поворота ( $\gamma_1, \gamma_2$ ) в вертикальной плоскости элементов рамы и консольной стойки ( $\gamma_3$ ); (в) – углы поворота ( $\phi_1, \phi_2$ ) в горизонтальной плоскости элементов рамы; (г) – линейные перемещения по горизонтали ( $\Delta x_i$ ) корпуса подшипника; (д) – угол поворота ( $\phi_3$ ) в горизонтальной плоскости корпуса подшипника.

Результаты контроля за температурами нагрева стойки и П-образной рамы свидетельствуют об их приблизительно равномерном нагревании в горизонтальной плоскости, что практически исключало их поворот относительно вертикальной оси. Контроль за температурой нагрева бетона на боковых гранях ригеля фундаментной рамы осуществлялся с помощью предварительно бетонированных в тело бетона термопар.

Представленные на рис.4.16 а,б величины горизонтальных перемещений и углов поворота консольной стойки ( $\Delta 5, \gamma_3$ ) близки к значениями перемещений элементов рамы ( $\Delta 1 \div \Delta 4, \gamma_1$  и  $\gamma_2$ ), что свидетельствует о приблизительно одинаковых перемещениях опорного стола подшипника и ригеля фундаментной рамы.

Измеренные деформации ригеля фундамента могли быть следствием влияния двух факторов. Первый фактор связан с возможным силовым деформированием фундамента при температурном удлинении турбоагрегата и неэффективности антифрикционной прокладки, не обеспечивающей должного скольжения конструкции опорного стола подшипника по опорной металлической раме. В случае реализации данного фактора в узлах сопряжений колонн и ригелей фундаментной рамы должны были бы наблюдаться заметные повреждения в виде трещин, сколов бетона силового характера. При осмотре узлов таких силовых повреждений обнаружено не было. Второй причиной существенных деформаций ригеля могли быть только температурные деформации от неравномерного нагрева конструкций.

Была выполнена проверка работоспособности экранной системы тепловой защиты конструкций ригелей рамного фундамента, а также трубчатых радиаторов охлаждения холодной водой. Проверкой выявлены полная неработоспособность указанной системы охлаждения и существенный неравномерный нагрев конструкций фундамента со стороны подводящих пар трубопроводов.



Для анализа напряженно-деформированного состояния и определения возможных деформаций кручения был выполнен расчет ригеля по двум методикам:

а) упрощенный расчет инженерными методами для среднего сечения по длине ригеля;

б) полный конечно-элементный расчет объемного НДС конструкций рамного фундамента (рис.4.12) с применением комплекса «Ansys» с учетом данных действительного распределения температуры по высоте сечения и по длине элементов рамной конструкции (табл.4.7) и деформационных соотношений для бетона в форме соотношений (3.1) – (3.36).

Схема расположения точек измерения представлена на рис.4.18.

Таблица 4.7

Значения температур нагрева ригеля в контрольных точках

№ этапа	Дата и время измерения	Показания температуры (°C) по термопарам					
		1	2	3	4	5	6
1	27.10.2011 7 час 00 мин	31.2	37.3	34.1	21.7	22.5	21.9
1а	28.10.2011 11 час 00 мин	34.4	44	34.2	26.5	28.2	26.3
2	06.01.2012 7 час 00 мин	47.3	53.6	47.3	36.4	42.3	36
2а	07.01.2012 4 час 00 мин	44.8	51.4	48.4	38.2	37	38.7

Значения температур, представленных для этапа №1 в табл.4.7, соответствуют периоду начала нагрева турбоагрегата при его запуске в работу. Начальная температура рамного фундамента соответствовала температуре воздуха в машинном зале и составила около 18°C. Через 28 часов после начала нагрева турбоагрегата (этап №1а) окружающая температура воздуха в зоне ригелей повысилась, и составила, в среднем, 23,7°C. Распределение температуры



**Упрощенный расчет деформаций ригеля** выполнен при следующих предпосылках:

1. Изменение температуры между более и менее нагретыми гранями конструкции в расчетных сечениях колонн и ригеля по высоте и ширине сечения происходит по линейному закону.

2. Коэффициент линейного температурного расширения бетона принят равным  $\alpha_{bt}=10 \cdot 10^{-6}$  1/град С.

3. Линейные и угловые деформации ригеля фундаментной рамы под опорой 2-го подшипника рассчитываются без учета их связи с другими элементами рамы.

Вертикальные смещения левой  $\Delta_{лев}$ , правой  $\Delta_{прав}$  граней и угол поворота  $tg(\alpha)$  главных осей сечения ригеля от кручения при неравномерном нагреве определялись по формулам:

$$\Delta_{прав.} = \alpha_{bt} \cdot t_{1,2,3} \cdot l_{01}; \quad \Delta_{лев.} = \alpha_{bt} \cdot t_{4,5,6} \cdot l_{01};$$

$$tg(\alpha) = \frac{(\Delta_{прав} - \Delta_{лев})}{l_{02}}. \quad (4.1)$$

Результаты расчета представлены в таблице 4.8.

Кручение ригеля относительно его продольной оси вследствие неравномерного нагрева боковых граней характеризуется величинами вертикальных удлинений боковых граней  $\Delta_{лев}$  и  $\Delta_{прав}$  и приращением уклона  $tg\alpha$  (табл.4.8). Наибольшие величины приращений наклонов осей сечения вследствие кручения ригеля составили для этапа №1а  $tg\alpha = 0,284$  мм/м при пуске турбины и для этапа №2а  $tg\alpha = 0,259$  мм/м при останове турбины.

Температурные деформации ригеля согласно результатам выполненного расчета (табл.4.8) составляют большую часть полных деформаций опорного стола под упорно-опорным подшипником. Расчетные значения углов поворота ригеля относительно продольной оси, обусловленные неравномерным нагревом конструкций, в 1,42 раза превышают предельно допустимое заводом-

изготовителем турбины значение для опорных конструкций подшипника турбины, равное 0,2 мм/м [79].

Таблица 4.8

Вертикальные смещения боковых граней и углы поворота главных осей сечения ригеля от кручения при неравномерном нагреве

№	Дата и время измерения	$l_{01}$ , мм	$t_{1,2,3}$ , °C	$t_{4,5,6}$ , °C	$\Delta_{\text{прав}}$ , мм	$\Delta_{\text{лев}}$ , мм	$l_{02}$ , мм	$tg\alpha$ , мм/м
1	27.10.2011 7 час 00 мин	1800	31,2	21,7	0,56	0,39	1000	0,171
			37,3	22,5	0,67	0,41		0,266
			34,1	21,9	0,61	0,39		0,220
1a	28.10.2011 11 час 00 мин	1800	34,3	26,5	0,62	0,48	1000	0,140
			44,0	28,2	0,79	0,51		0,284
			34,2	26,3	0,62	0,47		0,142
2	06.01.2012 7 час 00 мин	1800	47,3	36,4	0,85	0,66	1000	0,196
			53,6	42,3	0,96	0,76		0,203
			47,3	36,0	0,85	0,65		0,203
2a	07.01.2012 4 час 00 мин	1800	44,8	38,2	0,81	0,69	1000	0,119
			51,4	37,0	0,93	0,67		0,259
			48,4	38,7	0,87	0,70		0,175

**Уточнённый расчет** выполнен моделированием фрагмента рамного фундамента (рис.4.12) фундаментной рамы средствами программного комплекса «ANSYS». Плоская рама состоит из ригеля и колонн с размерами поперечного сечения соответственно 1,8х1,0м и 1,5х1,0м. Колонны жестко закреплены в нижней плите и имеют связи в местах сопряжения с продольными ригелями (рис.4.19 а). При моделировании приняты следующие характеристики бетона: класс по прочности - В25, начальный модуль упругости  $E_b=30 \cdot 10^3$  МПа, коэффициент поперечных деформаций  $\mu=0,18$ .

Объемное НДС конструкций фундамента характеризуется следующими данными. Максимальные расчетные сжимающие напряжения в сечении ригеля от стесненных температурных деформаций составили по направлениям осей «Y»,

«Z» 0,37 МПа и 3,69 МПа соответственно, максимальные растягивающие напряжения по направлениям осей «Y», «Z» - соответственно 0,11 МПа и 0,18 МПа (рис. 4.20, рис. 4.21). В сечениях ригеля возникает двухосное напряженное состояние с соотношением напряжений  $\sigma_y:\sigma_z = -0,1:-1$ . Величины сжимающих и растягивающих напряжений относительно фактических прочностных характеристик бетона на сжатие и растяжение составило до  $\sigma_i/R_b=0,25$  и  $\sigma_i/R_{bt}=0,17$ , соответственно.

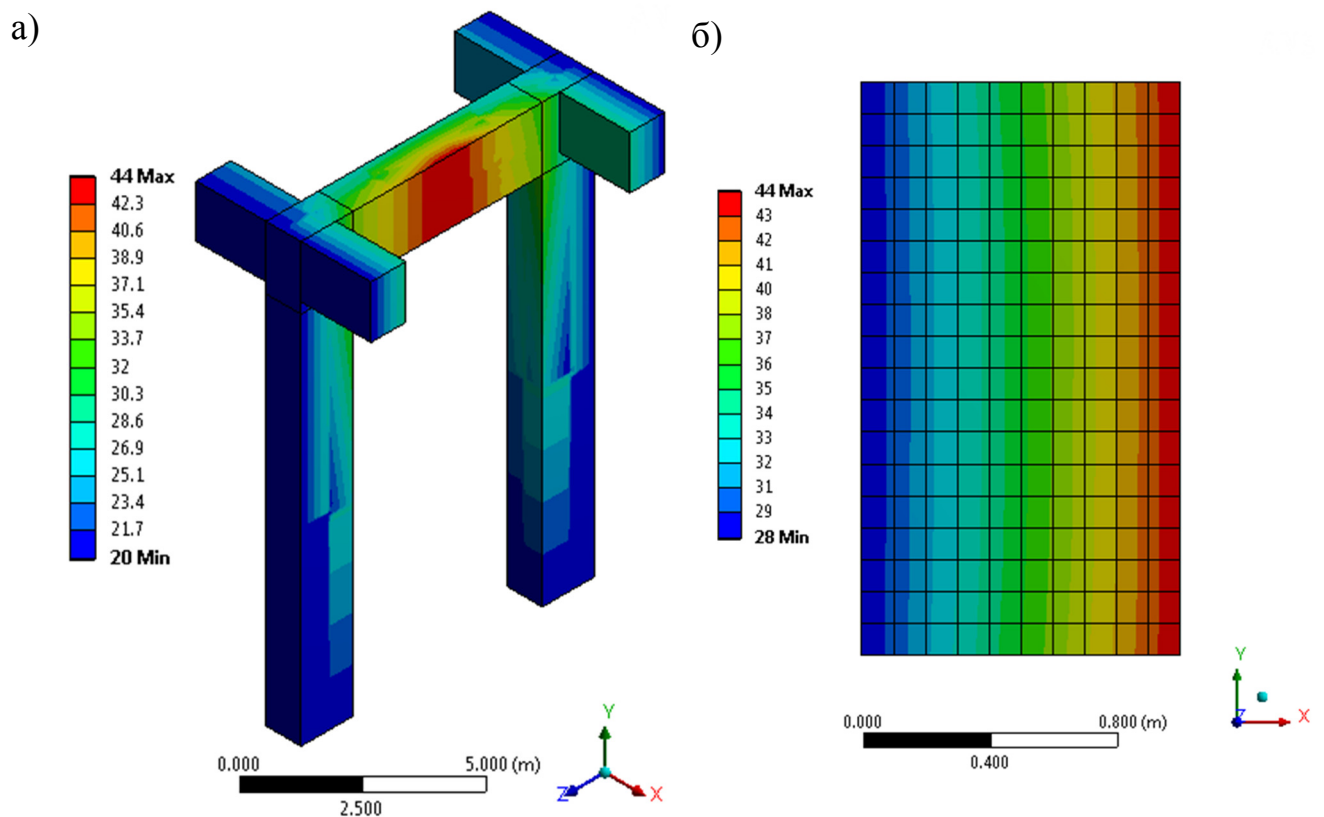


Рис. 4.19. Общий вид объемной расчетной модели (а) и мозаика распределения температур по поверхности расчетной модели (а) и по площади сечения ригеля в средней части пролета (б).

Расчетная деформация кручения ригеля относительно его продольной оси, характеризуемая углом поворота, составила 0,219 мм/м (рис.4.20 а) при температурном перепаде в 15,8°C между боковыми гранями ригеля. Эта величина в 1,1 раза превышает предельно допустимое значение для опорных конструкций подшипника турбины, равное 0,2 мм/м.

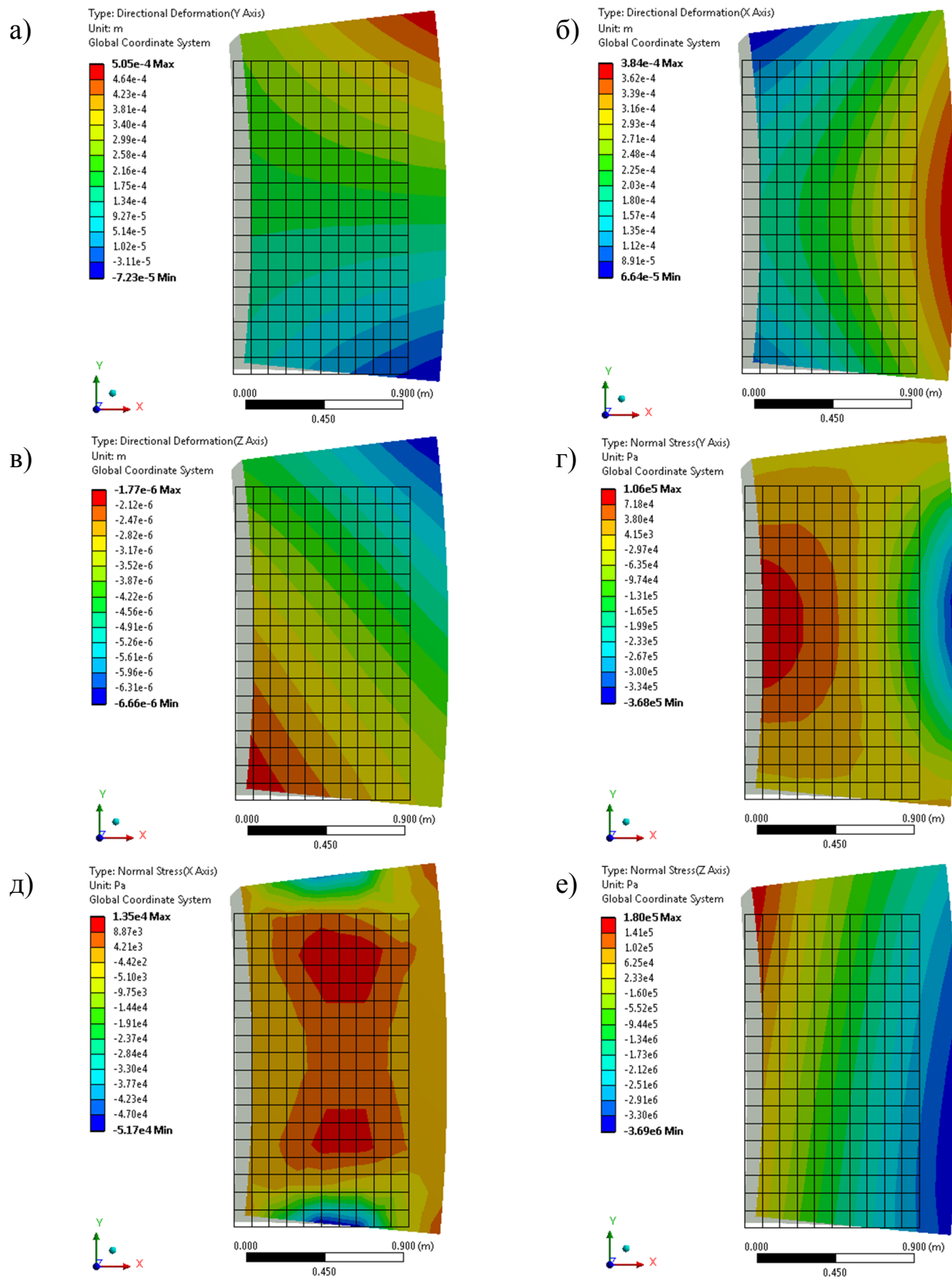


Рис. 4.20. Температурные деформации и напряжения по центральному сечению опорного ригеля фундаментной рамы в направлении оси «Y» (а, г), «X» (б, д), «Z» (в, е).

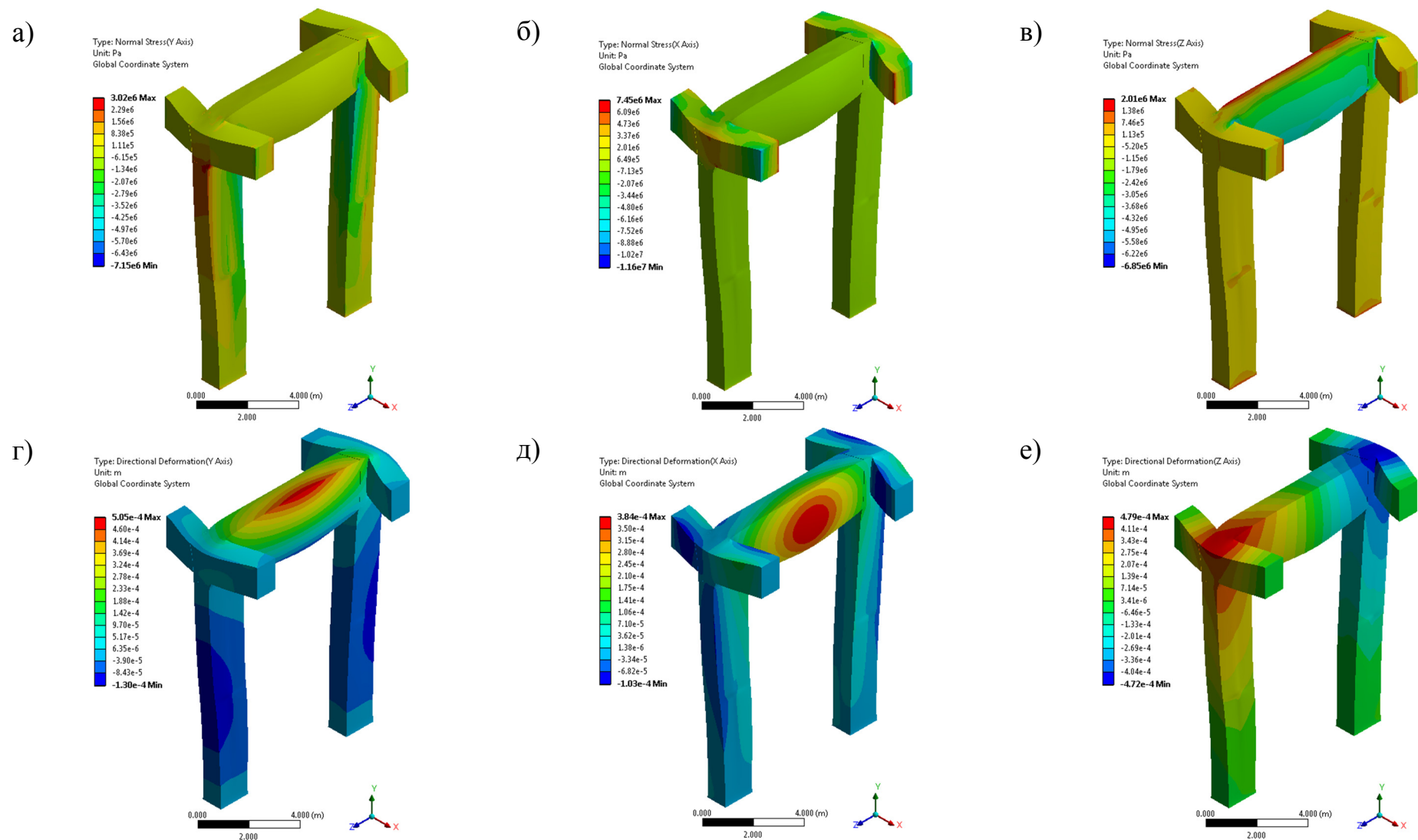


Рис. 4.21. Температурные напряжения и деформации фундаментной рамы в направлении осей «Y» (а,г), «X» (б,д), «Z» (в,е)

Расчетная деформация кручения ригеля в средней части пролета при учете его работы в составе пространственной рамы фундамента оказалось в 1,35 раза ниже по сравнению с данными упрощенного расчета, что объясняется более точным учетом влияния условий сопряжения ригеля с опорами-стойками.

Натурными измерениями и расчетными методами установлено значительное влияние на полные деформации опорного ригеля фундамента под опорно-упорный подшипник турбоагрегата температурной составляющей деформаций, обусловленной неравномерным нагревом конструкций фундамента.

Измеренные и расчетные величины угловых деформаций ригеля в 1,42 раза превышали предельно допустимые значения для турбины данного типа.

Теплозащита конструкций фундамента от местного нагрева была в неисправном состоянии, что и явилось причиной неравномерного нагрева элементов рамной конструкции – ригеля и колонн и, как следствие, значительных по величине несимметричных температурных деформаций элементов фундамента.

Реализованные в соответствии с результатами исследования технические мероприятия по восстановлению теплозащиты конструкций фундамента обеспечили более равномерный нагрев конструкций и способствовали снижению температурных деформаций опорных конструкций, что, в последующем, обеспечило нормальные условия для эксплуатации турбоагрегата.

#### **4.5. Исследования влияния распора на несущую способность железобетонных балок**

Реальные железобетонные конструкции зданий и сооружений, как правило, в опорных частях имеют связи, которые при нагружении препятствуют свободному повороту или горизонтальному смещению опорных сечений при нагружении конструкций, что приводит к возникновению в конструкциях дополнительных усилий. Явление распора в изгибаемых железобетонных



элементах исследовалось в целом ряде работ [12, 22, 69, 82, 86, 87, 88, 89, 90, 93, 98, 108].

Примерами таких связей могут быть:

- заанкеривание сборных железобетонных элементов на опорах;
- замоноличивание бетоном или раствором зазоров между торцами смежных сборных конструкций;
- окаймление монолитных многопролетных плит по контуру балками.

Указанные дополнительные усилия обычно не учитываются при проектировании конструкций. В ранее действовавших нормативных документах [86, 87] по проектированию неразрезных монолитных перекрытий для средних пролетов плит рекомендовалось уменьшать расчетный момент на 20%, за счет возникающего распора, который в явном виде не учитывался. В последующих редакциях норм [88, 89, 90] это явление не учитывалось.

Цель данного исследования – выполнить количественную оценку влияния распора на несущую способность однопролетных железобетонных балок со связями на опорах, препятствующими продольному смещению опорных сечений.

В качестве исходных данных приняты результаты испытаний образцов-балок, выполненных в лаборатории теории железобетона НИИЖБ Госстроя СССР [12].

Опытные образцы-балки при одинаковых размерах поперечного сечения  $b \times h = 200 \times 180$  мм различались содержанием армирования продольной рабочей арматурой: 2 $\varnothing$ 10 А-III и 2 $\varnothing$ 20 А-III. При испытаниях балок варьировалась жесткость связей, препятствовавших свободному продольному смещению опорных сечений балок. Связи имитировались тяжами из стержней диаметром 2 $\varnothing$ 25 А-III, 2 $\varnothing$ 32 А-III и 4 $\varnothing$ 32 А-III, которые передавали обжатие с помощью закладных деталей на торцы опытных балок (рис.4.23). Податливость связей

$c = \frac{1}{k} \left( \text{где } k = \frac{EA}{l} \right)$  в горизонтальном направлении составляла соответственно:

$C=1.323 \cdot 10^{-5}$ ,  $C=0.778 \cdot 10^{-5}$  и  $C=0.389 \cdot 10^{-5}$  (м/кН).

Геометрические характеристики и схема армирования балочных элементов представлена на рис. 4.22, характеристики материалов представлены в таблице 4.9, характеристики механических свойств арматурной стали и бетона – в таблицах 4.10 и 4.11. Схема испытаний балок представлена на рис. 4.23. Расчетная схема – однопролетная шарнирно опертая балка, загруженная двумя равными сосредоточенными силами  $F$  в третях пролета.

Таблица 4.9

## Характеристики опытных балок

№	Шифр балок	Схема испытания	Опытная несущая способн., кН	Призм. прочность бетона, $R_b$ , [МПа]	Кол-во, диаметр и класс прод. арм-ры в раст. зоне	Кол-во, диаметр и класс прод. арм-ры в сжатой зоне	Кол-во, диаметр и класс арм-ры тяжей
1	БС-10-а	«а» - без распора	42,67	62,0	2 Ø10 А-III	2 Ø6 А-I	-
2	БС-10-б	«б» - с распора	143,42	69,2	2 Ø10 А-III		2 Ø25 А-III
3	БС-10-в	«в» - с распора	198,16	48,7	2 Ø10 А-III		4 Ø32 А-III
4	БС-20-а	«а» - без распора	141,95	62,0	2 Ø20 А-III		-
5	БС-20-б	«б» - с распора	255,06	69,2	2 Ø20 А-III		2 Ø32 А-III
6	БС-20-в	«в» - с распора	273,70	48,7	2 Ø20 А-III		4 Ø32 А-III

Таблица 4.10

## Характеристики свойств арматурной стали

№	Класс арматуры	Диаметр, мм	Предел текучести $\sigma_t$ , МПа	Временное сопротивление $\sigma_b$ , МПа	Относит. удлинение, %	Примечания
1	А-III	32	390	590	14	По ГОСТ 5781-82
2		25	390	590	14	По ГОСТ 5781-82
3		20	441,5	699	15,525	Из испытаний
4		10	466,5	709	12,45	Из испытаний
5	А-I	6	235	373	25,0	По ГОСТ 5781-82

Характеристики механических свойств бетона

№	Наименование балок	Призменная прочность $R_b$ , [МПа]	Начальный модуль упругости $E_0$ , [МПа]	Предельные значения линейных компонентов деформаций		Коэффициент Пуассона
				Сжатие, $\varepsilon_{сз} \cdot 10^{-3}$	Растяжение, $\varepsilon_{с1} \cdot 10^{-5}$	
1	БС-10-а, БС-20-а	62,0	41 220	-1,87	7,4	0,2
2	БС-10-б, БС-20-б	69,2	41 400	-1,7	7,4	0,2
3	БС-10-в, БС-20-в	48,7	38 920	-2,0	10	0,2

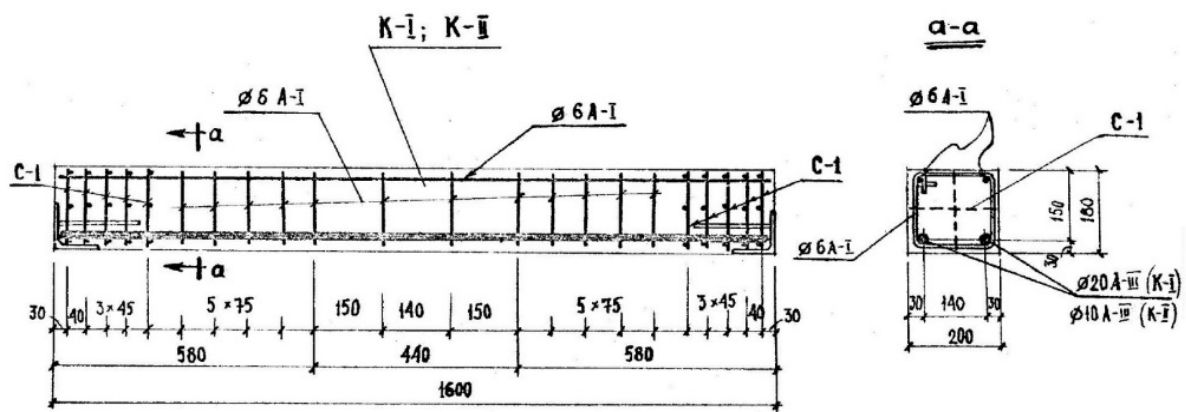


Рис. 4.22. Геометрические характеристики и схема армирования балок

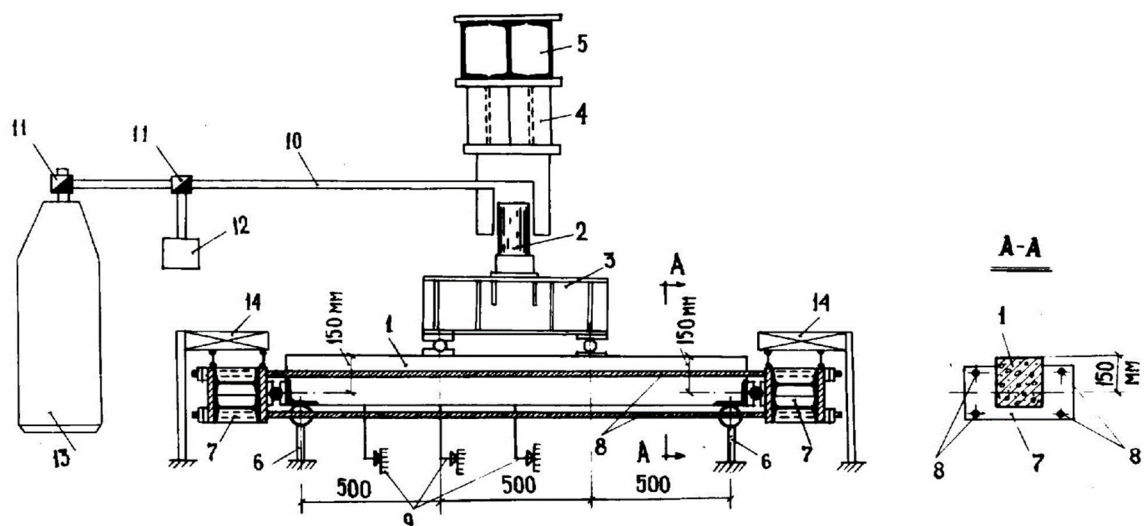


Рис. 4.23. Схема испытаний балок:

1 - балка; 2 - домкрат; 3 - динамометрическая траверса; 4 - упорная тумба для домкрата; 5 - упорная балка рамы; 6 - динамометрические опоры; 7 - торцевые траверсы; 8 - динамометрические тяги; 9 - прогибомеры; 10 - инерционный трубопровод; 11 - кран-здвижка; 12 - маслосос; 13 - аккумуляторная батарея; 14 - стеллаж для траверс.

В теоретических исследованиях оценка НДС элементов выполнена с использованием ПК «Лира-САПР 2013». Моделирование бетона балки выполнено с помощью объёмных физически нелинейных универсальных пространственных 8-узловых изопараметрических конечных элементов (КЭ, тип 236), моделирование продольной арматуры – физически нелинейными шаговыми КЭ ферменного стержня (тип 204), моделирование поперечной арматуры и тяжей – универсальными пространственными стержнями КЭ (тип 10). Для описания нелинейных диаграмм деформирования бетона и стали применялся встроенный в ПК кусочно-линейный закон деформирования (14). Параметры диаграмм деформирования бетона определялись с использованием выражений, представленных в раздел 3.3 на основе ортотропной дилатационной модели деформирования бетона, уточненной в форме соотношений (3.1) ÷ (3.36).

Общий вид расчетной модели представлен на рис. 4.24. Загружение балки вертикальной сосредоточенной узловой нагрузкой выполнялось пошагово в соответствии со схемой, представленной на рис. 4.23.

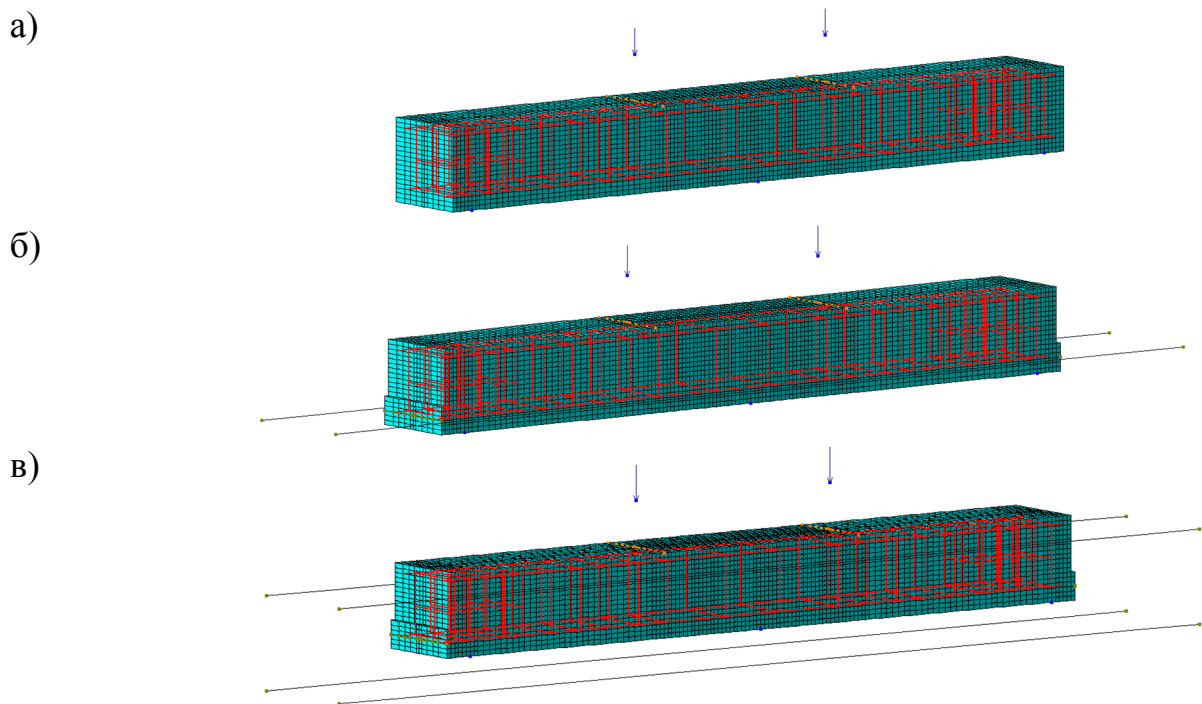


Рис. 4.24. Конечнoэлементные модели балок БС-10-а (БС-20-а) (а), БС-10-б (БС-20-б) (б) и БС-10-в (БС-20-в) (в).

За критерий разрушения балки при расчете принималось достижение:

- напряжениями либо деформациями в бетоне сжатой зоны предельных значений (табл. 4.11), с учетом неоднородного напряженного состояния по критериям прочности С.Ф. Клованича - Д.И. Безушко [43] и К.Ж. Willam - Е.Р. Warnke [149], представленным в разделе 1.4 работы;

- напряжениями в продольной арматуре и тяжах-связях предела текучести стали согласно (табл. 4.10).

Результаты расчета балок с учетом нелинейной работы материалов в ПК «Лири-САПР 2013» приведены в табл. 4.12.

Таблица 4.12

## Результаты расчета балок

№	Шифр балок	Опытная величина разрушающей нагрузки $F_P$ , кН	В относительных величинах $F_P/F_0$	Расчетная величина разрушающей нагрузки $F_P$ , кН	В относительных величинах $F_P/F_0$	Жесткость тяжей, $k \cdot 10^{-5}$ , кН/м	Относительная высота сжатой зоны бетона, $\xi = m \cdot R_s / R_b$
1	БС-10-а	42,67	1.00	46.94	1.00	-	0.039
2	БС-10-б	143,42	3.36	157.76	3.36	0.756	0.035
3	БС-10-в	198,16	4.64	217.98	4.64	2.571	0.050
4	БС-20-а	141,95	1.00	184.6	1.00	-	0.149
5	БС-20-б	255,06	1.80	280.56	1.52	1.285	0.134
6	БС-20-в	273,70	1.93	301.08	1.63	2.571	0.190

При построении рис.4.25 за величину контрольной разрушающей нагрузки  $F_0$  принимались значения для балок, испытанных без распора (схема «а»).

На рис.4.25 а показано влияние распора на несущую способность балок в зависимости от жесткости  $k$  тяжей, ограничивающих горизонтальное смещение опорных сечений.

На рис.4.25 б представлены зависимости увеличения несущей способности балок за счет распора от относительной высоты сжатой зоны бетона  $\xi = \mu \cdot R_s / R_b$ . Анализ графиков показывает, что при одинаковых краевых условиях в нижней зоне опорных сечений (схемы испытаний «б» и «в») величины отношений величин  $F_P / F_0$  тем выше, чем менее интенсивно армированы нормальные сечения, т.е., чем меньше  $\xi$ . Это связано с различной величиной сжатой зоны бетона, обусловленной армированием сечения, и, следовательно, различной полнотой использования прочности бетона сжатой зоны в распорных конструкциях.

Экспериментальными исследованиями установлено, что характер влияния распора на несущую способность железобетонных балок зависит от процента армирования конструкций и податливости (жесткости) приопорных связей.

Результаты расчета с помощью ПК «Лира САПР 2013» в целом хорошо соответствуют данным экспериментальных исследований и свидетельствуют, что наличие распора может приводить к повышению несущей способности балок в 1,5÷4,6 раза. При этом большие относительные величины повышения несущей способности характерны для конструкций с меньшим процентом армирования и большей величиной распора.

Учет физической нелинейности деформирования материалов позволяет с достаточной степенью точности оценивать деформации и несущую способность элементов балочного типа с распором. При этом расчетные величины разрушающей нагрузки представляются завышенными, в среднем на 10%, в сравнении с опытными значениями. Это объясняется неполным учетом в расчетах дополнительных пластических деформаций, связанных с быстронатекающей ползучестью бетона при нагружении, что обуславливает снижение величины распора в опытных балках и, как следствие, более низкие показатели их несущей способности.

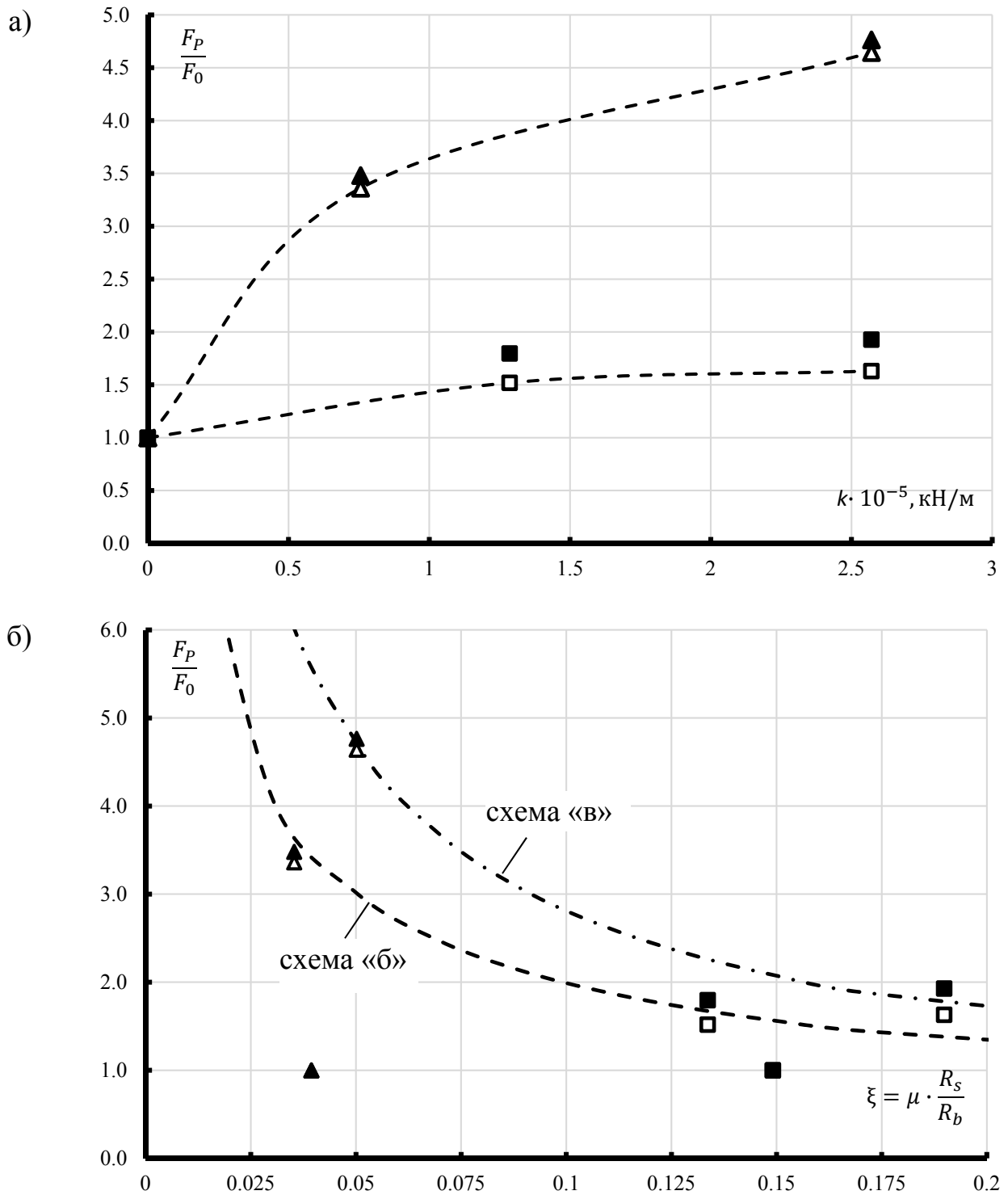


Рис. 4.25. Влияние распора на несущую способность опытных балок при различной жесткости « $k$ » тяжей (а) и в зависимости от содержания арматуры в сечениях (б).

Условные обозначения:

□, ■ - расчетные и опытные значения для балок с продольной арматурой из 2Ø 10 А-III  
 Δ, ▲ - расчетные и опытные значения для балок с продольной арматурой из 2Ø 20 А-III

#### **4.6. Оценка напряженно-деформированного состояния массивных опорных фундаментных балок под внутреннюю оболочку железобетонного башенного копра**

Оценка напряженно-деформированного состояния опорных фундаментных балок под внутреннюю оболочку на отм 0.000 м. с учетом фактических прочностных показателей материала и приобретенных повреждений выполнялась в рамках договора №117-02-ЦВС/0000000000022726160013 от 6.03.2017 г. «Обследование и оценка устойчивости и надежности строительных конструкций существующего башенного копра клетьевого ствола №4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь», разработка рекомендаций по их усилению при использовании данного копра в составе водоотливного комплекса с погружными насосами». Общий вид башенного копра представлена на рис. 4.26.

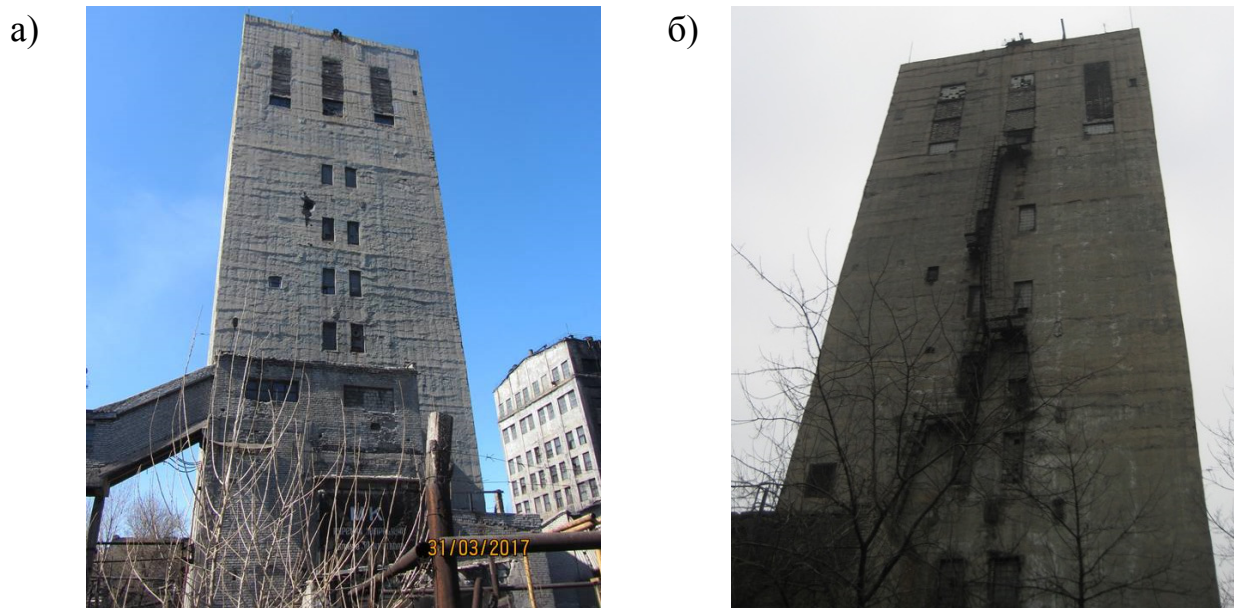


Рис. 4.26. Общий вид башенного копра клетьевого ствола №4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь» в г. Макеевке со стороны фасада «Г-А» (а) и фасада «А-Г» (б). Съемка выполнена в марте-апреле 2017 г.

Целью работы было исследование действительного технического состояния и оценка несущей способности и эксплуатационной пригодности конструкций железобетонных фундаментных балок на отм. 0.000 м. копра с учетом фактического состояния и изменения величин и схем приложения



технологических нагрузок, а также разработка рекомендаций по их ремонту и последующей эксплуатации.

Конструктивная схема копра – бескаркасная с несущими стенами. Сооружение представляет собой призматическую складчатую систему с поперечными диафрагмами по высоте (перекрытиями) и размерами в плане в крайних осях 18×18 м. Наружные и внутренние стены выполнены из обычного тяжелого бетона. Наружные стены имеют слой утеплителя из пенобетонных блоков, закладываемых в процессе бетонирования в скользящую опалубку, поэтому в зоне утепления толщина железобетона составляет 200 мм, а в неутепленной зоне – 300 мм. В местах пересечения стен устроены вуты.

Наружные стены опираются на ленточный фундамент, а внутренние стены опираются на так называемые «нулевые балки», опирающиеся на подземную часть наружных стен (размеры балок: ширина 1000 мм, высота от 3200 до 4100 мм). Перекрытия - монолитные железобетонные по железобетонным (преимущественно) или стальным балкам.

Особенностью функционирования башенного копра шахты им. В.И. Ленина в составе водоотливного комплекса является полный демонтаж подъёмного шахтного оборудования и размещение погружных насосов в клетьевом стволе. Что полностью меняет схему приложения нагрузок от технологического оборудования как в плане, так и по высоте сооружения.

Сооружение башенного копра клетьевого ствола №4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь» в г. Макеевке находится в эксплуатации с 1968 г. и за указанный период конструкции исследованных балок приобрели ряд повреждения в виде: локальных участков разрушения бетона на глубину до 40 мм с обнажением и коррозионным износом рабочей арматуры до 30% поперечного сечения; дефектных швов бетонирования; участков крупнопористого непровибрированного бетона, преимущественно в местах опирания главных балок на стены.

Расчет фундаментных балок на отм. 0.000 выполнен методом конечных элементов, реализованном в программном комплексе ПК «Лира-САПР».

Расчетной схемой железобетонных балок являлась пространственная стержневая система из физически нелинейных универсальных пространственных конечных элементов тип 210 (рис. 4.27). Сбор нагрузок выполнялся в соответствии с выданным заданием и требованиями норм.

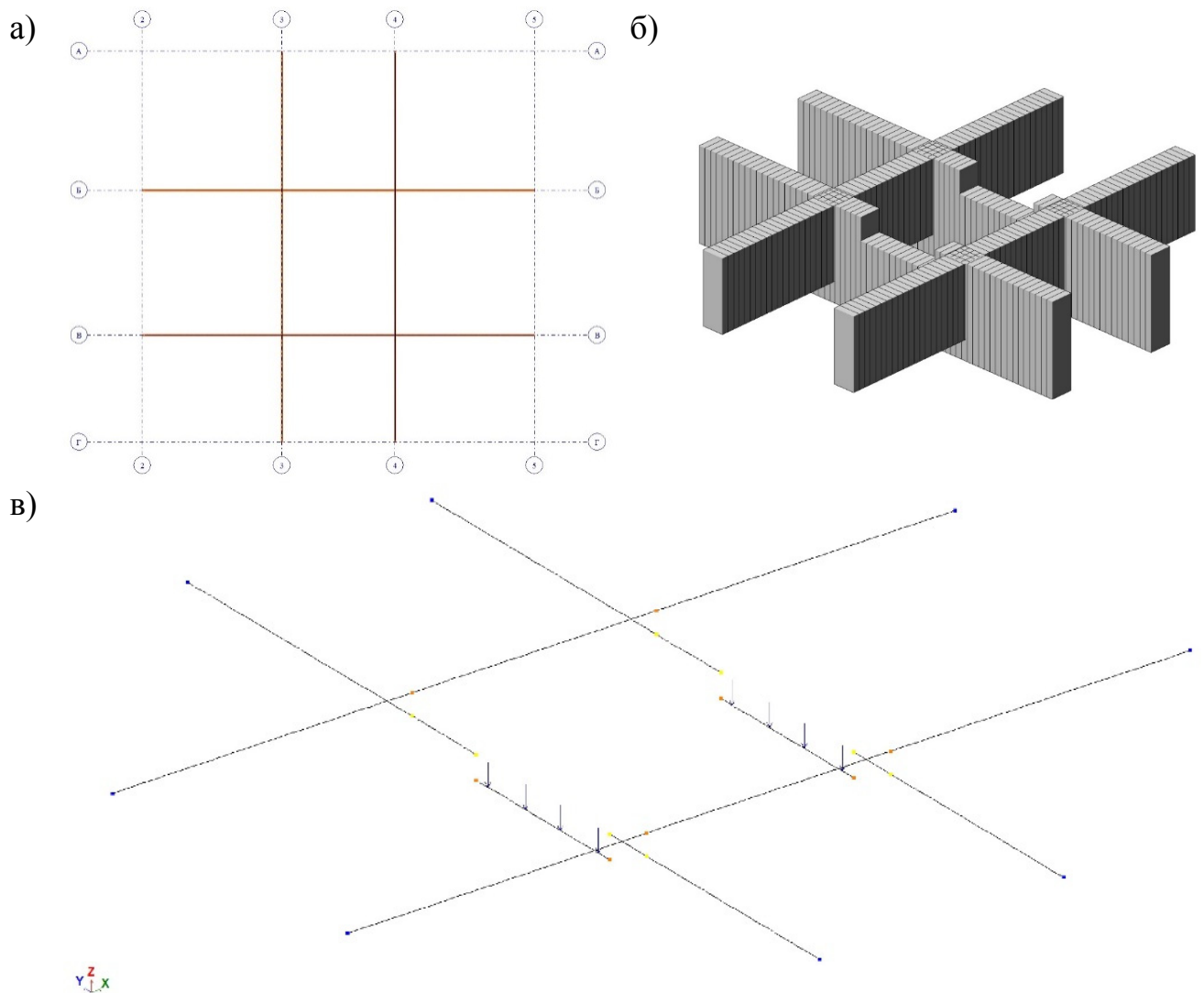


Рис. 4.27. Схема расположения (а), объемная физическая (б) и конечноэлементная (в) модели главных и второстепенных балок перекрытия на отм 0.000 м (на рис. 4.27 в, для примера, показано приложение только технологической нагрузки от элеваторов).

Характеристики бетона приняты по результатам натурных исследований, характеристики армирования приняты согласно проектной документации. Размеры и армирование пролетного и опорного сечений главной и второстепенной балки представлены на рис. 4.28.

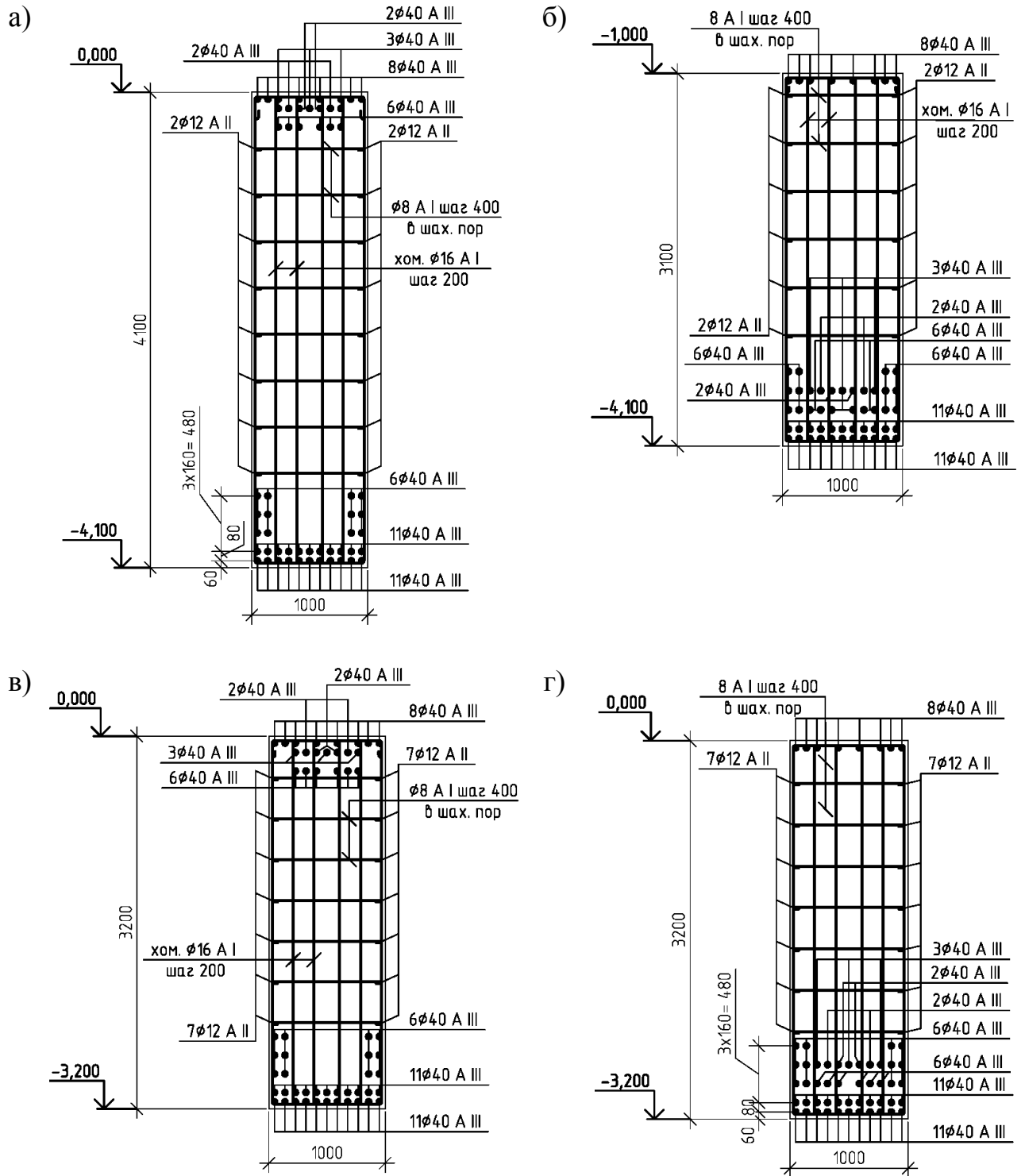
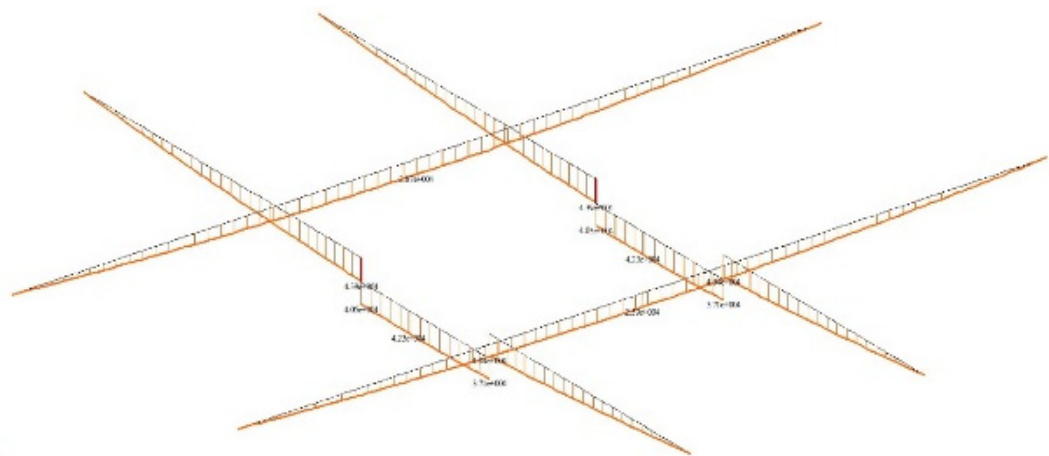


Рис. 4.28. Размеры и схема армирования опорного (а, в) и пролетного (б, г) сечений главной (а, б) и второстепенной (в, г) балок.

В расчетах для описания нелинейных диаграмм деформирования бетона применялся встроенный в ПК «Лира-САПР» кусочно-линейный закон деформирования (14). Параметры диаграмм деформирования бетона определялись с использованием результатов обследования и физических соотношений (3.1) ÷ (3.36).

Результаты нелинейного расчета усилий в опорных главных и второстепенных «нулевых балках», на которые кроме прочего, передается нагрузка от нового оборудования водоотлива представлены на рис. 4.29. Максимальные изгибающие моменты  $M_y$  в сечениях главной балки для большего и меньшего сечений по высоте составили 43 872 и 42 347 кН·м, соответственно. Наибольшие величины поперечной силы  $Q_z$  для большего и меньшего сечений по высоте составили -8752 и -4403 кН, соответственно.

а)



б)

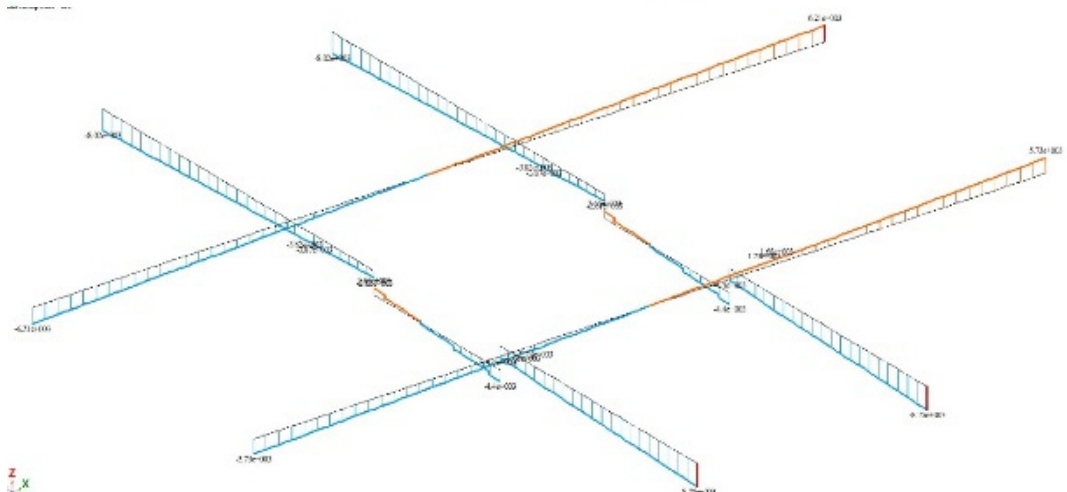


Рис. 4.29. Эпюры изгибающих моментов  $M_y$  (а) и поперечных сил  $Q_z$  (б) в главных и второстепенных балках перекрытия на отм. 0.000 от наиболее невыгодного сочетания нагрузок (РСН 1).

Анализ результатов расчетов свидетельствует, что с учетом изменения величин и схемы приложения технологических нагрузок максимальный коэффициент использования несущей способности по 1-й группе п.с. составляет 0.87. По 2-й группе п.с. максимальное использование составило 0.74 для продолжительной ширины раскрытия трещин, а по деформациям максимальное использование составило всего 42% от предельной величины прогиба.

#### 4.7. Выводы по разделу 4

1. Массивные неоднородные и пространственные статически неопределимые железобетонные конструкции зданий и сооружений работают, как правило, в условиях объемных напряженных состояний. Достоверная оценка расчетными методами напряженно-деформированного состояния таких конструкций возможна лишь при применении достаточно разработанных и экспериментально обоснованных расчетных моделей деформирования бетона.

2. Разработанные в рамках данного исследования аналитические выражения (3.4) – (3.20), (3.25) – (3.27) и (3.30) – (3.36) отражают основные закономерности деформирования тяжелых бетонов в условиях двух- и трехосных напряженных состояний и уточняют соотношения ортотропной дилатационной модели деформирования бетона, разрабатываемой в ДонНАСА [48, 53].

3. При осевом сжатии образцов-кубов плитами прессы и наличии стеснения поперечных деформаций бетона за счет сил контактного трения возникает объемное напряженное состояние, которое изменяется от трехосного сжатия с соотношением  $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3 = -0.2:-0.2:-1$  в зоне контакта со стальными плитами прессы до сжатия с растяжением  $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3 = 0.1:0.1:-1$  в средней части образца бетона в зоне вблизи боковых граней куба. Повышение прочности образцов-кубов за счет трехосного сжатия в контактной зоне достигало 20% по сравнению с одноосным сжатием без стеснения поперечных деформаций.

4. Неоднородные по объему массивного крупноразмерного образца-призмы деформации усадки приводят к возникновению объемного напряженного состояния, характеризуемого трехосным сжатием в срединных объемах образца-

призмы с соотношением напряжений  $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3 = -0,9: -0,9: -1$  и двухосным растяжением в наружных объемах бетона. При этом на 4-е сутки после снятия опалубки растягивающие напряжения в поперечных направлениях в наружных слоях бетона превышают прочность на растяжение, что приводит к образованию системы трещин. Результаты расчета в части времени наступления трещинообразования и глубины их раскрытия хорошо соответствуют данным эксперимента.

5. Сдерживание поперечных деформаций бетона за счет сеток поперечного косвенного армирования приводит в условиях одноосного нагружения к возникновению в бетоне образцов-призм объемного напряженного состояния – трехосного сжатия с соотношением напряжений  $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3 = -0.07: -0.07: -1$  при проценте косвенного армирования 5%. Снижение интенсивности косвенного армирования до 1,31% изменяет пропорции трехосного сжатия до  $\sigma_1:\sigma_2:\sigma_3 = -0.03: -0.03: -1$ . Результаты моделирования объемного напряженного состояния средствами ПК «Лира-САПР» в сочетании с соотношениями (3.1) – (3.36) достаточно хорошо соответствуют результатам экспериментальных исследований.

6. Локальный неравномерный нагрев и, соответственно, стесненные деформации ригеля в составе пространственной статически неопределимой конструкции привели к возникновению объемного напряженного состояния в ригеле фундамента под опорно-упорным подшипником турбоагрегата. Измеренные и расчетные величины угловых деформаций ригеля в 1,42 раза превышали предельно допустимые значения для турбины данного типа. Реализованные в соответствии с результатами исследования технические мероприятия по восстановлению теплозащиты конструкций фундамента обеспечили более равномерный нагрев конструкций и способствовали снижению температурных деформаций опорных конструкций, что, в последующем, обеспечило нормальные условия для эксплуатации турбоагрегата.

7. Учет влияния стесненных деформаций бетона в элементах, работающих с распором, показывает, что наличие распора может приводить к повышению

несущей способности балок в  $1,5 \div 4,6$  раза. При этом большие относительные величины повышения несущей способности характерны для конструкций с меньшим процентом армирования и большей величиной распора.

8. Изменение функционального назначения железобетонного башенного копра (его переориентация на водоотлив) и, соответственно, величин и схем приложения технологических нагрузок оказывают существенное влияние на формирование напряженно-деформированного состояния его строительных конструкций. Учет объемного напряженно-деформированного состояния в поверочных расчетах железобетонных массивных элементов (опорные «нулевые балки») с учетом развития нелинейных деформаций позволяет учитывать не только изменение начальных характеристик материалов в зависимости от вида сложного напряженного состояния, но и фактическое состояние конструкций после их длительной эксплуатации.

9. Учет физической нелинейности объемного деформирования бетона соотношениями (3.1) – (3.36) позволяет с достаточной степенью точности оценивать деформации и несущую способность элементов конструкций в виде кубов, призм, балок, балок-стенок, рамных фундаментов с учетом характерных для них факторов влияния – сдерживания поперечных деформаций при нагружении и неравномерном нагреве.

## ОСНОВНЫЕ ВЫВОДЫ

В диссертационной работе установлены закономерности деформирования и разрушения бетонов классов В25, В50, В80 при простом и сложных режимах одно- и трехосного сжатия, уточнены определяющие соотношения модифицированного варианта ортотропной дилатационной модели деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния. Полученные результаты имеют научную и практическую ценность:

1. Выполнен сопоставительный анализ современных моделей деформирования бетона для общего случая объемного напряженного состояния. Установлено, что наиболее отражающей основные закономерности деформирования бетона является деформационная теория пластичности бетона Г.А. Гениева. Развивающие ее варианты теории, предложенные в работах Е.С. Лейтеса и В.И. Корсуна, нуждаются в дальнейшем развитии на основе экспериментальных исследований по специальным программам нагружения.

2. Разработана методика и выполнены экспериментально-теоретические исследования упругопластических и псевдопластических деформаций бетонов классов В25÷В80 при простых и сложных режимах одно- и трехосного сжатия. Предложены уточненные аналитические выражения для описания упругопластических и псевдопластических деформаций бетона, обусловленных процессами микро- и макротрещинообразования в его структуре.

3. Получены результаты экспериментальных исследований закономерностей деформирования и разрушения бетонов классов В25÷В80 в условиях трехосного равномерного и неравномерного сжатия при простых и сложных режимах нагружения.

При нагружениях гидростатическим сжатием величины дополнительных пластических деформаций относительного уплотнения объема  $\theta_{pl}$ , установленные для наибольших достигнутых в опытах уровнях среднего напряжения  $\eta_0 = \sigma_0 / R_b = 4,6; 2,03; 1,25$  соответственно бетонам классов В25, В50, В80, составили 127%, 62% и 22% от соответствующих расчетных величин  $\theta_{el}$  в предположении упругого деформирования бетона.



Прирост прочности для бетона класса В25 при  $\eta_0 = \sigma_0/R_b = 4,6$  для программ сложного нагружения 1+2 и 1+3 составил 824% и 1079% соответственно, для бетона класса В80 при  $\eta_0 = \sigma_0/R_b = 1,25$  при тех же программах нагружения прирост составил 244% и 325% соответственно, что подтверждает большее влияние дополнительного бокового обжатия на прирост прочности у бетонов более низких классов прочности в сравнении с более прочными бетонами.

4. Выполнено развитие варианта модифицированной ортотропной дилатационной модели деформирования бетона в части разработки уточненных аналитических выражений для модуля упругопластических деформаций  $E^{ep}$ , для объемных деформаций уплотнения  $\theta_{pc}$  и разуплотнения  $\theta_d$  применительно к общему случаю объемного напряженно-деформированного состояния, а также в части учета влияния исходных характеристик механических свойств бетонов разных классов в диапазоне от В25 до В80 и сложных режимов нагружения.

5. Результаты теоретических исследований характеристик объемного НДС железобетонных элементов при сложных режимах силовых и температурных воздействий с применением разработанных для ПЭВМ алгоритмов и методик свидетельствуют о том, что учет работы бетона в условиях объемного напряженного состояния и физической нелинейности его деформирования с использованием разработанных в настоящем исследовании аналитических выражений для ортотропной дилатационной модели деформирования бетона позволяет достоверно оценить характеристики объемного напряженно-деформированного состояния конструкций зданий и сооружений.

6. Результаты исследований внедрены:

- при оценке напряженно-деформированного состояния опорных фундаментных балок-стенок под внутреннюю оболочку башенного копра клетьевого ствола №4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь»;

- при разработке лекционных курсов дисциплин «Физические модели бетона и железобетона. Основы построения диаграммных методов расчета строительных конструкций», «Методы решения научно-исследовательских задач в строительстве».

**СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Баженов, Ю. М. Высокопрочный бетон с химическими добавками [Текст] / Ю. М. Баженов, В. Н. Мамаевский, Т. А. Ершова // Бетон и железобетон. – Москва, 1977. – № 8. – С. 29-31.
2. Балан, Т. А. Вариант критерия прочности структурно-неоднородных материалов при сложнапряженном состоянии [Текст] / Т. А. Балан // Проблемы прочности. – 1986. – №2. – С. 21-26.
3. Бамбура, А. Н. Экспериментальные исследования закономерности деформирования бетона при двухосном сжатии [Текст] / А. Н. Бамбура, А. И. Давиденко // Строительные конструкции. – 1989. – Вып. 42 – С. 95-100.
4. Батраков, В. Г. Модифицированные бетоны. Теория и практика [Текст] / В. Г. Батраков; [2-е изд., перераб. и доп.]. – М.: Технопроект, 1998. – 768 с.
5. Безухов, Н. И. Основы теории упругости, пластичности и ползучести [Текст] / Н. И. Безухов. – М.: Высшая школа, 1968. – 512 с.
6. Берг, О. Я. О прочности бетона при двухосном сжатии [Текст] / О. Я. Берг, Н. В. Смирнов // Бетон и железобетон. – 1965. – № 11. – С. 37-39.
7. Берг, О. Я. Исследование прочности и деформаций бетона при двухосном сжатии [Текст] / О. Я. Берг, Н. В. Смирнов // Труды Всесоюзн. НИИ транспорт. строительства. – М.: 1966, вып. 60. – С. 79-108.
8. Берг, О. Я. Исследование напряженного и деформированного состояния бетона при трехосном сжатии [Текст] / О. Я. Берг, Г. Г. Соломенцев // Труды Всесоюзн. НИИ транспорта, строительства. – М.: 1969, вып. 70. – С. 106-123.
9. Бич, П. М. Об испытании бетона при сложных напряженных состояниях [Текст] / П. М. Бич, П. Г. Чеснаков, В. Н. Радюк // Бетон и железобетон. – 1978. – № 2. – С. 16-17.
10. Буслер, Л. Э. Разрушение бетона в условиях двухосного сжатия-растяжения [Текст] / Л. Э. Буслер // Новые исследования по технологии, расчету и конструированию железобетонных конструкций. Под ред. Б. А. Крылова и Н. Н. Коровина. – М.: НИИЖБ., 1980. – С. 9-15.

11. Веригин, К. П. Сопротивление бетона разрушению при одновременном действии осевого растяжения и сжатия [Текст] / К. П. Веригин // Бетон и железобетон. – 1956. – №2. – С. 64-67.
12. Виноградова, Т. Н. Влияние распора на работу железобетонных балочных конструкций при кратковременных динамических воздействиях: автореф. дис. ... канд.техн.наук / Виноградова Тамара Николаевна. – М., 1977. – 20 с.
13. Галлагер, Р. Метод конечных элементов. Основы [Текст] / Р. Галлагер. – М.: Мир, 1984. – 428 с.
14. Гвоздев, А. А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия [Текст] / А. А. Гвоздев. – М.: Госстройиздат, 1949. – 280 с.
15. Гвоздев, А. А. Прочность бетона при двухосном напряженном состоянии [Текст] / А. А. Гвоздев, П. М. Бич // Бетон и железобетон. – 1974. – №7. – С. 10-11.
16. Гениев, Г. А. Теория пластичности бетона и железобетона [Текст] / Г. А. Гениев, В. Н. Киссюк, Г. А. Тюпин. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
17. Гениев, Г. А. Вариант условия прочности бетона [Текст] / Н. М. Аликова, Г. А. Гениев // Теоретические исследования в области строительной механики пространственных систем. – М.: 1976. – С. 21-27.
18. ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призмочной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона. – М.: Стандартинформ – 2005 – 14 с.
19. ГОСТ 24544-81. Бетоны. Методы определения деформаций усадки и ползучести. – М.: Изд-во стандартов – 1981 – 24 с.
20. ДБН В.2.6-98:2009. бетонні та залізобетонні конструкції. Київ: Мінрегіонбуд, 2011 – 70 с.
21. Добромислов, А. Н. Расчёт железобетонных сооружений с использованием программы «Ли́ра» [Текст] / А. Н. Добромислов. – М.: Издательство АСВ, 2015. – 200 с.
22. Зайцев, Л. Н. Влияние распора на распределение усилий, несущую способность и деформативность статически неопределимых железобетонных балок [Текст] / Л. Н. Зайцев // Трещиностойкость и деформативность обычных и

предварительно напряженных железобетонных конструкций: Сб. трудов НИИЖБ. -М.: Стройиздат, 1965.

23. Зайченко, Н. М. Высокопрочные тонкозернистые бетоны с комплексно модифицированной микроструктурой [Текст] / Н. М. Зайченко. – Макеевка: ДонНАСА, 2009. – 207 с.

24. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике [Текст] / О. Зенкевич. – М.: Мир, 1975. – 541 с.

25. Иссерс, Ф. А. Прочностные и деформативные свойства высокопрочных бетонов с модификатором МБ 10-01 [Текст] / Ф. А. Иссерс, М. Г. Булгакова, Н. И. Вершинина // Бетон и железобетон. – Москва, 1999. – №3. – С. 6-9.

26. Каприелов, С. С. Комплексный модификатор бетона марки МБ-01 [Текст] / С. С. Каприелов, А. В. Шейнфельд, В. Г. Батраков // Бетон и железобетон. – 1997. – №5. – С. 38-41.

27. Каприелов, С. С. Модифицированные бетоны нового поколения: реальность и перспектива [Текст] / С. С. Каприелов, В. Г. Батраков, А. В. Шейнфельд // Бетон и железобетон. – 1999. – №6. – С. 6-10.

28. Каприелов, С. С. Влияние состава органоминеральных модификаторов серии «МБ» на их эффективность [Текст] / С. С. Каприелов, А. В. Шейнфельд // Бетон и железобетон. – Москва, 2001. – №5. – С. 11-15.

29. Каприелов, С. С. Влияние органоминерального модификатора МБ-50С на структуру и деформативность цементного камня и высокопрочного бетона [Текст] / С. С. Каприелов, Н. И. Карпенко, А. В. Шейнфельд, Е. Н. Кузнецов // Бетон и железобетон. – Москва, 2003. – №3. – С. 2-7.

30. Каприелов, С. С. О регулировании модуля упругости и ползучести высокопрочных бетонов с модификатором МБ-50С [Текст] / С. С. Каприелов, Н. И. Карпенко, А. В. Шейнфельд, Е. Н. Кузнецов // Бетон и железобетон. – Москва, 2003. – №6. – С. 8-12.

31. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н. И. Карпенко. – М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.

32. Карпенко, Н. И. Об одной характерной функции прочности бетонов при трехосном сжатии [Текст] / Н. И. Карпенко // Строительная механика и расчет сооружений. – 1982. - №2. – С. 33-36.

33. Карпенко, Н. И. К построению условия прочности бетонов при неоднородных напряженных состояниях [Текст] / Н. И. Карпенко // Бетон и железобетон. – 1985. - №10 – С. 35-37.

34. Карпенко, Н. И. Результаты исследования физико-механических и реологических характеристик высокопрочного бетона [Текст] / Н. И. Карпенко, С. С. Каприелов, Д. С. Ромкин, И. М. Безгодов, А. А. Андрианов // Известия Орловского государственного технического университета. Серия: Строительство и транспорт. – 2009. – №. 1-21. – С. 28-37.

35. Карпенко, Н. И. Деформации железобетонного элемента с учетом усадочных деформаций [Текст] / Н. И. Карпенко, В. А. Ерышев, Е. В. Латышева, А. С. Бондаренко // Вестник Волгоградского государственного архитектурно-строительного университета. Серия: Строительство и архитектура. – 2013. – №. 31-2. – С. 344-357.

36. Karpenko, N. I. Determination of the Strength and Orientation of Destruction Concrete's Surfaces for Different Types of Bulk Stress State [Текст] / N. I. Karpenko, S. N. Karpenko // Procedia Engineering. – 2015. – Т. 111. – С. 378-385.

37. Качанов, Л. М. Основы теории пластичности [Текст] / Л. М. Качанов. – М.: Наука, 1969. – 420 с.

38. Кириллов, А. П. Исследования прочности бетона в сложном напряженном состоянии [Текст] / А. П. Кириллов, П. Г. Павлов // Бетон и железобетон. – 1989. – №6. – С. 15-16.

39. Климов, Ю. А. Опыт применения высокопрочного бетона в зарубежном строительстве [Текст] / Ю. А. Климов, В. В. Палладий, Г. А. Голубничий // Будівельні конструкції. – К.: НИИСК, 2003.– №. 59. Т. 1. – С. 52-56.

40. Клованич, С. Ф. Анализ пространственного напряженно-деформированного состояния массивных железобетонных конструкций методом конечных элементов

[Текст] / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко // Пространственные конструкции зданий и сооружений, под ред. П.Г. Еремеева. – М.: 2008 Вып. 11 – С. 31-38.

41. Клованич, С. Ф. Метод конечных элементов в механике железобетона [Текст] / С. Ф. Клованич, И. Н. Мироненко. – Одесса: ОНМУ, 2007. – 110 с.

42. Клованич, С. Ф. Метод конечных элементов в нелинейных расчетах пространственных железобетонных конструкций [Текст] / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко // Издательство ОНМУ. – Одесса: 2009. – 89 с.

43. Клованич, С. Ф. Численный эксперимент по исследованию деформационных теорий пластичности бетона [Текст] / С. Ф. Клованич, Д. И. Безушко // Вестник ОГАСА. Одесса: 2006. Вып. 22 – С. 122-130.

44. Кодекс-образец ЕКБ-ФИП для норм по железобетонным конструкциям, т. II. [Текст] // Европейский комитет по бетону. – М.: – 1984. – 275 с.

45. Козачевский, А. И. Модификация деформационной теории пластичности бетона и плоское напряженное состояние железобетона с трещинами [Текст] / А. И. Козачевский // Строительная механика и расчет сооружений. – 1983. – №. 4. – С. 12-16.

46. Корсун, В. И. Температурные усилия, прочность и трещиностойкость элементов железобетонных дымовых труб, работающих в температурном диапазоне  $-50^{\circ}\text{C}+150^{\circ}\text{C}$ , с учетом плоского напряженного состояния [Текст] : автореф. дисс... канд. техн. наук: 05.23.01. / Корсун Владимир Иванович. – М., 1988. – 24 с.

47. Корсун, В. И. Влияние температур от  $-50$  до  $+150^{\circ}\text{C}$  на прочность и деформации тяжелого бетона при плоском напряженном состоянии [Текст] / В. И. Корсун, А. М. Баев // Новые технологические решения для строительной промышленности Донбасса: Сб. науч. тр. – К.: УМВ ВО, 1989. – С. 129-136.

48. Корсун, В. И. К учету направленного развития микроразрушений в ортотропной модели бетона [Текст] / В. И. Корсун // Будівельні конструкції. – К.: НДІБК. – 1999. – № 50 – С. 119-124.

49. Корсун, В. И. Об особенностях испытаний бетона при неодноосных напряженных состояниях в условиях температурных воздействий [Текст] /

В. И. Корсун, Ю. Ю. Калмыков // Вестник ДонГАСА. – вып. 2003-2[39]: Будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Макеевка. – 2003. – Т. 1. – С. 198-201.

50. Корсун, В. И. Прочность и деформации высокопрочных мелкозернистых модифицированных бетонов в условиях кратковременного нагрева до  $+200^{\circ}\text{C}$  [Текст] / В. И. Корсун, А. В. Корсун, А. С. Волков // Одеса: ОДАБА 2007. — С. 207-212.

51. Корсун, В. И. Деформативные свойства мелкозернистых высокопрочных бетонов с органоминеральным модификатором на основе минеральных отходов промышленности донбасса [Текст] / В. И. Корсун, Н. М. Зайченко, А. С. Волков // Современное промышленное и гражданское строительство. – 2008. – Т. 4. – №. 2. – С. 83-91.

52. Корсун, В. И. Механические и реологические свойства высокопрочных модифицированных бетонов при осевом сжатии [Текст] / В. И. Корсун, А. С. Волков // Коммунальное хозяйство городов. – 2009. – №. 86. – С. 130-139.

53. Корсун, В. И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий [Текст] / В. И. Корсун. – Макеевка: ДонГАСА, 2003. – 153 с.

54. Корсун, В. И. Влияние масштабного фактора и повышенных температур на прочность и деформации высокопрочного модифицированного бетона [Текст] / В. И. Корсун, А. В. Корсун // Вестник МГСУ. – 2014. – №. 3. – С. 179-188.

55. Корсун, В. И. Применение соотношений деформационной теории пластичности для описания деформаций бетона при сложных режимах многоосного нагружения [Текст] / В. И. Корсун, А. В. Недорезов // Сучасне промислове та цивільне будівництво. – Макіївка: ДонНАБА. – 2013. – Т. 9, № 3 – С. 175-185.

56. Корсун, В. И. Закономерности ортотропного деформирования бетона при неосесимметричном сжатии [Текст] / В. И. Корсун, Ю. Ю. Калмыков, А. В. Недорезов // Механика разрушения бетона, железобетона и других строительных материалов:

сб. ст. по матер. 7-й междунар. науч. конф. – Воронеж: РААСН, Воронежский ГАСУ, 2013. – Т.1 – С. 178-187.

57. Корсун, В. И. Совершенствование методики испытаний бетона при неодностосном сжатии [Текст] / В. И. Корсун, А. В. Недорезов // Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури. Сучасні будівельні матеріали: зб. наук. пр. – Макіївка: ДонНАБА. – 2014. – Вип. 2014 – 1 (105). – С. 163-171.

58. Корсун, В. И. Сопоставительный анализ критериев прочности для бетонов [Текст] / В. И. Корсун, А. В. Недорезов, С. Ю. Макаренко // Сучасне промислове та цивільне будівництво. – Макіївка: ДонНАБА. – 2014. – Т. 10, № 1 – С. 65-78.

59. Корсун, В. И. Вариант описания закономерностей упругопластического и псевдопластического деформирования бетона в условиях объемного напряженного состояния [Текст] / В. И. Корсун, А. В. Недорезов // Сучасне промислове та цивільне будівництво. – Макіївка: ДонНАБА. – 2014. – Т. 10, № 2 – С. 147-168.

60. Korsun, V. The Influence of the Initial Concrete Strength on its Deformation under Triaxial Compression [Текст] / V. Korsun, Y. Kalmykov, A. Niedoriezov, A. Korsun // Procedia Engineering (включено в SCOPUS). – 117 (2015) – pp. 959-969.

61. Корсун, А. В. Напряженно-деформированное состояние сжатых железобетонных элементов из высокопрочных модифицированных бетонов, в том числе в условиях нагрева до +200°C [Текст] : автореф. дисс. ... канд. техн. наук: спец. 05.23.01 / Корсун Артем Владимирович – Макеевка, ДонНАСА, 2007. – 20 с.

62. Корсун, А. В. Особенности деформирования и разрушения высокопрочных модифицированных бетонов в условиях нагрева до +200°C [Текст] / А. В. Корсун // Вестник ДонНАСА. – Макеевка: ДонНАСА. – Вип. 2007 – 1(63) – 2007. – С. 116-121.

63. Корсун, А. В. Прочность и деформации элементов из высокопрочного модифицированного бетона с косвенным армированием [Текст] / А. В. Корсун // Вісник Національного університету "Львівська політехніка". – 2010. – № 662: Теорія і практика будівництва. – С. 284–287.



64. Крагельский, И. В. Коэффициента трения. Справочное пособие [Текст] / И. В. Крагельский, И. Э. Виноградова. – М.: МАШГИЗ, 1962. – 220 с.
65. Кричевский, А. П. Расчет железобетонных инженерных сооружений на температурные воздействия [Текст] / А. П. Кричевский. – М.: Стройиздат, 1984. – 148 с.
66. Круглов, В. М. Основные физические соотношения для бетона в плоском напряженном состоянии [Текст] / В. М. Круглов, А. И. Козачевский // Соппротивление материалов и теория сооружений. – 1989. – №. 55. – С.71-77.
67. Кузнецов, Е. Н. О регулировании модуля упругости и ползучести высокопрочных бетонов с модификатором МБ-50С [Текст] / Е. Н. Кузнецов, С. С. Каприелов, Н. И. Карпенко, А. В. Шейнфельд // Бетон и железобетон. – Москва, 2003. – №6. – С. 25–32.
68. Кулик, И. И. Прочность бетона при плоском сжатии-растяжении [Текст] / И. И. Кулик // Вопросы строительства и архитектуры. – Мн.: 1977, вып. № 7. – С. 92-98.
69. Кумпяк, О. Г. Экспериментальные исследования опертых по контуру железобетонных плит с распором [Текст] / О. Г. Кумпяк, З. Р. Галяутдинов // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. – 2015. – №. 3. – С. 113-120.
70. Левин, В. М. Влияние формы предельной поверхности на описание деформирования бетона соотношениями теории течения [Текст] / В. М. Левин, С. В. Шабельник // Современное промышленное и гражданское строительство. Макеевка: Изд-во ДонНАСА, 2013. – Т. 9, № 4. – С. 195-201.
71. Лейтес, Е. С. К уточнению одного из условий прочности бетона [Текст] / Е. С. Лейтес // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействии различной длительности. Сборник научных трудов. – М.: НИИЖБ, 1980. – С. 37-40.
72. Лейтес, Е. С. К построению теории деформирования бетона, учитывающей нисходящую ветвь диаграммы деформаций материала [Текст] / Е. С. Лейтес //

Новые исследования элементов железобетонных конструкций при различных предельных состояниях. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1982. – С. 24-32.

73. Малашкин, Ю. Н. Оценка предельных состояний бетона при двухосном сжатии [Текст] / Ю. Н. Малашкин, И. М. Безгодов // Материалы конференций и совещаний по гидротехнике «Предельные состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений» – Л.: 1982 – С. 183-188.

74. Матков, Н. Г. О диаграммах деформирования сжимаемых железобетонных элементов с продольным и поперечным армированием [Текст] / Н. Г. Матков // Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – С. 135-142.

75. Матков, Н. Г. Сопротивление сталеполимербетонных конструкций и их стыков [Текст] / Н. Г. Матков. – М.: Изд-во Воентехлит, 1999. – 164 с.

76. Москвитин, В. В. Пластичность при переменных нагрузениях [Текст] / В. В. Москвитин. – М.: Изд-во Московского университета, 1965. – 263 с.

77. Надаи, А. Пластичность и разрушение твердых тел [Текст] / А. Надаи // Издательство иностранной литературы. – М.: Т.1. – 1954 – 647 с.

78. Оден, Дж. Конечные элементы в нелинейной механике сплошных сред. Пер. с англ. [Текст] / Дж. Оден. – М.: Мир, 1976. – 464 с.

79. Паровая турбина К-300-240 ХТГЗ [Текст] // Под общей редакцией Ю. Ф. Косяка. М.: Энергоиздат. – 1982 – 272 с.

80. Перваков, В. Н. Прочность тяжелого бетона при трехосном напряженном состоянии "растяжение-сжатие-сжатие" [Текст] / В. Н. Перваков // Новое в технологии, расчете и конструировании железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1984. – С. 90-96.

81. Писаренко, Г. С. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии [Текст] / Г. С. Писаренко, А. А. Лебедев. – К.: Наукова думка, 1976. – 414с.

82. Попов, Н. Н. Динамический расчет железобетонных конструкций [Текст] / Н. Н. Попов, Б.С. Расторгуев. – М.: Стройиздат, 1974. – 207 с.

83. Рекомендации по определению прочностных и деформационных характеристик бетона при одноосных напряженных состояниях [Текст]. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1985, 72 с.

84. Рекомендации по подбору составов тяжелых и мелкозернистых бетонов (к ГОСТ 27006-86) [Текст]. – М.: ЦИТП, 1990. – 88 с.

85. Рекомендации по проектированию железобетонных дымовых труб [Текст]. – М.: 1985. – 120 с.

86. Руководство по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций [Текст] / НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР. – М., Стройиздат, 1975. – 192 с.

87. СНиП II-B.1-62. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – М.: Гостройиздат, 1962. – 100 с.

88. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – М.: Стройиздат, 1976. – 89 с.

89. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования [Текст]. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.

90. СП 63.13330.2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения [Текст]. Утв. Минрегионразвития РФ 29.12.11: ввод в действие с 01.01.13. – М.: ФАУ «ФРС», 2012. – 165 с.

91. Свиридов, Н. В. Механические свойства особо прочного цементного бетона [Текст] / Н. В. Свиридов, М. Г. Коваленко, В. М. Чесноков // Бетон и железобетон. – 1991. – №2. – С. 7-9.

92. Свиридов, Н. В. Прочность и деформативность железобетонных элементов из особо прочного бетона [Текст] / Н. В. Свиридов, М. Г. Коваленко, В. М. Чесноков // Бетон и железобетон. – 1991. – №12. – С. 19-21.

93. Симбиркин, В. Н. Расчет напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов, работающих с распором [Текст] / В. Н. Симбиркин // Вестник НИЦ Строительство. – 2010. – №. 2. – С. 84-94.

94. Сытник, В. И. Экспериментальные исследования прочности и деформативности высокопрочных бетонов [Текст] / В. И. Сытник, Ю. А. Иванов //

Высокопрочные бетоны / Под ред. Н.И. Сытника. – К.: Будівельник, 1967. – С. 54-72.

95. Филин, А. П. Прикладная механика твердого деформируемого тела. Том 1. [Текст] / А. П. Филин. – М.: Наука, 1975. – 832с.

96. Филоненко-Бородич, М. М. Механические теории прочности [Текст] / М. М. Филоненко-Бородич //Издательство Московского Университета. – М.: 1961. – 94 с.

97. Черепанов, Г. П. Механика хрупкого разрушения [Текст] / Г. П. Черепанов. – М.: Наука, 1974. – 640 с.

98. Янкелевич, М. А. К расчету железобетонных балок и плит, работающих с распором [Текст] / М. А. Янкелевич // Строительные конструкции. – 1982. – №.35 С. 25-30.

99. Яшин, А. В. Критерии прочности и деформирования бетона при простом нагружении для различных видов напряженного состояния [Текст] / А. В. Яшин // Расчет и конструирование железобетонных конструкций. Под ред. А.А. Гвоздева. – М.: 1977. – С. 48-57.

100. Яшин, А. В. Влияние сложного (непропорционального) нагружения на деформации и прочность бетона при трехосном сжатии [Текст] / А. В. Яшин, А. К. Кулманов // Поведение бетонов и элементов железобетонных конструкций при воздействиях различной длительности. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1980. – С. 4-17.

101. Яшин, А. В. Макромеханика разрушения при сложных (многоосных) напряженных состояниях [Текст] / А. В. Яшин // Прочностные и деформационные характеристики элементов бетонных и железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 1981. – С. 3-29.

102. Яшин, А. В. Теория деформирования бетона при простом и сложном нагружениях [Текст] / А. В. Яшин // Бетон и железобетон. – 1986. – №8. – С. 39-42.

103. Ahmad, S. H. Orthotropic model of concrete for triaxial stresses [Текст] / S. H. Ahmad, S. P. Shah, A. R. Khaloo // Journal of structural engineering New York, N.Y. – 1986. – 112 (1), pp. 165-181.
104. Bongers, J. P. W. Concrete in multiaxial compression – a multilevel analysis [Текст] / J. P. W. Bongers, H. S. Rutten // Heron-English edition. – 1998. – 43 (3), pp. 159-180.
105. Buyukozturk, O. Constitutive modeling of concrete in finite element analysis [Текст] / O. Buyukozturk, S. S. Shareef// Computers & Structures. – 1985. – 21 (3), pp. 581-610.
106. Candappa, D. C. Complete triaxial stress-strain curves of high-strength concrete [Текст] / D. C. Candappa, J. G. Sanjayan, S. Setunge // Journal of Materials in Civil Engineering. – 2001. – 13 (3), pp. 209-215.
107. Chen, W. F. Constitutive models for concrete [Текст] / W. F. Chen, H. Suzuki // Computers and Structures. – 1980. – 12 (1), pp. 23-32.
108. Christiansen, K. P. The effect of membrane stress on the interior panel in a reinforced concrete slab [Текст] / K. P. Christiansen // The structural Engineer. – 1963. – №8, vol.41. – pp. 261-265.
109. Dupray, F. Comportement du béton sous fort confinement: Étude en compression et en extension triaxiales à l'échelle mésoscopique, s.l.: Thèse de doctorat [Текст] / F. Dupray. – Grenoble, Université Joseph Fourier - Grenoble I., 2008. – 192 p.
110. EN 1992-1:2001 (Final Draft, April, 2002) Eurocode-2: Design of Concrete Structures – Part 1: General Rules for Building. – Brussels. – [CEN], 2002. – 230p.
111. FIB Model Code 2010. Vol.1. Final Draft. Fib bulletin 55. 2010 – 293 p.
112. Gabet, T. Triaxial behaviour of concrete under high stresses: Influence of the loading path on compaction and limit states [Текст] / T. Gabet, Y. Malecot, L. Daudeville // Cement and Concrete Research. – 2008. – Vol.38. – No.3 – pp. 403–412.
113. Galle, C. Behavior of High Performance Concrete Under High Temperature (60÷450°C) for Surface Long-Term Storage: Thermo-Hydro-Mechanical Residual

Properties [Текст] / C. Galle, J. Sercombe, M. Pin, G. Arcier, P. Bouniol // Mat. Res. Soc. Proc. – 2001. – Vol. 663.

114. Geel, Van E. Concrete behavior in multiaxial compression, experimental research [Текст] / Van E. Geel // Doctoral thesis, TU Eindhoven. – 1998. – 178 p.

115. Gerstle, K. B. Behavior of concrete under multiaxial stress states [Текст] / K. B. Gerstle, H. Aschl, R. Bellotti, H. Y. Ko, D. Linse, J.B. Newman, P. Rossi, G. Schickert, M.A. Taylor, L.A. Traina, H. Winkler, R.M. Zimmerman // ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division. – 1980. – 106 (6), pp. 1383-1403.

116. Grassl, P. Concrete in compression: a plasticity theory with a novel hardening law [Текст] / P. Grassl, K. Lundgren, K. Gylltoft // International Journal of Solids and Structures. – 2002. – Vol.39. – No.20. – pp. 5205-5223.

117. Guralnick, S.A. Design of concrete members subjected to triaxial compression [Текст] / S. A. Guralnick, L. Gunawan // Practice Periodical on Structural Design and Construction. – 2009. – 14 (1), pp. 43-49.

118. Hampel, T. High-Performance Concrete under Biaxial and Triaxial Loads [Текст] / T. Hampel, K. Speck, S. Scheerer, R. Ritter, M. Curbach // ASCE, Journal of Engineering Mechanics. – 2009. – November, Vol.135 – pp. 1274-1280.

119. Hansen, T. C. Triaxial test with concrete and cement paste [Текст]: Report № 319 / T. C. Hansen. – Lyngby, Technical University of Denmark, 1995. – 54p. – ISBN 87-7740-156-5. – ISSN 0909-587X.

120. Hilsdorf, H. Versuchstechnische Probleme beim Studium der Verformungseigenschaften des Betons [Текст] / H. Hilsdorf // Materialprüfung. – 1963. – №5.

121. Kodur, V. K. R. A model for evaluating the fire resistance of high performance concrete columns [Текст] / V.K.R. Kodur, T.C. Wang, F.P. Cheng, M.A. Sultan // 7<sup>th</sup> International Association of Fire Safety Science Symposium, Worcester, MA., June 2002. – pp. 1013-1024.

122. Kotsovos, M. D. A fundamental explanation of the behavior of reinforced concrete beams in flexure based on the properties of concrete under multiaxial stress [Текст] / M. D. Kotsovos // Material of construction. – 1982. - № 90. – pp. 529-538.

123. Kupfer, H. Das Verhalten des Betons unter zweiachsiger Beanspruchung [Текст] / H. Kupfer // Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität. – Dresden, 1968. – № H.6 – pp. 1515-1518
124. Kupfer, H. Behavior of Concrete Under Biaxial Stress [Текст] / H. Kupfer // ACI Journal. – 1969. – Vol.66 – №8 – pp. 656-666.
125. Lin, T. C. Y. Biaxial stress-strain relation for concrete [Текст] / T. C. Y. Lin, A. H. Nilson, F. O. Slate // «Journal of the Structural Division» ASCE. – 1972. – Vol.98 – №5 – pp. 1025-1034.
126. Liu, J. An elastoplastic damage constitutive model for concrete [Текст] / J. Liu, G. Lin, H. Zhong // China Ocean Engineering. – 2013 – 27 (2), pp. 169-182.
127. Mainguy, M. Modeles de diffusion non-lineaires en milieu poreux. Applications a la dissolution et au sechage des materiaux cimentaires: Thèse de doctorat [Текст] / M. Mainguy // École Nationale des Ponts et Chaussées. – 1999. – 263 p.
128. Mier, Van J.G.M. Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions [Текст] / by Johannes Gerardus Maria van Mier // Doctoral dissertation, Eindhoven University of Technology, The Netherlands. – 1984. – 349 p.
129. Mills, L. L. Compressive strength of plain concrete under multiaxial loading conditions [Текст] / L. L. Mills, R. M. Zimmerman // ACI Journal. – 1970. – Vol.68 – №10 – pp. 802-807.
130. Nilson, A. H. High strength concrete: an overview of Cornell research [Текст] / A. H. Nilson // Proceeding of Symposium on Utilization of High-Strength Concrete. – Stavanger, Norway, 1987. – pp. 27-38.
131. Papanikolaou, V. K. Confinement-sensitive plasticity constitutive model for concrete in triaxial compression [Текст] / V. K. Papanikolaou, A. J. Kappos // International Journal of Solids and Structures. – 2007 – Vol.44 – pp. 7021–7048.
132. Petkovski, M. Apparatus for testing concrete under multiaxial compression at elevated temperature (mac2T) [Текст] / M. Petkovski, R.S. Crouch, P. Waldron // Experimental Mechanics. – 2006. – №46 – pp. 387 – 398.
133. Rosenthal, I. Strength of plain concrete under biaxial stress [Текст] / I. Rosenthal, J. Glucklich // ACI Journal. – 1970. – Vol.67 – №11 – pp. 903–914.

134. Sfer, D. Study of the behavior of concrete under triaxial compression [Текст] / D. Sfer, I. Carol, R. Gettu, G. Etse // Journal of Engineering Mechanics. – 2002. – 128 (2), pp. 156-163.

135. Shang, H-s. Experimental study on strength and deformation of plain concrete under triaxial compression after freeze-thaw cycles [Текст] / Huai-Shuai Shang, Yu-Pu Song, Li-Kun Qin // Building and Environment. – 2008. – No.43 – pp. 1197-1204.

136. Shang, H-s. Behavior of air-entrained concrete after freeze-thaw cycles [Текст] / Huai-Shuai Shang, Yu-Pu Song, Jinping Ou // Acta Mechanica Solida Sinica. – 2009. – June, Vol. 22, No. 3 – pp. 261-266.

137. Shuaib, H. Complete triaxial stress-strain curves for concrete [Текст] / H. Shuaib, P. Surendra // Proc. ASCEJ Struct. – 1982. – № 108 – pp. 728-742.

138. Sohm, J. Essais de fluage confinés et thermo-régulés sur enrobés bitumineux: expérimentation et modélisation [Текст] / J. Sohm, T. Gabet, P. Horny, J. M. Piau // 20 Congrès Français de Mécanique. – France, 2011.

139. Schröder, S. Festigkeit und Verformungseigenschaften des Betons bei zweiachsiger Druckbeanspruchung [Текст] / S. Schröder, H. Opitz // Bauplanung Bautechnik. – 1968. – 22. Jg. Heft 4 – pp. 190 – 196.

140. Tan, T.H. Effects of triaxial stress on concrete [Текст]: 30th Conference on our world in concrete and structures / T. H. Tan // CI-Premier Pte Ltd. – Singapore, 2005. – Article online id: 100030007. – 10p. – Режим доступа к журн.: <http://www.cipremier.com/100030007>.

141. Tasuji, M. E. Stress-strain response and fracture of concrete in biaxial loading [Текст] / M. E. Tasuji, F. O. Slate, A. H. Nilson // ACI Journal. – 1978. – V.75 – №7 – pp. 306-312.

142. Thomas, G. Comportement triaxial du béton sous fortes contraintes: Influence du trajet de chargement, s.l.: Thèse de doctorat [Текст] / G. Thomas // Université Joseph Fourier. – 2006. – 186 p.

143. Thomas, G. Triaxial behaviour of concrete under high stresses: Influence of the loading path on compaction and limit states [Текст] / G. Thomas, Y. Malecot,



L. Daudeville // Cement and Concrete Research. – 2008. – Vol. 38 (2008) – pp. 403-412.

144. Torrenti, J. M. Comportement multiaxial du beton: aspects experimentaux et modelisation, s.l.: Thèse de doctorat [Текст] / J. M. Torrenti // École Nationale des Ponts et Chaussées. – 1987. – 350 p.

145. Vu, X. H. Strain measurements on porous concrete samples for triaxial compression and extension tests under very high confinement [Текст] / X. H. Vu, Y. Malecot, L. Daudeville // J. Strain Analysis. – 2009 – Vol. 44 – pp. 633 – 657.

146. Vu, X. H. Experimental analysis of concrete behavior under high confinement: Effect of the saturation ratio [Текст] / X. H. Vu, Y. Malecot, L. Daudeville, E. Buzaud // International Journal of Solids and Structures. – 2009. – Vol. 46 – pp. 1105 – 1120.

147. Walter, H. Dilger and Changqing Wang. Shrinkage and Creep of High-Performance Concrete (HPC) – A Critical Review. Proceeding Las Vegas, June 12, 1995. Symposium of Concrete Technology.

148. Wang, H. L. Behavior of mass concrete under biaxial compression-tension and triaxial compression-compression-tension [Текст] / H. L. Wang // Materials and Structures. – 2009. – V42. – pp. 241-249.

149. Willam, K. J. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete [Текст] / K. J. Willam, E. P. Warnke // Int. Assoc. Bridge. Struct. Eng. – 1974. – Proc., v.19, pp. 1-31.

150. Xiaobin, Lu. Behavior of high strength concrete with and without steel fiber reinforcement in triaxial compression [Текст] / Lu Xiaobin, Hsu Thomas Cheng-Tzu // Cement and Concrete Research. – 2006. – №36 – pp. 1679-1685.

151. Xiaobin, Lu. Stress-Strain Relations of High-Strength Concrete under Triaxial Compression [Текст] / Lu Xiaobin, Hsu Thomas Cheng-Tzu // Journal of Materials in Civil Engineering. – 2007. – 19 (3), pp. 261-268.

152. Xie, J. Mechanical properties of three high-strength concretes containing silica fume [Текст] / J. Xie, A. E. Elwi, J. G. MacGregor // ACI Materials Journal. – 1995. – 92 (2), pp. 135–145.

153. Zielinski, A. J. Concrete under biaxial loading: static compression-impact tension [Текст]: Report 5-85-1 / A. J. Zielinski. – Delft, Delft University of Technology, 1985. – 40 p.

154. Zhen-jun, He. Triaxial strength and failure criterion of plain high-strength and high-performance concrete before and after high temperatures [Текст] / He Zhen-jun, Yu-pu Song // Cement and Concrete Research. – 2010. – № 40 – pp. 171-178.

155. Zhou, J.J. Experimental study on mechanical behavior of high performance concrete under multi-axial compressive stress [Текст] / J. J. Zhou, J. L. Pan, C. K. Y. Leung, Z. J. Li // Science China Technological Sciences. – 2014. – 57 (12), pp. 2514-2522.

**ПРИЛОЖЕНИЕ А**  
**(Справки о внедрении)**



**Министерство образования и науки  
Донецкой Народной Республики**  
**Государственное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Донбасская национальная академия  
строительства и архитектуры»**

86123, г. Макеевка, ул. Державина, 2, тел.: (062) 340-15-80,  
(0623) 22-24-67, факс (0623) 22-77-19, email: mailbox@donnasa.ru, идент. код 02070795

от 31.10.17 № 4-08/2-68  
на № \_\_\_\_\_ от \_\_\_\_\_

Диссертационный совет Д 01.006.02 при  
ГОУ ВПО «Донбасская национальная  
академия строительства и архитектуры

**СПРАВКА**

о внедрении результатов исследований диссертационной работы  
Недорезова Андрея Владимирович на тему «Деформации и прочность  
железобетонных элементов при сложных режимах объемного напряженного  
состояния», представленную на соискание ученой степени кандидата технических  
наук по специальности 05.23.01 – Строительные конструкции, зданий и сооружения.

Комиссия в составе: проректора по учебной работе, д.т.н., профессора  
Зайченко Н.М., декана строительного факультета, к.т.н., доцента Алехина А.М.,  
начальника учебного отдела, к.э.н., доцента Сухины А.А. свидетельствует, что при  
подготовке специалистов по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство»,  
магистерская программа «Теория и проектирование зданий и сооружений», в лекционном  
материале дисциплин «Физические модели бетона и железобетона. Основы построения  
диаграммных методов расчета строительных конструкций», «Методы решения научно-  
исследовательских задач в строительстве» используются теоретические и практические  
данные по кандидатской диссертационной работе Недорезова Андрея Владимировича  
«Деформации и прочность железобетонных элементов при сложных режимах объемного  
напряженного состояния».

Члены комиссии:  
Проректор по учебной работе,  
д.т.н., профессор

/ Декан строительного факультета,  
к.т.н., доцент

Начальник учебного отдела,  
к.э.н., доцент



Н.М. Зайченко

А.М. Алехин

А.А. Сухина





МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ  
ДОНЕЦКОЙ НАРОДНОЙ РЕСПУБЛИКИ  
ГОСУДАРСТВЕННОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ

«ДОНГИПРОШАХТ»

ул. Артема, 125, г. Донецк, 83001

тел./факс (062) 305-36-11

E-mail: [dgsh@dgsh.donetsk.ua](mailto:dgsh@dgsh.donetsk.ua)

[www.dgsh.donetsk.ua](http://www.dgsh.donetsk.ua)

Код ЕГРПОУ 51001837

06.11.17 № 01-14/96

В специализированный совет по защите  
диссертаций

На № \_\_\_\_\_

О внедрении результатов  
диссертационной работы

Результаты диссертационной работы инженера *Недорезова А.В.* на соискание научной степени кандидата технических наук по теме: «Деформации и прочность железобетонных элементов при сложных режимах объемного напряженного состояния» приняты во внимание в части оценки напряженно-деформированного состояния опорных фундаментных балок под внутреннюю оболочку на отм 0.000 м с учетом фактических прочностных показателей материала и приобретенных повреждений. Работа выполнялась в рамках договора № 117-02-ЦВС/0000000000022726160013 от 06.03.2017 г. по теме «Обследование и оценка устойчивости и надежности строительных конструкций существующего башенного копра клетьевого ствола № 4 шахты им. В.И. Ленина ГП «Макеевуголь», разработка рекомендаций по их усилению при использовании данного копра в составе водоотливного комплекса с погружными насосами».

Расчеты опорных фундаментных балок по несущей способности и деформациям выполнены с учетом фактического технического состояния конструкций сооружения и влияния измененных технологических воздействий. Расчеты выполнены с использованием модифицированной и внедренной в расчетные комплексы модели деформационной теории пластичности бетона, учитывающей вид напряженно-деформированного состояния, неоднородность свойств и нелинейную работу материалов.

Справка выдана для представления в специализированный диссертационный совет Д 01.006.02 при ГОУ ВПО «Донбасская национальная академия строительства и архитектуры» для защиты кандидатской диссертационной работы и получения ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.01 «Строительные конструкции, здания и сооружения»

Директор



С.Е. Гулько

**ПРИЛОЖЕНИЕ Б**

**(Результаты расчетной оценки НДС бетонного  
образца-куба с учетом сил контактного трения)**

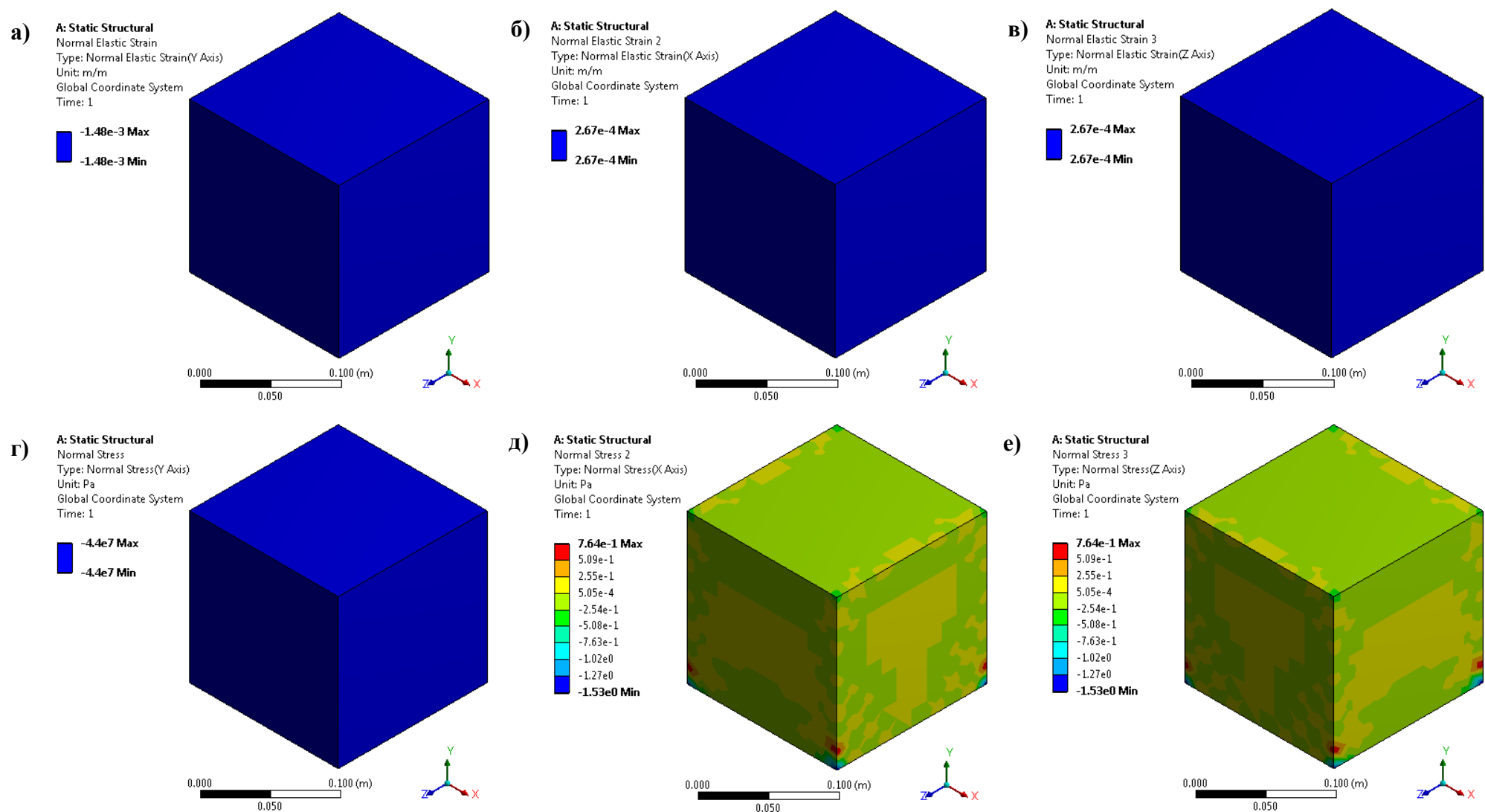


Рис. Б.1. Расчет 0а: деформации продольные  $\epsilon_y$  (а) и поперечные  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_z$  (б, в) в модели №0 при осевом сжатии вдоль оси «Y»; г, д, е – соответствующие нормальные напряжения вдоль осей «Y», «X» и «Z».

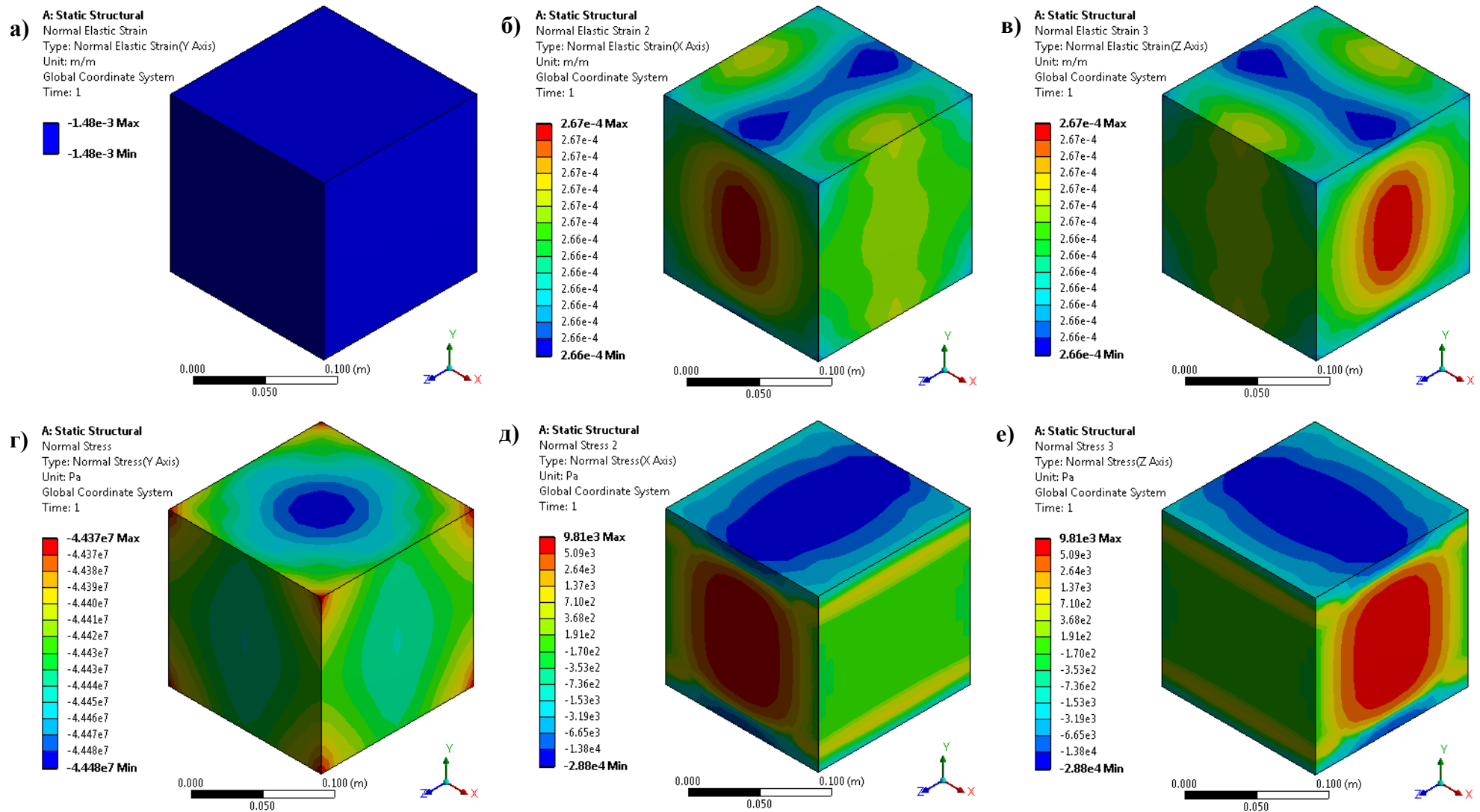


Рис. Б.2. Расчет 1а: деформации продольные  $\epsilon_y$  (а) и поперечные  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_z$  (б, в) в модели №1 при осевом сжатии вдоль оси «Y»; г, д, е – соответствующие нормальные напряжения вдоль осей «Y», «X» и «Z».



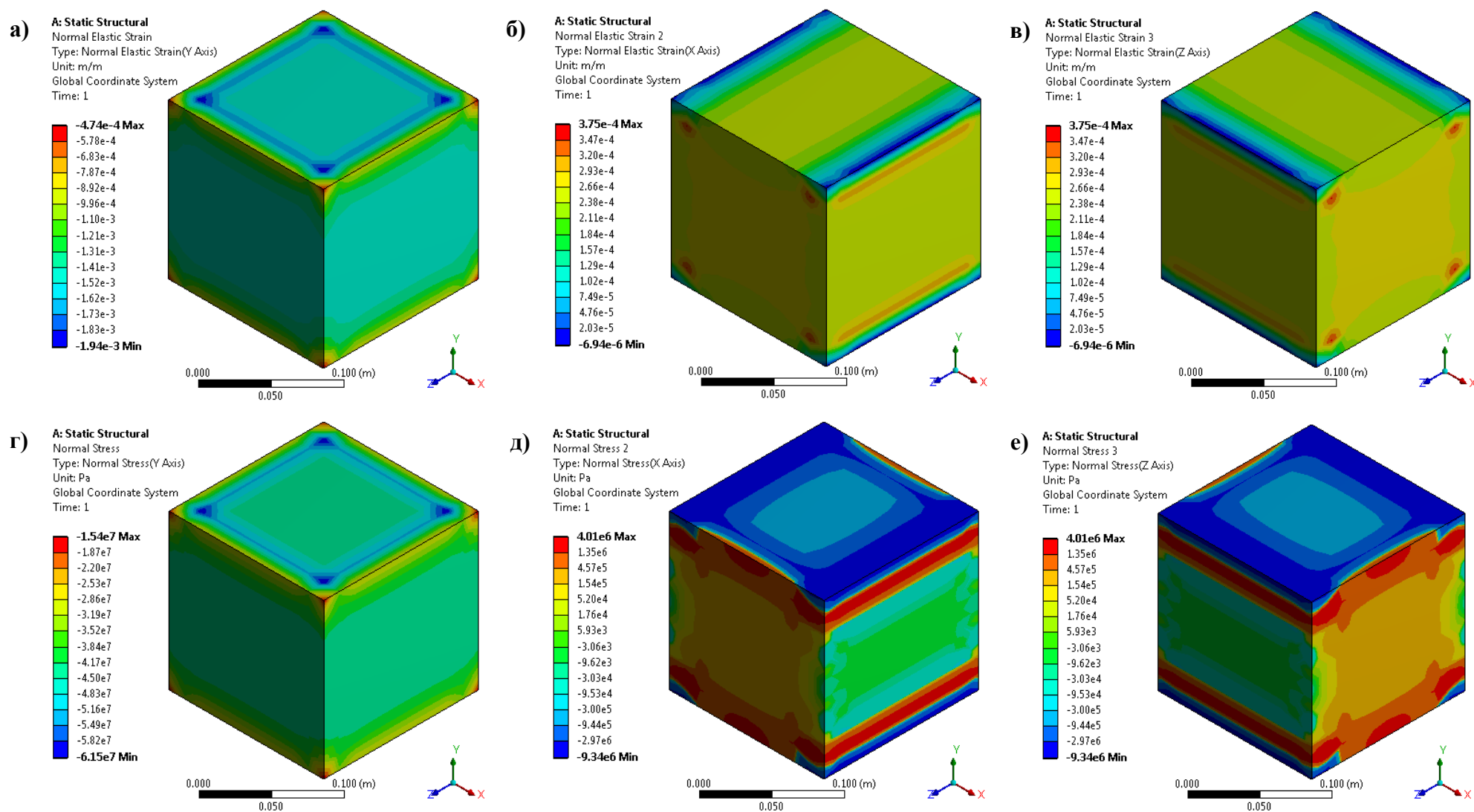


Рис. Б.3. Расчет 2а: деформации продольные  $\epsilon_y$  (а) и поперечные  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_z$  (б, в) в модели №2 при осевом сжатии вдоль оси «Y»; г, д, е – соответствующие нормальные напряжения вдоль осей «Y», «X» и «Z».

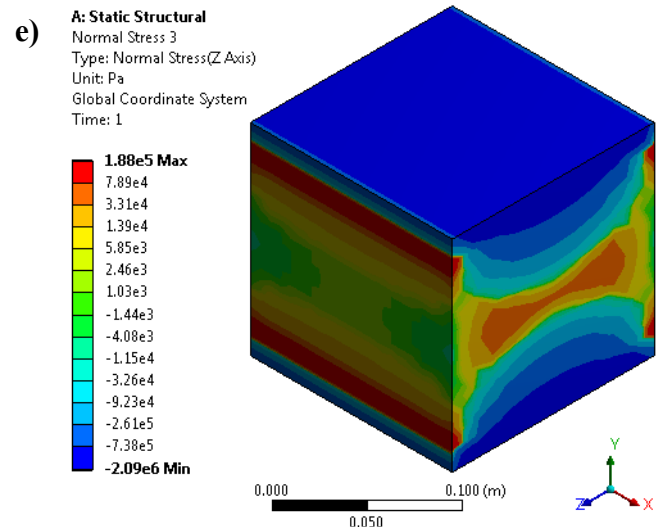
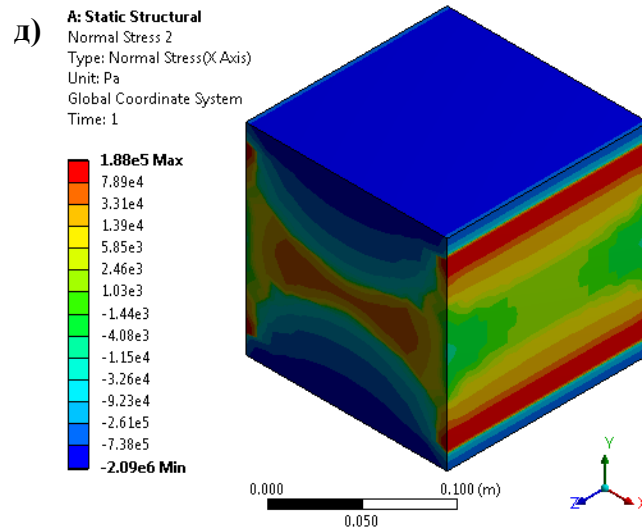
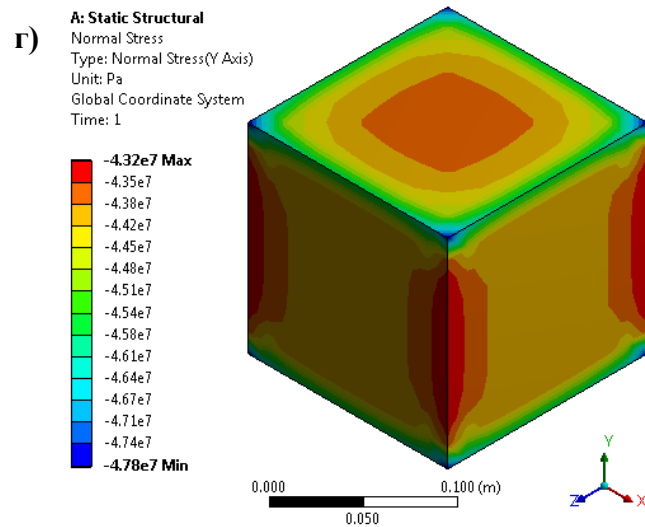
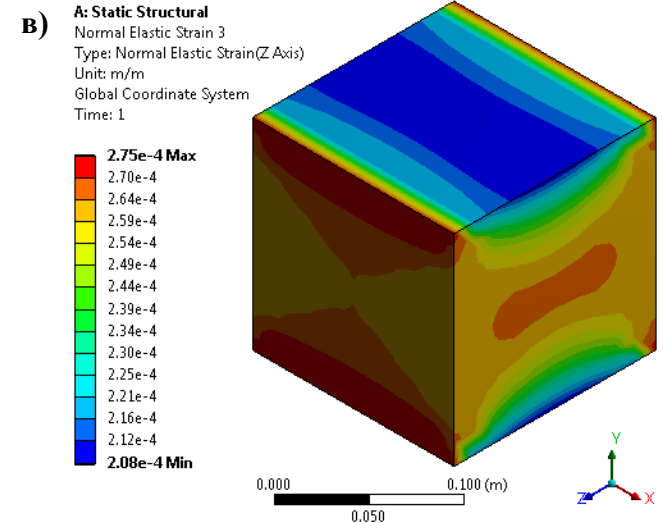
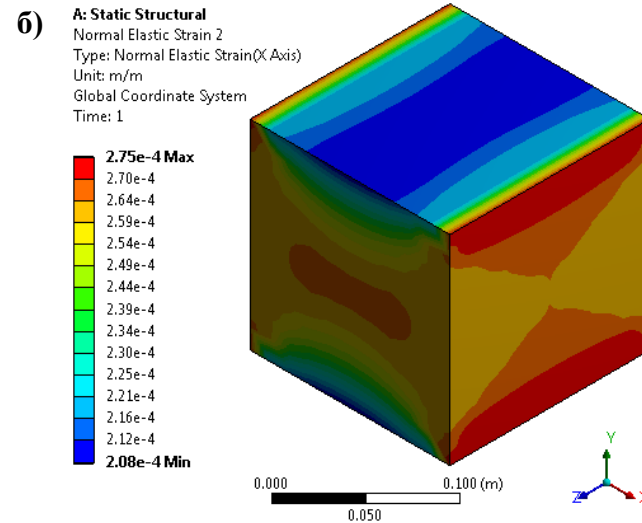
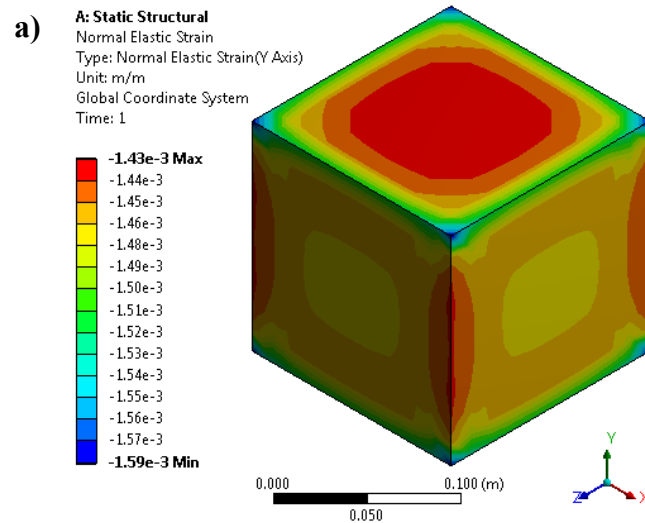


Рис. Б.4. Расчет Об: деформации продольные  $\epsilon_y$  (а) и поперечные  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_z$  (б, в) в модели №0 при осевом сжатии вдоль оси «Y» с учетом контактного трения с коэффициентом  $\mu=0,3$ ; г, д, е – соответствующие нормальные напряжения вдоль осей «Y», «X» и «Z».

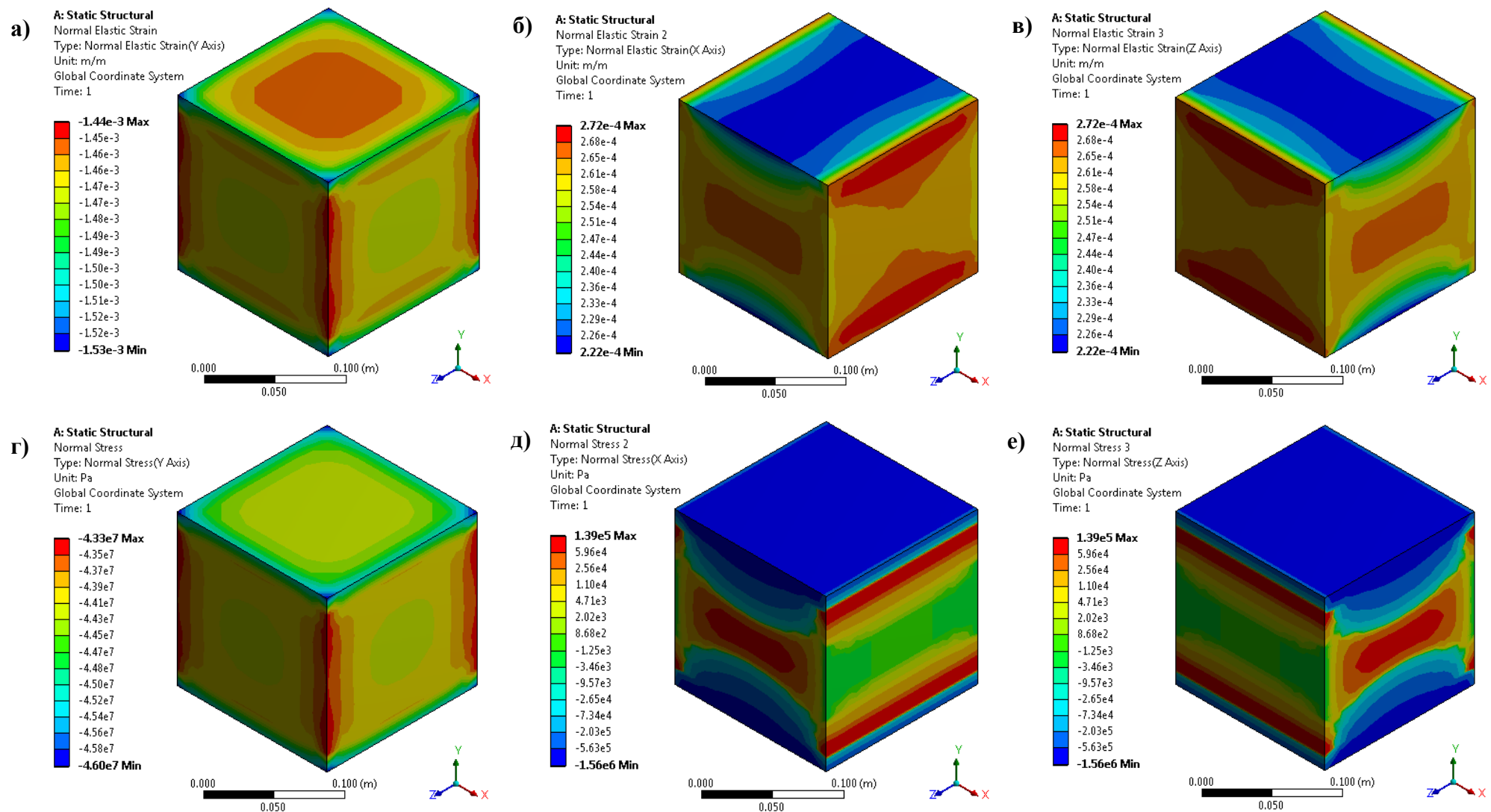


Рис. Б.5. Расчет 1б: деформации продольные  $\epsilon_y$  (а) и поперечные  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_z$  (б, в) в модели №1 при осевом сжатии вдоль оси «Y» с учетом контактного трения с коэффициентом  $\mu=0,3$ ; г, д, е – соответствующие нормальные напряжения вдоль осей «Y», «X» и «Z».

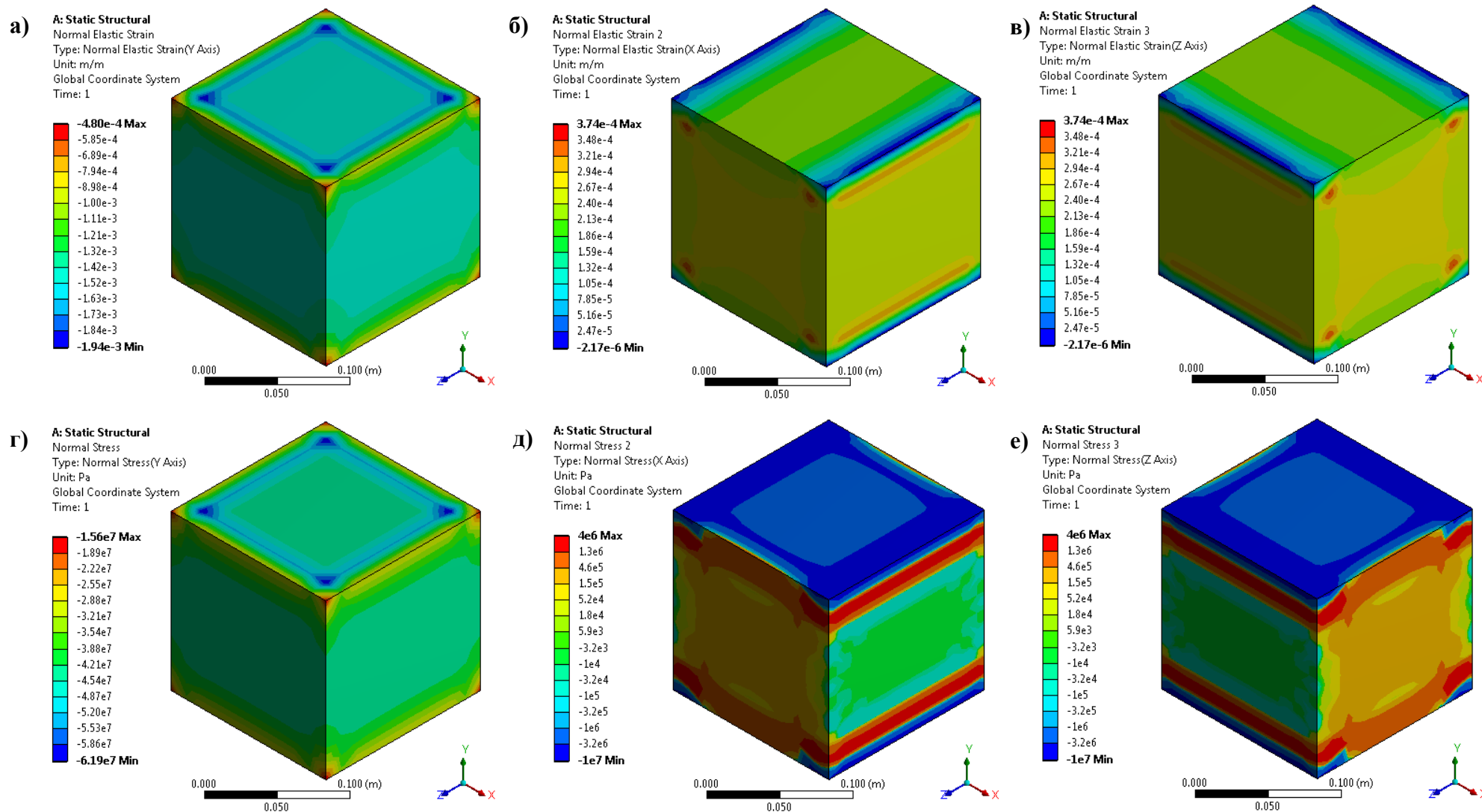


Рис. Б.6. Расчет 2б: деформации продольные  $\epsilon_y$  (а) и поперечные  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_z$  (б, в) в модели №2 при осевом сжатии вдоль оси «Y» с учетом контактного трения с коэффициентом  $\mu=0,3$ ; г, д, е – соответствующие нормальные напряжения вдоль осей «Y», «X» и «Z».

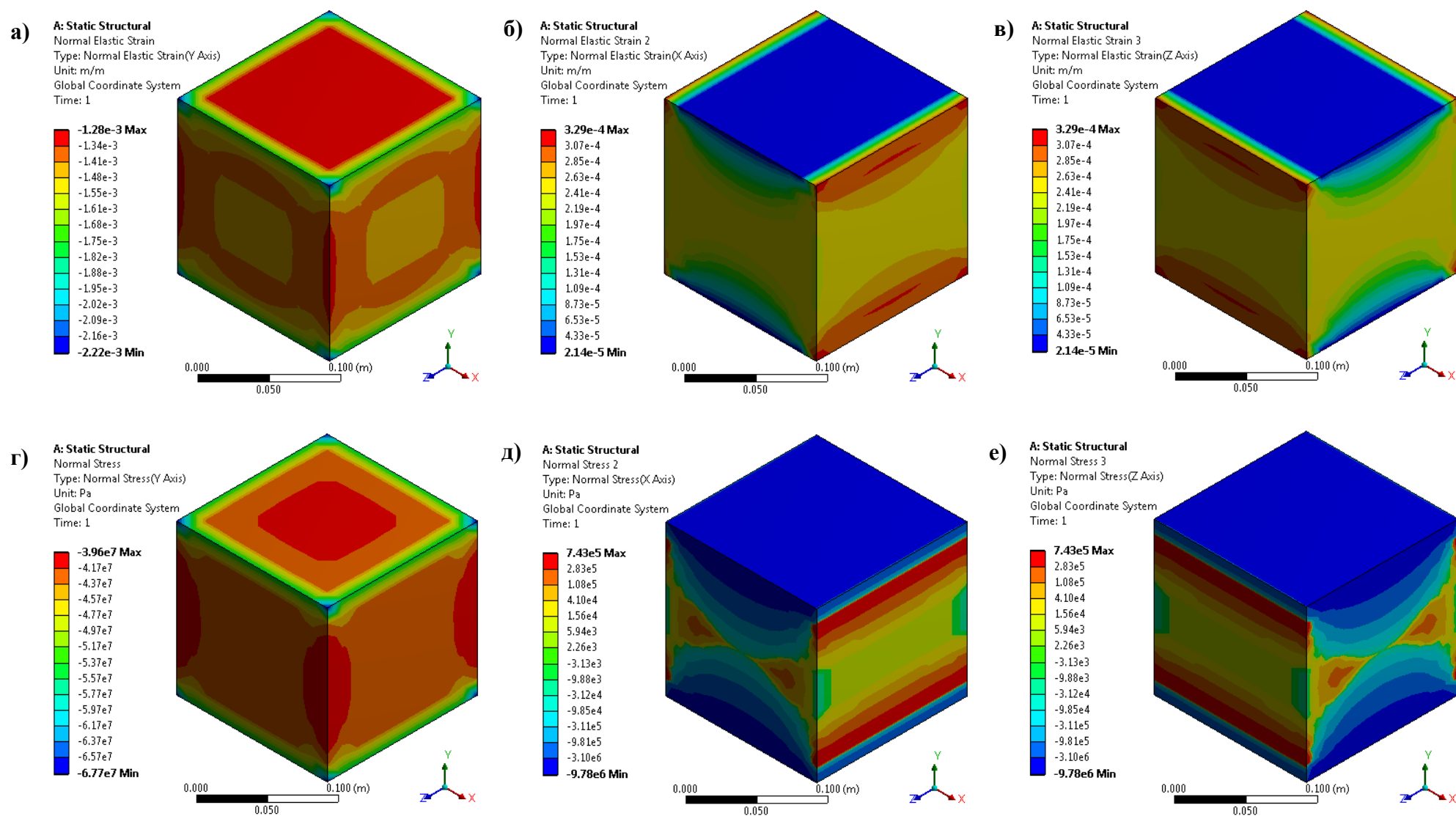


Рис. Б.7. Расчет Ов: деформации продольные  $\epsilon_y$  (а) и поперечные  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_z$  (б, в) в модели №0 при осевом сжатии вдоль оси «Y» с жесткой связью в контактной зоне; г, д, е – соответствующие нормальные напряжения вдоль осей «Y», «X» и «Z».

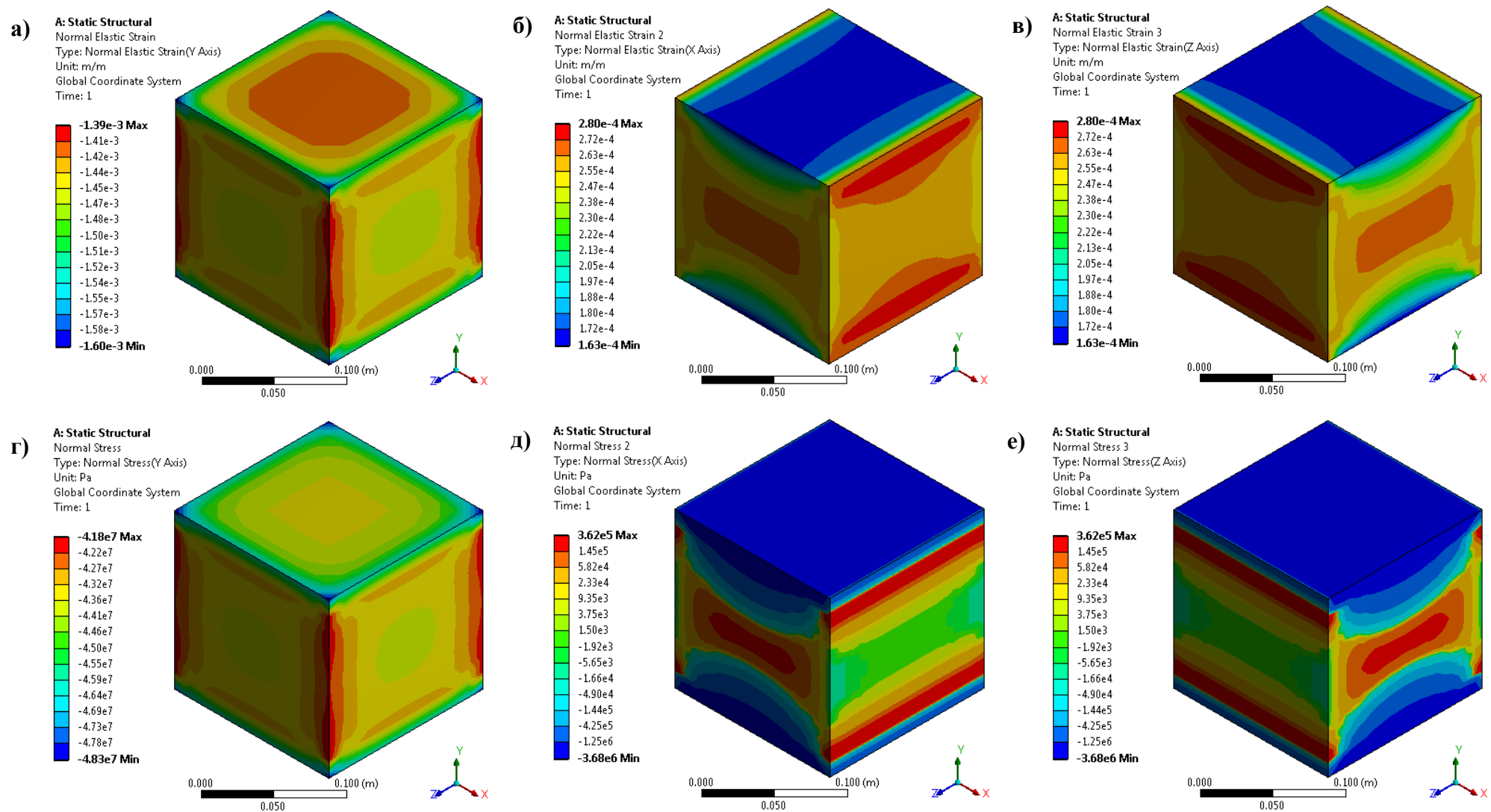


Рис. Б.8. Расчет 1в: деформации продольные  $\epsilon_y$  (а) и поперечные  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_z$  (б, в) в модели №1 при осевом сжатии вдоль оси «Y» с жесткой связью в контактной зоне; г, д, е – соответствующие нормальные напряжения вдоль осей «Y», «X» и «Z».



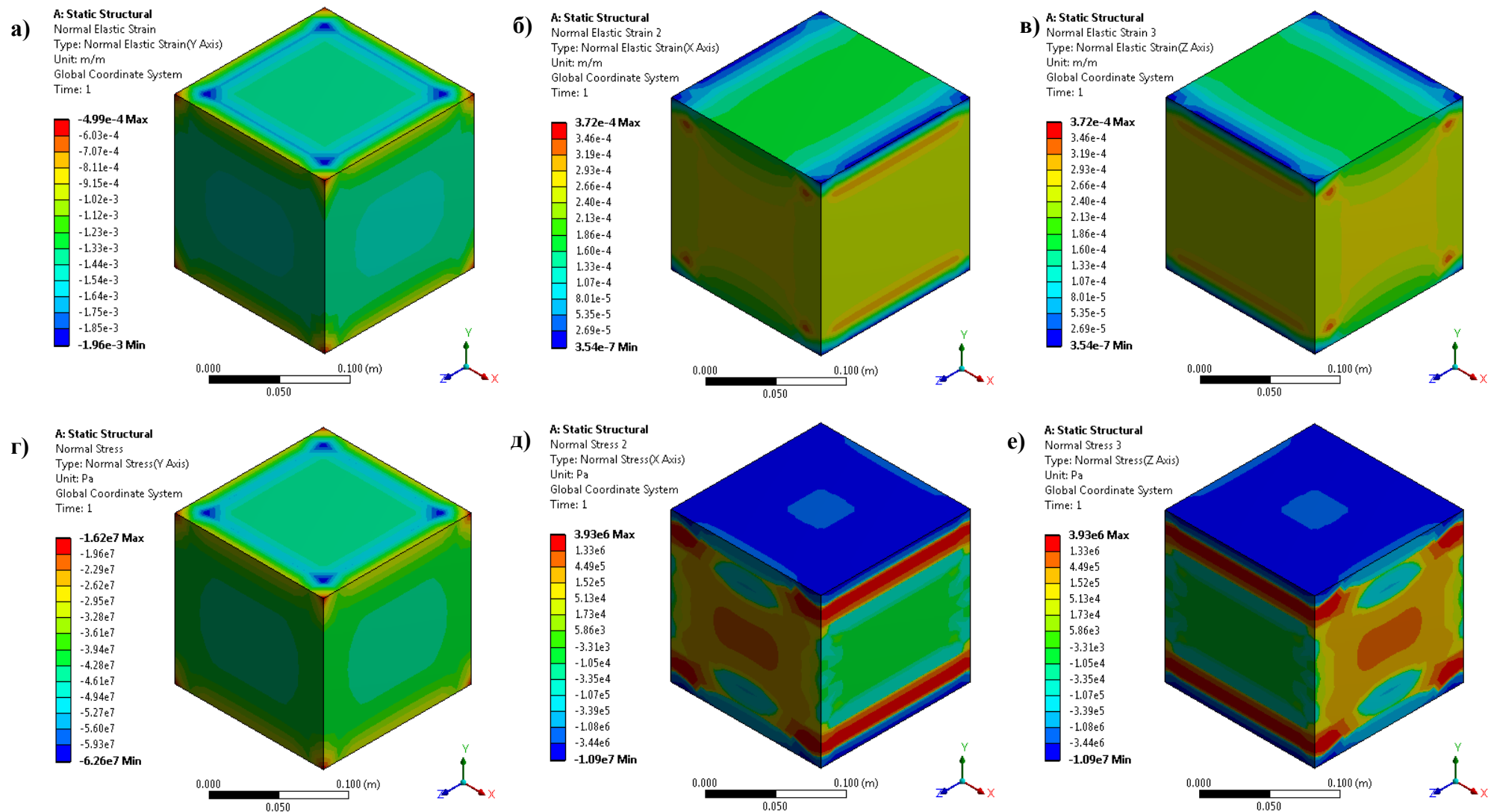


Рис. Б.9. Расчет 2в: деформации продольные  $\epsilon_y$  (а) и поперечные  $\epsilon_x$ ,  $\epsilon_z$  (б, в) в модели №2 при осевом сжатии вдоль оси «Y» с жесткой связью в контактной зоне; г, д, е – соответствующие нормальные напряжения вдоль осей «Y», «X» и «Z».